

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

2543

L. inw.

1. 75

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297315

# BRÜCKEN VON EISENBETON

BRÜCKEN VON EISENBETON

BRÜCKEN VON EISENBETON

BRÜCKEN VON EISENBETON

BRÜCKEN VON EISENBETON



2.146



# BRÜCKEN IN EISENBETON

EIN LEITFADEN  
FÜR SCHULE UND PRAXIS

VON

**C. KERSTEN**

BAUINGENIEUR UND KGL. OBERLEHRER a. D.

**TEIL I:**

**PLATTEN- UND BALKENBRÜCKEN.**

MIT 640 TEXTABBILDUNGEN.

**DRITTE**

NEUBEARBEITETE UND STARK ERWEITERTE AUFLAGE.

574  
F. No. 30237



BERLIN 1912

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

458  
18

x  
2146

Nachdruck, auch auszugsweise, verboten.  
Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen  
vorbehalten.

Copyright 1912  
by Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag, Berlin.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

II 2543

Akc. Nr. 1547/49

## VORWORT ZUR DRITTEN AUFLAGE.

Der vorliegende Leitfaden soll eine Ergänzung der vorhandenen Lehrbücher des Brückenbaues sein. Nicht nur dem Studierenden der Fachschule, sondern auch dem in der Praxis stehenden Techniker soll das Buch hilfreiche Dienste leisten, ihnen den Schritt von der Theorie zur praktischen Anwendung erleichtern helfen.

Das Buch schließt sich in Form und Umfang des Inhaltes den beiden Leitfäden des Verfassers „Der Eisenbetonbau“ an, insbesondere dem in 8. Auflage erschienenen I. Teile „Ausführung und Berechnung der Grundformen“.<sup>1)</sup> Vorausgesetzt sind die Kenntnisse der elementaren Brückenstatik sowie die Kenntnisse der in dem genannten Leitfaden I behandelten Berechnungsweisen der für Balkenbrücken in Frage kommenden Grundformen. Rein wissenschaftliche Betrachtungen, die ein Hochschulstudium voraussetzen, sind vermieden worden, um einerseits den Umfang des Buches zu beschränken und andererseits dem Charakter eines „Leitfadens“ gerecht zu bleiben. Berechnungen von kontinuierlichen Trägern, steifen Rahmen, Pfosten-Fachwerkträgern u. dgl. gehören mehr oder weniger ins Gebiet der Ingenieurwissenschaften. Für alle die, welche sich eingehender mit dem Studium befassen möchten, sind Hinweise auf die einschlägige Literatur in genügender Zahl gegeben. Hingewiesen sei insbesondere auf das in 2. Auflage vorliegende Handbuch für Eisenbetonbau.

Hauptwert ist auf die Anleitung zum praktischen Entwerfen und Ausführen gelegt. Vollkommen durchgerechnete und durch Konstruktionszeichnungen erläuterte Beispiele aus der Praxis erstklassiger Firmen dürften zum genaueren Verständnis des Gebotenen wesentlich beitragen, ebenso die zahlreichen, mit genügenden Maßzahlen versehenen Abbildungen über Einzelheiten und Gesamtanlagen ausgeführter Brückenwerke. Zur Vermeidung von Wiederholungen ist die Mehrzahl der Rechnungsbeispiele nur im Auszug wiedergegeben und die Berechnung auf die Ermittlung der Größtmomente beschränkt worden. Wie in den beiden Teilen des

<sup>1)</sup> Vergl. auch Kersten, Brücken in Eisenbeton, 1910, Teil II „Bogenbrücken“, 2. Auflage, Verlag von Wilh. Ernst u. Sohn, Berlin W 66. Preis geb. 4,80 Mark.

„Eisenbetonbaues“ ist auch in diesem Brückenbuch auf eine leichtverständliche Behandlung des Stoffes und auf größte Genauigkeit aller Textabbildungen besonderer Wert gelegt, so daß das Buch auch zum Selbststudium und zum Gebrauch bei den jetzt vielfach in Mode gekommenen Eisenbeton-Sonderkursen geeignet sein dürfte.

---

Die Herausgabe der vorliegenden 3. Auflage (die 1. Auflage erschien im Jahre 1907) bot dem Verfasser willkommene Gelegenheit, an den praktischen wie theoretischen Teilen des Buches umfangreiche Verbesserungen und Ergänzungen vorzunehmen. Dabei ließ er sich in erster Linie von dem Gedanken leiten, daß für den Techniker das Durchkonstruieren der einzelnen Entwurfsteile weitaus wertvoller und nutzbringender sei, als allzu umständliches theoretisches Arbeiten bei gewagten Berechnungsannahmen. Zum mindesten muß dem Konstruieren die gleiche Bedeutung beigemessen werden wie dem Berechnen. Dieser Gedanke läßt es auch erklärlich erscheinen, daß die Vergrößerung des Buchumfanges gegenüber der 2. Auflage lediglich veranlaßt worden ist durch Erweiterungen der die praktische Ausführung behandelnden Abschnitte und durch eine bedeutende Vermehrung des Abbildungsmaterials; die Zahl der Abbildungen ist gegenüber der 1. Auflage fast um das Doppelte angewachsen, ganz davon abgesehen, daß sehr viele Abbildungen neu gezeichnet und beschriftet, bzw. durch Abbildungen neuerer Bauausführungen ersetzt worden sind. Es dürfte dem Wesen des Leitfadens mehr entsprechen, durch zahlreiche Abbildungen ausgeführter Brückenwerke einen umfassenderen Ueberblick über die so mannigfachen Anwendungsmöglichkeiten des Eisenbetons im Brückenbau zu bieten, als durch allzu umfangreiche Erläuterungen und Beschreibungen. Der behandelte Stoff ist übersichtlicher angeordnet, der Literaturnachweis in gebührendem Maße ergänzt worden. Neu aufgenommen, im Auszug mitgeteilt, sind die neuen österreichischen Vorschriften für Straßenbrücken vom Jahre 1911. Besondere Berücksichtigung haben jetzt auch die Plattenbrücken aus einbetonierten Walzträgern gefunden, die seitens der Eisenbahnbehörden mehr und mehr bevorzugt werden — ob mit Recht, mag dahingestellt bleiben. Eine gänzliche Umarbeitung und ganz bedeutende Erweiterung hat das Kapitel über die Ausführung und Berechnung der gewöhnlichen Balkenbrücken mit obenliegender Fahrbahn erfahren, nicht minder auch die Abschnitte über Rahmenträger, Krag- und Gelenkbalken und über kontinuierliche Träger. Für das bessere Verständnis des Wesens der kontinuierlichen Balken dürften die vergleichenden Betrachtungen der im Wettbewerb für die Altstädter Brücke in Pforzheim preisgekrönten Entwürfe von besonderem Nutzen sein; sie geben jedenfalls ein sehr lehrreiches Beispiel für die große Leistungs-



fähigkeit unserer heutigen Eisenbetonindustrie auf dem Gebiete der Balkenbrücken ab. Im Hinblick auf die ausführliche Inhaltsangabe ist auch in der neuen Auflage von einem besonderen alphabetischen Sachverzeichnis abgesehen worden.

Sinn und Verständnis für die neue Bauweise in immer weitere Kreise unserer Technikerschaft durch gemeinverständliche Bücher zu tragen, erscheint dem Verfasser als eine mindestens ebenso wichtige und vor allem auch nützliche Aufgabe, als die wissenschaftliche Vertiefung in einzelne theoretische Sondergebiete.

Die Vorschläge der Herren Fachkollegen zu Verbesserungen und Ergänzungen werde ich nach wie vor mit Dank entgegennehmen und etwaige Wünsche bezüglich der Wahl und Anordnung des Stoffes gern berücksichtigen.

Straßburg, im März 1912.

**C. Kersten.**

## Inhaltsverzeichnis des I. Teiles, 3. Auflage:

### Platten- und Balkenbrücken.

I. Allgemeines.	Seite
Einleitung . . . . .	1
Nachteile und Vorteile der Brücken in Eisenbeton . . . . .	2
Formgebung und Sichtflächen . . . . .	6
Wasserundurchlässigkeit und Wetterfestigkeit . . . . .	8
Die Baustoffe . . . . .	10
Staatliche Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetonbrücken (im Auszug mitgeteilt)	
a) Vorläufige Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton im Bezirk der Eisenbahndirektion Berlin . . . . .	14
b) Oesterreichische Vorschrift vom 15. Juni 1911 über die Herstellung von Tragwerken aus Eisenbeton bei Straßenbrücken . . . . .	18
c) Besondere österreichische Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetontragwerken für offene Durchlässe im Zuge von Eisenbahnlagen (Vollspurbahnen) . . . . .	25
d) Provisorische Vorschriften über Bauten in armiertem Beton auf den schweizerischen Eisenbahnen . . . . .	27
<b>II. Durchlässe, Ueberdeckungen und Plattenbrücken.</b>	
Die Ausführung der Durchlässe (Widerlagsmauern, Gründungsplatten, Deckplatten, Ausdehnungsfugen, Eiseneinlagen, Plattenstärken, Asphaltisierungen; ausgeführte Beispiele) . . . . .	27
Ueberdeckungen und Tunnel . . . . .	34
Verwendung von Walzträgern . . . . .	39
Plattenbrücken mit schlaffen Einlagen . . . . .	40
Plattenbrücken mit einbetonierten Walzträgern . . . . .	44
Die Berechnung . . . . .	49
<u>Beispiel 1:</u> Statische Berechnung eines Eisenbahndurchlasses mit zwei Öffnungen . . . . .	53
<u>Beispiel 2:</u> Statische Berechnung einer Plattenbrücke mit drei Öffnungen	62
<b>III. Brückentafeln auf eisernem Tragwerk.</b>	
Vorteile der eisenbewehrten Brückentafeln . . . . .	64
Ausgeführte Beispiele . . . . .	67

## IV. Vollwandige Balkenbrücken.

Seite

<u>A. Beiderseits frei aufliegende Balkenbrücken mit obenliegender Fahrbahn.</u>	
Die Ausführung (Allgemeines, Längs- und Quergefälle, Fahrbahndichtungen, Oberbau der Straßen-, Fußgänger- und Eisenbahnbrücken, Widerlager und Trägerstützungen, Dehnungsfugen) . . . . .	69 bis 81
Geländer . . . . .	81
Grundformen, Fahrbahnquerschnitte . . . . .	83
Querversteifungen, Gehwege, Einrüstungen, Sichtflächen . . . . .	86
Grundmaße . . . . .	89
Beispiele ausgeführter Brücken (gewöhnliche Balkenbrücken, Möllerbrücken, Freitragler mit Kragarmen) . . . . .	90 bis 96
Die Berechnung. Belastungsannahmen . . . . .	96
Berechnung der Fahrbahnplatte. . . . .	99
Berechnung der Tragbalken . . . . .	101
Beispiel 3: Entwurfsberechnung für eine Straßenbrücke . . . . .	109
Beispiel 4: Ausführung und statische Berechnung für eine Straßenbrücke	118
Beispiel 5: Ausführung und statische Berechnung für eine Straßenbrücke mit beiderseitigen Schutzwänden . . . . .	124
<u>B. Beiderseits frei aufliegende Balkenbrücken mit untenliegender (versenkter) Fahrbahn.</u>	
Die Ausführung (Grundformen, Ausbildung der Tragbalken, Beispiele ausgeführter Brücken) . . . . .	129
Die Berechnung . . . . .	139
Beispiel 6: Ausführung und statische Berechnung einer Straßenbrücke mit versenkter Fahrbahn . . . . .	140
<u>C. Beiderseits fest eingespannte Balkenbrücken und Rahmenträger.</u>	
Stampfbetonwiderlager und Winkelstützmauern; Rahmenpfosten hinter der Wandplatte, Rahmenpfosten vor der Wandplatte; Rahmen und Widerlager getrennt, Bogenbalken, Berechnung . . . . .	146 bis 152
<u>D. Balkenbrücken über mehrere Oeffnungen, aus einfachen, Krag- oder Gelenkträgern bestehend.</u>	
Aneinanderreihung einfacher Balken . . . . .	152
Kragträger . . . . .	158
Gelenkträger . . . . .	161
<u>E. Durchlaufende (kontinuierliche) Balkenbrücken auf mehreren Stützen.</u>	
Ausführung, Einteilung, Berechnung . . . . .	165
Durchlaufende Tragbalken, frei beweglich gestützt . . . . .	168
Durchlaufende Tragbalken, auf Pendelstützen gelagert . . . . .	174
Durchlaufende Tragbalken, mit den Stützen fest verspannt	175
Wettbewerb von Entwürfen für eine durchlaufende Balkenbrücke auf 4 Stützen . . . . .	187
Durchlaufende Tragbalken mit versenkter Fahrbahn . . . . .	189
Beispiel 7: Ausführung und Annäherungsberechnung einer Straßenbrücke mit fortlaufenden Trägern auf 4 Stützen . . . . .	191

<b>V. Transport- und Verladebrücken, Hochbahnen, Landungsstege.</b>	Seite
Transportbrücken . . . . .	202
Verladebrücken . . . . .	205
Landungsstege . . . . .	207
<b>VI. Ueberdachte Brückengänge (ausgeführte Beispiele) . . . . .</b>	207
<b>VII. Brückenkanäle, Ueberführungen von Rohr- und Kabelleitungen . . . . .</b>	213
<b>VIII. Fachwerkbrücken.</b>	
Ausführung durchbrochener Tragwerke . . . . .	217
Ausführung von Pfostenfachwerken . . . . .	218
Ausführung von Dreieckfachwerken . . . . .	220
Berechnung . . . . .	223
<b>IX. Ebene Fahrbahntafeln für Bogenbrücken . . . . .</b>	227
<b>X. Straßen- und Brückenverbreiterungen . . . . .</b>	228
<hr/>	
Verzeichnis von Abhandlungen über Eisenbeton-Balkenbrücken in verschiedenen Fachzeitschriften . . . . .	233
Verzeichnis fachwissenschaftlicher Werke . . . . .	236

## Inhaltsverzeichnis des II. Teiles, 2. Auflage: Bogenbrücken.

- I. Allgemeines.
- II. Eingespannte Vollgewölbe mit schlaffer Bewehrung.
- III. Eingespannte Rippengewölbe und Einzelbogen mit schlaffer Bewehrung.
- IV. Gewölbe mit steifen Einlagen.
- V. Gelenkwölbbriicken.
- VI. Bogenförmige Fachwerkbrücken.
- VII. Durchlässe und Ueberwölbungen.
- VIII. Lehrgerüste und Bauausführung.

# I. Allgemeines.

## Einleitung.

Erst in dem letzten Jahrzehnt ist es der neuen Industrie des Betons und Eisenbetons vergönnt gewesen, in einen erfolgreichen Wettstreit mit Stein und Eisen zu treten. Es macht sich allenthalben das Bestreben bemerkbar, in erster Linie wirtschaftlich, ökonomisch zu arbeiten, ein Umstand, der der Entwicklung des Eisenbetons nur förderlich sein kann. Der reine Betonbau wird naturgemäß nur für gewölbte Brücken in Betracht kommen, ist aber auch hier neben dem bewehrten Beton ein besonders ernst zu nehmender Nebenbuhler der altüblichen Bauweisen geworden. Bedeutende, einflußreiche Geschäftshäuser sind erstanden, die ihr möglichstes aufbieten, um die neue Technik zu immer größerer Blüte gelangen zu lassen. In kurzer Zeit entstand eine ausgedehnte Betonindustrie, die viele Tausend Kräfte beschäftigt, und die über ein weites, ausgedehntes Arbeitsfeld verfügt.

Eine große Zahl von Brücken in Stampfbeton wie in eisenbewehrtem Beton ist im Laufe der beiden letzten Jahrzehnte gebaut worden.<sup>1)</sup> Die dabei gewonnenen Ergebnisse sind durchaus zufriedenstellend, weshalb zu immer größeren Spannweiten geschritten wird. Man hat es also mit einer vollkommen ausgebildeten, praktisch erprobten Bauweise zu tun, und es ist nicht unwahrscheinlich, daß sich allmählich die Anschauungen auf dem Gesamtgebiete des Brückenbaues, namentlich der Wölbbrücken und der Balkenträger mittlerer Spannweite, zugunsten der Eisenbetontechnik ändern werden.

Mit der Praxis ging die Theorie Hand in Hand. Wissenschaftliche Forschung sorgte dafür, das eigentümliche Zusammenwirken von Beton und Eisen zu ergründen. Daß zwar auf dem Gesamtgebiete des Eisenbetons nicht alles theoretisch geklärt ist, wird noch längere Zeit eine unbestreitbare Tatsache bleiben. Aber wie sah es denn mit der Entwicklung des eisernen Brückenbaues aus? Seit sechzig, siebenzig Jahren baut man nun schon Brücken in Eisen, und immer wieder stoßen die Ansichten der Theoretiker zusammen, immer wieder werden Bedenken

<sup>1)</sup> Beispielsweise kennzeichnet die Broschüre „Les Ponts Hennebique“, Paris, die Tätigkeit des Hauses Hennebique auf dem Gebiete des Brückenbaues durch folgende Tabelle (Auszug):

1894 . . . . .	5	Brücken,
1896 . . . . .	10	„
1898 . . . . .	29	„
1900 . . . . .	59	„
1902 . . . . .	113	„
1904 . . . . .	162	„
1905 (bis Ende Juli) . . .	107	„

laut, diesen oder jenen Formgebungsgedanken in diesem oder jenem Falle zur Anwendung zu bringen. Mißerfolge und Unglücksfälle blieben nicht aus, und dennoch ging die Entwicklung des eisernen Brückenbaues einer damals nicht geahnten Blüte entgegen.

### Nachteile und Vorteile der Brücken in Eisenbeton.

Wie bei jedem neuen Gewerbe hat auch der Betonbrückenbau neben großen Erfolgen mancherlei Fehler und Mißerfolge gezeigt. Der Hauptgrund hierfür ist recht oft in dem Umstand zu suchen, daß vom Auftraggeber der Mindestbietende bevorzugt, also das billigste Bauwerk genommen wird, weil um jeden Preis Ersparungen erzielt werden sollen. Solches Bestreben ist ja nicht ganz ungerechtfertigt, zumal gerade die Anlagelkosten beim Betonbau unter Umständen höhere sein können als bei anderen Brückenausführungen. Doch sind diese Anfangskosten nicht so maßgebend wie die Güte des Baues einerseits und die Unterhaltungskosten andererseits. — Nichts kann der gedeihlichen Weiterentwicklung der Betontechnik von so großem Nutzen sein, als eine genaue behördliche, baupolizeiliche Prüfung der eingesandten Entwürfe und eine gewissenhafte amtliche Beaufsichtigung der Bauausführung. Derartige Bauten verlangen eben eine sachgemäße, genaue Arbeit von geschultem Arbeiterstamm, um befriedigende Ergebnisse zu liefern. Zuverlässige größere Bauunternehmungen haben eine solche baupolizeiliche Ueberwachung naturgemäß nicht in dem Maße nötig wie Kleinunternehmungen; sie werden ihr möglichstes tun, um ihren guten Ruf in der Fachwelt aufrecht zu erhalten. Und dennoch suchen selbst gutbewährte Häuser durch gewagte Konstruktionskunststückchen ihren Entwurf billiger zu gestalten, um mit anderen, weniger gewissenhaften Geschäften in günstigen Wettbewerb treten zu können.

Nur beste, durch amtliche Prüfung als gut befundene Baustoffe dürfen genommen werden; die Mischungsverhältnisse müssen der Eigenart des betreffenden Bauteils entsprechen. Bei bewehrten Betonbrücken wird es sich stets empfehlen, Einzeldarstellungen zu fordern; denn solche sind für die Beurteilung eines Entwurfes von größtem Werte. Ist das Eisengerippe einmal vom Beton eingehüllt, so bleiben die ausgeführten Fehler in der Anordnung der Eisenstäbe für immer dem Auge verborgen. Prüfungen durch Augenschein sind dann nutzlos. Eiserne Brücken bieten den Vorteil, daß alle Einzelteile vorher geprüft werden können und späterhin stets zugänglich sind.

Die erforderliche unausgesetzte Beaufsichtigung, die Abhängigkeit von dem zuverlässigen Schaffen der Arbeitskräfte können mit Recht als Schattenseiten bezeichnet werden. Ein weiterer Nachteil liegt in dem Umstand, daß Holzverschalungen notwendig werden, welche dem bauausführenden Geschäftshause ganz beträchtliche Kosten verursachen. Denn Holz ist an und für sich schon ein verhältnismäßig teurer Baustoff; dazu kommt noch, daß dasselbe durch Verschneiden und Abnutzen wesentlich mehr leidet, als es bei Arbeitsgerüsten und Lehrbogen für Eisen- und Steinbrücken der Fall ist. Doch kann man durch zweckmäßige und

geschickte Wiederbenutzung der auf der Baustelle vorhandenen Hölzer die Schalungsarbeit billiger gestalten. Es sollen auch späterhin Brückenformen besprochen werden, die eine teilweise bezw. vollkommene Beseitigung der unbequemen Einschalung möglich machen. Die notwendigen Rüstungen sind aber im allgemeinen größer und umfangreicher als bei eisernen Brücken, da es sich hier um größere Eigenlasten handelt und die Art der Herstellungsweise — die Betonierarbeit — gebührend in Rücksicht gezogen werden muß. Größere Rüstungen sind besonders dann von Nachteil, wenn bedeutende Lichtraum- bezw. Durchflußprofile in Frage kommen.

Nachteilig ist auch die im Winter notwendige Rücksichtnahme auf Frostwetter, was unliebsame Unterbrechungen der Arbeit und Verzögerungen in der Fertigstellung des Bauwerkes im Gefolge haben kann.

Nachteilig ist weiterhin der Umstand, daß nachträgliche Verstärkungen, wie solche — namentlich bei Eisenbahnbrücken — infolge des ständigen Anwachsens der Betriebslasten oft notwendig werden, nicht möglich sind,<sup>1)</sup> daß selbst der Abbruch einer bestehenden Eisenbetonbrücke ganz bedeutende Schwierigkeiten im Gefolge hat. Eisernen Brücken können während kurzer Zugpausen herausgenommen und durch neue ersetzt werden, ohne daß Material zerstört oder völlig entwertet wird, und ohne daß lästige Trümmer erzeugt werden, die die benachbarten Gleise, Straßen und Anlagen gefährden oder doch wenigstens auf einige Zeit ein unliebsames Verkehrshemmnis bilden können. Besonders hat die Erhöhung der Raddrücke die Auswechslung kleinerer eiserner Ueberbauten notwendig gemacht, was in der Regel in der Weise erfolgt, daß man in Zugpausen die alte Brücke herausnimmt und durch die bereitliegende, vorher fertiggestellte neue Konstruktion ersetzt. Größere Störungen des Verkehrs werden dann selten nötig. Wenn auch derartige Auswechslungen bei Eisenbetonbrücken kleinerer Spannweite — namentlich bei Plattenbrücken mit Walzeisen — schon ausgeführt worden sind,<sup>2)</sup> so kann doch nicht geleugnet werden, daß die Schwierigkeiten in der technischen Ausführung weitaus größere sind als bei den eisernen Brücken. — Immerhin darf man bei allen diesen Betrachtungen das eine nicht vergessen: Die Festigkeiten des Eisens nehmen im Betriebe mit dem Alter ab, die Festigkeiten des Eisenbetons dagegen zu. Die Notwendigkeit der Auswechslung wird also — auch bei Eintritt höherer Betriebslasten — nicht so schnell zu befürchten sein.

Diesen Schattenseiten stehen aber mancherlei greifbare Vorteile gegenüber, welche in den meisten Fällen ausschlaggebend sind. Zunächst sei die Kürze der Herstellungsdauer erwähnt, welche die Betonbrücken beanspruchen. Die Rohstoffe werden in üblicher Weise angeliefert und

<sup>1)</sup> Andererseits sei darauf aufmerksam gemacht, daß schon des öfteren, namentlich in Amerika, Verstärkungen alter eiserner Brücken durch nachmalige Umhüllung mit Beton und Eisenbeton mit bestem Erfolge ausgeführt worden sind. Vergl. auch Abb. 111. — <sup>2)</sup> Vergl. z. B. Beton u. Eisen 1911, S. 325 (Plattenbrücke für 6 m Lichtweite), sowie Beton- und Eisenkonstruktionen 1911, S. 61 (Verschiebung einer 70 t schweren Plattenbalkenbrücke von 14 m Lichtweite und 4 m Breite um 25 m). Ueber die Herstellung einer Brücke in zwei Bauabschnitten vergl. Beton u. Eisen 1910, S. 295.

in kürzester Zeit verarbeitet. Zement und Eisen sind Handelswerte, die überall zu haben sind; Schotter und Sand werden sich wohl immer in unmittelbarer Nähe des Bauplatzes finden, so daß teure und zeitraubende Transporte unnötig werden. Bei den eisernen Brücken dagegen ist man genötigt, die genieteten Trägereile oft von weither zu beschaffen, was mit viel Zeit, Kosten und technischen Schwierigkeiten verbunden ist. Außerdem müssen für die Bauausführung den jeweiligen Zwecken angepaßte Hebemaschinen, fahrbare Dampfkranen usw. zur Verwendung kommen. Die Schnelligkeit der Ausführung bedingt natürlich eine Verminderung der Zahl der Arbeitstage, also auch eine Verminderung der Arbeitskosten. Namentlich für den Eisenbahnbetrieb spielt die Kürze der Herstellungszeit eine sehr gewichtige Rolle.

Die Brücken sind wetterbeständig, feuer-, sturm- und hochwasser-sicher und machen außer Erneuerung des Pflasters keine Unterhaltungskosten nötig. Bei eisernen Brücken muß beispielsweise der Oelanstrich erneut werden, was mit erheblichen Kosten verknüpft ist; außerdem sind die Nietverbindungen von Zeit zu Zeit nachzuprüfen und zu ergänzen. Durch den Fortfall solcher Unterhaltungskosten werden die Betonbrücken schließlich in merklichem Grade billiger als andere Brückenformen, insbesondere bei verwickelten Grundrissen. Sie besitzen weiterhin eine lange Lebensdauer und haben — im Gegensatz zu den eisernen Brücken — auch den Vorteil, daß die Festigkeitseigenschaften mit zunehmendem Alter sich verbessern. Sie stellen in der Regel eine viel hübschere Brückenform dar, die je nach Belieben architektonisch ausgebildet werden kann. Man vergleiche in dieser Hinsicht z. B. die Abb. 318, 335, 438 u. 468. Was das Eigengewicht der bewehrten Balkenbrücken anlangt, so ist dasselbe allerdings oftmals ein wesentlich höheres als das der Eisenbrücken. Zieht man jedoch in Betracht, daß man an Oberbaumaterial sparen kann, daß größtenteils Quer- und Längsträger sowie Windverstrebenungen ausgeschlossen sind, so wird in vielen Fällen auch bei den Balkenbrücken das Vergleichsergebnis kein allzu ungünstiges sein. Außerdem ist zu bedenken, daß dynamische Wirkungen um so besser aufgenommen und auf alle Teile der Brücke übertragen werden, je größer das Eigengewicht ist,<sup>1)</sup> je geringer die Verkehrslast im Vergleich zur toten Last wird. Wenn nun trotz des größeren Eigengewichts bei Ausschreibungen den bewehrten Balkenbrücken dennoch der Vorzug gegeben wird, so ist das fast ausnahmslos durch den Fortfall der Unterhaltungskosten und die Kürze der Herstellungsdauer berechtigt.

<sup>1)</sup> Unter Leitung von Prof. Berry sind in dem Laboratorium für Baumaterialprüfung der Universität von Pennsylvanien Versuche vorgenommen worden, um den Einfluß wiederholter Be- und Entlastung auf die Festigkeit und die elastischen Eigenschaften von Eisenbetonbalken festzustellen. Nach diesen Versuchen wird die Tragfähigkeit eines Eisenbetonbalkens durch 1 000 000 mal — bei hoher Spannung — wiederholte Be- und Entlastungen nicht wesentlich beeinflußt. Die Verbindung zwischen Eisen und Beton bleibt unter solchen wiederholten Einwirkungen der Belastung unberührt; es wird keine Veränderung der neutralen Achse herbeigeführt. Außerdem wird die größte Durchbiegung des Balkens durch die Häufigkeit der Belastungen nicht beeinflußt; der größte Teil der bleibenden Durchbiegung tritt bereits nach einigen 1000 mal wiederholter Be- und Entlastung ein (vergl. auch „Beton u. Eisen“ 1909, S. 84).



Pfeiler und Joche nehmen, wenn sie aus Eisenbeton bestehen, wenig Raum ein, gestatten also bedeutende Durchfahrtsbreiten, welcher Umstand namentlich für Flußbrücken in städtischem Bereich bemerkenswert ist. Schiefe Ueberbrückungen und auskragende Seitenstege lassen sich leicht und bequem herstellen, leichter jedenfalls als schiefe Steinbrücken mit schwierigem Fugenschnitt. Weiterhin sind die Brücken frei von Schwankungen und Geräuschen. Sie sind aus einem Stück hergestellt, so daß alle Teile in innigster Weise zusammenhängen und namentlich auch in Querrichtung eine gute Lastverteilung ermöglicht wird. Diese bedeutende Steifigkeit der Eisenbeton-Balkenbrücken hat weiterhin zur Folge, daß die in Trägermitte auftretenden Durchbiegungen kleiner ausfallen als bei eisernen Trägern; und ist man in der Lage, mit einer gewissen Einspannung zu rechnen, so wird das Ergebnis der Durchbiegung im Vergleich zu den eisernen Brücken ein noch günstigeres sein. Fahrbahnsteige können in einfachster Weise ausgebildet werden, ebenso weite Auskragungen der Fußsteige; denn die Verwendung der Rundstangen läßt eben jede Formgebung zu. Außerdem werden die Widerlager durch die einheitliche Fahrbahntafel gegeneinander verspreizt und können deshalb oft geringere Abmessungen erhalten; vergl. z. B. Abb. 57.

Schließlich möchte auch noch auf einen rein volkswirtschaftlichen Vorteil der Eisenbetonbrücken hingewiesen werden. Für die Herstellung der Bauten kommen, was Sand- und Steinlieferungen anlangt, nicht die sonst unentbehrlichen Großbetriebe, sondern zumeist kleine Bruch- und Grubenbesitzer in Frage, die in der nächsten Nähe der Baustelle ansässig sind.

Alle diese Vorzüge haben der Betontechnik einen hervorragenden Platz im Brückenbau, insbesondere bei Fußgänger-, Straßen- und industriellen Brücken gesichert. Zu Eisenbahnbrücken ist der bewehrte Beton noch verhältnismäßig wenig verwandt worden. Man hat es hier mit stetig wandernden Verkehrslasten zu tun, die im Verhältnis zum Eigengewicht der Brücke sehr groß sein können. Es tritt ein fortwährender Wechsel der Laststellung ein und somit auch ein stetiger örtlicher Wechsel im Auftreten der Höchstspannungen. Man fürchtete anfangs die starken Erschütterungen und glaubte, daß sich die Einlagen allmählich im Beton lockern würden. Doch ist zu solchem Mißtrauensvotum durchaus keine Begründung und vor allem auch kein praktischer Beleg vorhanden, zumal sich der Eisenbeton für Fabrikgebäude, wo doch durch die Transmissionen ganz bedeutende Erschütterungen verursacht werden, in hervorragendem Maße bewährt hat. Man war sich auch nicht recht im klaren, welche Beanspruchungsgrenzen für die bewehrten Brücken einzuhalten sind, und blieb deshalb den vielen vorhandenen „Normalien“ vorläufig noch treu. Jetzt aber zeigen auch die Eisenbahnbehörden ein wohlwollenderes Verhalten der neuen Bauweise gegenüber, und es ist mit Freude zu begrüßen, daß bereits verschiedene Verwaltungen besondere Bestimmungen für die Anwendung des Eisenbetons im Eisenbahn-Brückenwesen erlassen haben.<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Zum Beweise, daß der Eisenbetonbau auch seitens der Eisenbahnbehörden mehr und mehr Beachtung findet, sei hier mitgeteilt, daß u. a. die Eisenbahndirektion Erfurt sämtliche Brücken zwischen Saalfeld und Probstzella auswechseln und durch Betonbrücken ersetzen ließ.

Man hat den Vorteil eines einheitlich durchgehenden Schotterbettes, das billiger ist als bei einer reinen Eisenkonstruktion mit Buckelplatten oder Tonnenblechen.

Die Behauptung, daß der Beton der Bahnunterführungen durch die Rauchgase der Lokomotiven Schaden leide, hat sich als hinfällig herausgestellt. Prof. Klaudy hat chemische Untersuchungen mit Beton angestellt, der zwei Betonbrücken von 14 Jahren Alter entnommen wurde. Die Proben wurden genau an den über der Mitte des Schienenweges liegenden Teilen sowie auch von den Pfeilern der Brücke an verschiedenen Tiefen herausgemeißelt. Die Verfassung des Betons hatte sich innerhalb der 14 Jahre nicht geändert; er war lediglich mit einer Rußschicht bedeckt, zeigte weder Ausblühungen noch Ausscheidungen, war — von einigen porösen Stellen abgesehen — außerordentlich fest und zeigte ein nahezu kristallinisches Gefüge. Auch die Einlagen waren gut erhalten und unverändert geblieben; nur an einigen Stellen, wo das Gefüge des Betons etwas porös war, hatten sich kleine Rostflecke gebildet.<sup>1)</sup>

Recht bemerkenswert sind auch die Versuche der Oesterr. K. K. Südbahn-Gesellschaft; es wurden an 13 Jahre alten Monierbrücken Proben entnommen, und zwar an Stellen, die den Rauchgasen der darunter fort-fahrenden Lokomotiven tagtäglich ausgesetzt waren. Die Proben wurden dann chemisch untersucht, und es zeigte sich, daß der Beton immer noch eine große Festigkeit besaß und nicht die geringsten Spuren von Wasserdurchlässigkeit aufwies. Eiseneinlagen und Beton hafteten fest aneinander. Die Tragstäbe wie die feinen Banddrähte waren rostfrei und tadellos erhalten, trotzdem die deckende Betonschicht nur 2 bis 3 cm stark war. — Demgegenüber sind die Fahrbahnkonstruktionen eiserner Straßenbrücken über verkehrsreiche Bahnhöfe und steigende Gleise schon nach 10 bis 15 Jahren völlig zerstört worden. Man hat auch schon mit Vorteil solche Eisenbrücken zum Schutz gegen die Angriffe der heißen Rauchgase an der Unterseite mit einer eisenbewehrten Betontafel versehen.<sup>2)</sup>

### Formgebung und Sichtflächen.

Was nun die künstlerische Seite, die ästhetische Wirkung der Betonbrücken anlangt, so gilt hier das gleiche wie im gesamten Brückenwesen: Man will jetzt nicht nur wirtschaftlich, sondern auch gefällig bauen. Die ästhetische Wirkung spielt bei größeren Wettbewerben eine ganz hervorragende Rolle. Nun ist der Vorwurf der Architekten, daß die Eisenbetonbauten sich für eine künstlerische Behandlung wenig oder gar nicht eignen, gerade im Brückenbau besonders hinfällig. Schmückende Ornamente spielen hier eine sehr nebensächliche Rolle. Hauptsache ist die Form des Ganzen, die monumentale Wirkung, die Uebereinstimmung der Form mit dem Landschafts- oder Städtebild. Es soll eine Mittelwirkung

1) Auf Grund dieser Klaudyschen Untersuchungen dürfte es sich also empfehlen, an allen denjenigen Stellen der Brücken, die dem Rauch ausgesetzt sind, besonders dichten Beton zu verwenden. Zweckmäßig ist schließlich auch ein Anstrich jener Stellen mit säurefestem Asphalt und Calcifarbe oder die Anbringung besonderer Schutztafeln aus Holz oder Blech (vergl. Abb. 449).

2) Vergl. auch Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Aufl., S. 12.

geschaffen werden zwischen dem massigen, kompakten Bau der Steinbrücken und der nackten Steifheit der Eisenbauten. Hervorragende Architekten haben den Ingenieuren beratend zur Seite gestanden, so daß schon manche formvollendete Brücke erstanden ist. Man vermeide jede Scheinarchitektur, die keinen organischen Zusammenhang mit dem Bauwerk hat. An sich wirkt der Beton, bei glatter Fläche, etwas unschön. Ein nachträglicher Mörtelverputz ist aber in keinem Falle zu empfehlen. Er haftet schlecht am Beton, fällt mit der Zeit ab und verleiht dann dem Ganzen ein um so schlechteres Aussehen.

In vielen Fällen empfiehlt sich, namentlich für Zwischenpfeiler und Widerlager weitgespannter Strombrücken, eine Verkleidung der sichtbar bleibenden Flächen mit sogen. Schichtenmauerwerk, d. i. Hartsteinmauerung mit wagerechten Lager- und senkrechten Stoßflächen. Man muß hierfür einen wetterbeständigen Hartstein aus guten Brüchen verwenden, und zwar jeweils nur aus dem gleichen Bruch, um für das Ganze einen gleichen Farbton zu erhalten. Die Höhe der Steine in den einzelnen Schichten, in denen stets ein Läufer mit einem Binder abwechseln soll, sollte nicht unter 30 cm sein. Die stärksten Schichten sind natürlich im unteren Teile des Bauwerkes zu versetzen. Die Läufer in den Schichten sollten nicht über 70 cm lang sein. Die Stoß- und Lagerflächen sind mittels Spitzhammer und Spitzseisen zu bearbeiten; die Steine möchten mindestens auf 20 cm Tiefe vollkantig sein. Die Stoßfugen sind gut schließend zu bearbeiten und in den aufeinanderfolgenden Lagern wenigstens um das Maß der Schichtenhöhe zu versetzen. Man versieht die Steine an den Sichtkanten gern mit einem sauberen Scharrierschlage und bossiert die von diesem Schläge eingeschlossene Fläche. Das Schichtenmauerwerk ist in Zementmörtel (1:4) zu versetzen. Nach Vollendung desselben sind die Stoß- und Lagerfugen auf mindesten 5 cm Tiefe vom Mörtel zu befreien, auszuwaschen und mit Zement auszufugen. In gleichem Schritt mit der Verkleidung ist die Erstellung des aufgehenden Betonkernes vorzunehmen und dieser mit dem Schichtenmauerwerk in guten Verband zu bringen. Ehe die Steine mit dem Mörtel in Berührung kommen, sind sie gut zu reinigen und gehörig zu benetzen. — Für die Deckplatten und sonstigen Werksteine nimmt man am besten Basalt oder Granit. Diese Steine werden in den Sichtflächen scharriert, mit scharfen Kanten zugerichtet und in den Lager- und Stoßflächen gespitzt. Das Versetzen erfolgt in Zementmörtel; die Fugen sind dann späterhin mit Portlandzement sorgfältig auszugießen.

Am vorteilhaftesten tut man, den Beton in vollkommen gleicher Weise wie Granit und Sandstein mit dem Stockhammer zu bearbeiten und ihm so ein natursteinähnliches Aussehen zu verleihen. Natürlich wäre eine solche Bearbeitung nur an den Außenseiten der Brücke nötig. Will man den Anschein erwecken, als ob das ganze Bauwerk aus

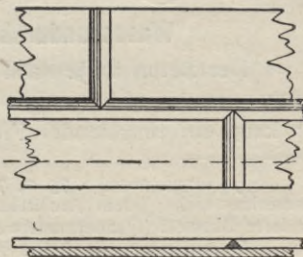


Abb. 1 u. 2.

großen Quadern zusammengesetzt wäre, so kann man die Schalung an der Innenseite gemäß Abb. 1 u. 2 mit dreikantigen Latten benageln. Eine weitere Bearbeitung mit dem Stockhammer bringt dann die gleiche Wirkung, wie sie dem Quadermauerwerk eigen ist.<sup>1)</sup>

Bei vielen amerikanischen Brücken wurden die Ansichtflächen in folgender Weise behandelt: Der gewöhnliche Schotter war an den Außenseiten durch schöne, runde Kieselsteine ersetzt. 24 Stunden nach dem Ausschalen begann man damit, Sand und Zement der noch weichen Betonfläche mit Hilfe einer steifen Bürste oder durch Waschen und Spülen so weit zu entfernen, daß die Kieselsteine zur Hälfte bloßgelegt wurden. Doch ist es schwierig, den genauen Zeitpunkt zu bestimmen, wann mit dem Bürsten bzw. Waschen anzufangen ist; denn bei zu frühzeitigem Beginn würden die Steine herausfallen, und bei zu spätem Anfang würde der Beton schon zu hart sein. Auch kann solche Behandlung der Schaufäche nur bei nichttragenden Bauteilen vorgenommen werden, da die Schalung der eigentlichen Brückenträger so lange an Ort und Stelle bleiben muß, bis der Beton genügend erhärtet ist. Will man auch in solchen Fällen, wo die Entfernung der dünnen Zementhaut mit Bürsten und Waschen infolge zu weit vorgeschrittener Erhärtung des Betons nicht mehr möglich ist, dasselbe Ergebnis der Flächenwirkung erzielen, so kann folgendermaßen vorgegangen werden: Man bearbeitet die betreffende Oberfläche mit einem scharfen Bossierhammer und wäscht sie dann mit verdünnter Salzsäure (1 : 1) ab. Die Säure selbst wird mit Wasser wieder sorgfältig weggespült. Dieses Verfahren ist seit vielen Jahren in Amerika in Anwendung, und es sehen die ersten auf diese Weise erzielten Flächen noch ebenso sauber aus wie kurz nach ihrer Fertigstellung. Die Wirkung an sich richtet sich naturgemäß nach der Art der Zuschlagstoffe und nach deren Verteilung in der Betonmasse. Erfolgt beispielsweise das Bürsten und Waschen derartig kräftig, daß die Steine stark hervortreten, so wird die Fläche besonders rau erscheinen. Es lassen sich also auch gewisse Abstufungen durch den Grad des Waschens erzielen, die selbstverständlich in gewissem Einklang mit der Gesamtbrückenanlage stehen müssen. So darf man einem leichten, gefälligen Bauwerke nicht durch Nachahmung schwerer, massiger Quadern diese Eigenschaften nehmen, wie man sich auch umgekehrt hüten muß, ein Bauwerk von monumentalem Ausdruck dadurch zu verunstalten, daß man bei der Oberflächengliederung die Flächen in lauter kleine Teile auflöst.<sup>2)</sup>

### **Wasserundurchlässigkeit und Wetterfestigkeit.**

Der Beton ist je nach den Mischungsverhältnissen — mager oder fett — mehr oder weniger porös. Wird er von Wasser durchdrungen, so kann ein eintretender Frost das Wasser zum Gefrieren bringen. Die

<sup>1)</sup> Vergl. auch S. 75 u. 76. — Die Flächenbehandlung gemäß Abb. 1 dürfte immerhin nicht jedem Architekten zweckmäßig erscheinen, da dem Beschauer ein anderer Baustoff (Quadermauerwerk) vorgetäuscht wird.

<sup>2)</sup> Außerdem vergl. die Angaben über Vorsatzbetonausführungen in Kersten, Eisenbetonbau I, 8. Aufl., S. 110 bis 115.

Folge davon sind Rissebildungen in der Betonoberfläche. Einen gleich schädlichen Einfluß können Temperaturänderungen ausüben. Es ist also nicht nur für sorgfältigste Wasserabführung zu sorgen, sondern auch für die Herstellung einer festen, wasserundurchlässigen Außenschicht. Man bedient sich zu diesem Zwecke verschiedener Mittel. Zunächst kann man eine 1 bis 2 cm starke Putzschicht aus Zementmörtel 1 : 1,5 bis 1 : 1 verwenden. Auf diesem Putz verreibt man dann noch zweckmäßig eine besondere Glätte aus reinem Zement, so daß alle Poren der Putzschicht vollkommen geschlossen sind. Den gleichen Erfolg erzielt man mit einem nachträglichen Anstrich von Siderosthen. Die untere Sichtfläche der Brücken kann man — möglichst erst nach erfolgter Probelastung — 2- bis 3 mal mit Zementmilch schlämmen. Die nötige Isolierung gegen Sickerwasser kann durch Teerpapplagen erfolgen, die an den Enden etwa 15 cm breit mit heißem Teer zusammengeklebt werden, so daß die Pappe eine zusammenhängende Schicht bildet. Anstriche mit heißem Asphaltteer sind einfach und billig herzustellen und werden viel angewandt. Doch hat ein Asphaltüberzug stets den Nachteil, daß er kein großes Dehnungsvermögen besitzt. Besser ist es deshalb — namentlich bei starkem Außendruck —, an Stelle der Pappe dünnes Bleiblech zu nehmen, dessen Bahnkanten vorteilhaft zu verlöten sind. Die ganze Dichtungsfläche ist dann mit gutem Asphaltanstrich zu versehen oder durch geteerte Pappe gegen die schädliche Einwirkung des Zements zu sichern. Beim Siebelschen Patent liegt beispielsweise die Bleihaut ( $\frac{1}{5}$  bis  $\frac{1}{3}$  mm stark) zwischen zwei dünnen gewöhnlichen Teerpapplagen. Besonders zu empfehlen sind auch Asphaltfilzplatten, die infolge ihrer großen Dehnbarkeit sehr widerstandsfähig gegen Zerreißen sind. Bei Verwendung dieser Platten ist es in jedem Falle notwendig, Zug um Zug mit der laufenden Fertigstellung der Abdeckung sofort eine etwa 5 cm hohe grobe Sand- oder feine Kies-schicht und im schnellen Anschluß hieran die weiteren Beschüttungsstoffe auf die Abdeckung zu bringen, um unmittelbare Beschädigungen der letzteren zu verhüten.<sup>1)</sup>

Ein anderes vorzügliches Mittel zur Erzielung der Wasserundurchlässigkeit und der Wetterfestigkeit ist ein Anstrich mit Keblers Magnesiafluat. Fluat sind in Wasser lösliche Stoffe, die aus Flußspat oder Quarz hergestellt werden. Da man es also mit keinem organischen, sondern mit einem mineralischen Mittel zu tun hat, kann eine Zerstörung desselben unter natürlichen Verhältnissen nicht eintreten. Die Wirkung des Magnesiafluats beruht nun darauf, daß in den Poren sich Kieselsäure und Flußspat ablagern. Beim Anstreichen mittels Pinsels auf trockener Betonfläche ist darauf zu achten, daß nicht sofort konzentrierte Lösung gebraucht wird, weil diese nicht genügend tief in die Betonmasse eindringt. Es hat sich als vorteilhaft erwiesen, 3 Anstriche zu geben, den ersten aus 2 Teilen Wasser und 1 Teil Normalmagnesiafluatlösung, den zweiten halb Fluat halb Wasser und den dritten unverdünnte Lösung. Aber nicht jede glatte Betonfläche läßt sich auf diese Weise

1) Ueber Fahrbahnabdichtungen vergl. weiterhin S. 71.

widerstandsfähig gegen das Eindringen des Wassers machen. Die Möglichkeit hängt von dem Mischungsverhältnis von Zement, Sand und Zuschlagsstoffen ab. Ist der Beton zu einem Fluatanstrich zu porös, so muß vor dem Streichen die Betonfläche durch Abreiben mittels Kalkbrei vorgedichtet werden. Mit der Erzielung der Wasserdichte ist eine wesentliche Erhöhung der Oberflächenhärte verbunden. Wenn die fluatierte Fläche gut abgetrocknet ist, kann noch ein Oelanstrich vorgenommen werden. Auf frischem Beton haftet Oelfarbe jedoch nicht.<sup>1)</sup>

Will man feststellen, ob die Zementfläche wasserdurchlässig ist, so bestreiche man dieselbe mit einem wassergesättigten Pinsel. Verschwindet dann das Wasser augenblicklich von der Oberfläche, so ist der Zementputz porös, und es wird ein Fluatanstrich nötig werden.

### Die Baustoffe.<sup>2)</sup>

Die Baustoffe, die zur Verwendung gelangen, sind Beton und Eisen. Beton entsteht bekanntlich durch öfteres Umschaukeln des Portlandzements mit Sand und Kies oder zerschlagenen Steinen. Durch gleichzeitige Wasserzufuhr bildet sich dann ein inniges Gemenge, der eigentliche Beton. Der Mischungsvorgang ist durchaus nicht so einfach, wie es auf den ersten Blick erscheinen mag. Man muß die Stoffe durch sorgfältige Prüfung kennen lernen, um das Mischungsverhältnis sowie den erforderlichen Wasserzusatz in zweckentsprechendster Weise bestimmen zu können.

Bei der Wahl des Stein- und Sandzuschlages berücksichtige man vor allem die in der Nähe des Bauplatzes vorkommenden Stoffarten, sofern sie zur Verwendung geeignet sind. Aus diesem Grunde empfehlen sich harte, scharfkantige Steine, wie Granit, Gneis, Basalt, Dolomit, harte Kalksteine usw. Poröse Steine, wie Ziegelsteinschotter und weiche Sandsteine, sollten wenig oder gar nicht zur Verwendung gelangen. Ein recht guter und zugleich billiger Zusatzstoff ist der Kies, da er infolge der verschiedensten Korngrößen die geringste Menge Mörtel erfordert. Doch erreicht die Festigkeit eines Kiesbetons nicht den gleichen hohen Grad wie die Festigkeit eines Betons mit Steinschlag, vor allem dann, wenn die einzelnen Steine nicht kantig, sondern rund sind. Die Anwendung saurer Schlacken, wie sie in Amerika vielfach üblich ist, erfordert ganz besondere Vorsicht und vorherige Prüfung auf ihre Brauchbarkeit. Was die Korngröße der Zuschlagsstoffe anbelangt, so sollte sie für gewöhnlich über 5 bis 6 cm im Durchmesser, also etwa Hühnereigröße, nicht hinausgehen, bis zu diesem Endwert aber auch jede andere Größe vorhanden sein.

Der zu verwendende Sand sei gemischtkörnig (bis 7 mm Korngröße). Er muß, gleich den Steinen, frei von anhaftenden, erdigen Beimengungen, von Kohlen- und Pflanzenresten sein und darf keine lehmigen oder tonigen Bestandteile aufweisen, die fest am Korn haften.

<sup>1)</sup> Vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Aufl., S. 21 u. 111.

<sup>2)</sup> Ueber nähere Einzelheiten vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Aufl., Abschnitt III.

Das für die Herstellung der Mörtelspeise erforderliche Wasser muß ebenfalls rein und frei von verunreinigenden Beimengungen sein und bei der Verwendung eine günstige Temperatur besitzen. Zu warmes Wasser hat eine Verkürzung und zu kaltes eine Verlängerung der gewöhnlichen Bindezeit im Gefolge. Was die Höhe des Wasserzusatzes betrifft, so ist man bei deren Bestimmung lediglich auf Erfahrungen angewiesen und muß mit der mehr oder weniger porösen Beschaffenheit der verwandten Baustoffe rechnen. Ebenso ist die jeweilig herrschende Witterung und Temperatur zu berücksichtigen: bei regnerischem Wetter muß der Wasserzusatz ein geringerer sein, bei großer Hitze dagegen ein bedeutenderer. Man darf aber auch nicht übertreiben; denn bei allzu großem Wasserzusatz würde die Festigkeit des Betons leiden. Man könnte schlecht stampfen, da die Masse zu elastisch wäre und ausweichen würde.

Ein allgemein anzuwendendes Mischungsverhältnis für die Bereitung des Betons aufzustellen, ist schlechterdings unmöglich, zumal die Anforderungen an Dichte und Festigkeit der verschiedenen Brückenformen sich von Fall zu Fall ändern. Es sind schon außerordentlich viel Mischungsverhältnisse in Vorschlag gebracht worden. Der Praktiker wird mit der Zeit einen gewissen Blick dafür gewinnen, um beurteilen zu können, ob die mit Hammer und Meißel zerschlagenen Probekörper ungefähr den jeweiligen Zwecken genügen.

Fast durchweg erfolgt die Mischung mit Maschinen. Sie ist der Mischung mit Hand entschieden vorzuziehen, weil man ein gleichmäßigeres Gemenge erzielt und von der Tüchtigkeit der Arbeiter unabhängig ist. Die maschinelle Arbeit ist auch wesentlich zuverlässiger und bei großem Betriebe einfach eine Notwendigkeit, zumal sie ungefähr  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{2}{3}$  der sonstigen Kosten ersparen kann (1 Mark für 1 cbm und darunter). Große Maschinen von 10 bis 15 PS. sind imstande, an einem Tage (10 Stunden) bis 400 cbm Mischgut herzustellen, also eine ganz bedeutende Abkürzung der üblichen Bauzeit zu erzielen. Man unterscheidet stationäre und fahrbare Mischmaschinen, die teilweise sogar mit automatisch wirkender Einschütt- und Entleerungsvorrichtung versehen sind. Die Bedienung ist zumeist eine sehr einfache, sowohl für das Mischen, als auch für Einfüllung und Entleerung, und bedingt nur wenig Arbeitskräfte. Das Mischgut wird mit Schaufel- oder Kippwagen eingebracht, dann trocken und schließlich naß gemischt. Der Antrieb der Maschinen erfolgt am besten durch Lokomobile, die an einem gegen Wind und Wetter geschützten und für Wasser- und Kohlenzufuhr leicht zugänglichen Ort unterzubringen ist. Auch werden für den Antrieb Gaskraftmaschinen verwandt, die mit der Mischmaschine unmittelbar zusammenhängen. Die Maschinen liefern einen Beton von beliebigem Feuchtigkeitsgrade. Die einzelnen Mischungen können in genau bestimmbar Mengen geliefert werden und weisen vollkommene Gleichmäßigkeit auf. Die Festigkeit des Maschinenbetons ist eine ganz bedeutende und infolge der gründlichen Durchknetung des Mischgutes oftmals 20 bis 30 vH. höher als die Festigkeit des durch Handmischung gewonnenen Betons.

1) Vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Aufl., S. 81.

Für die Einlagen<sup>1)</sup> wird, wie im Hochbau, fast ausschließlich Flußeisen genommen. Schmiedeeisen kommt weniger in Frage, weil seine Festigkeit geringer ist als die des Flußeisens; zudem ist auch das Flußeisen nicht teurer als das Schmiedeeisen. Die Verwendung von Stahl ist aus wirtschaftlichen Gründen weniger empfehlenswert, trotzdem man dadurch den Querschnitt der erforderlichen Einlagen in beträchtlichem

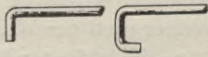


Abb. 3 bis 5.



Abb. 6.



Abb. 7.

Maße vermindern kann. Die auf Zug beanspruchten Stäbe sind an ihren Enden nach vorherigem Warmmachen klauen- oder hakenförmig umzubiegen oder in irgend einer anderen Weise, z. B. durch Anbringung von Querleisten (vergl. Abb. 38), gegen ein Hinausgleiten aus dem Beton zu sichern. Das Zusammenschweißen zweier Stabteile ist weniger zu empfehlen, vor allem nicht an solchen Stellen, die großen Beanspruchungen ausgesetzt sind. Sollen starke Einlagen scharf gebogen werden, so sind die Stäbe an den Knickstellen zuvor zu erwärmen und dann mit Hand zu biegen. Schwache Biegungen kann man im kalten Zustande auf einem Gerüstbogen oder mit einer Schraubpresse vollziehen.

Die für die Aufnahme der Schubkräfte dienenden Bügel sind zumeist Rund- oder Flacheisen, deren Biegungen am Schraubstock teils im warmen, teils im kalten Zustande erzeugt werden (Abb. 6).

Was den Eisenquerschnitt selbst anlangt, so ist die Rundeisenform am gebräuchlichsten. Man verwendet auch Flach- und Quadrateisen, sowie **L**-, **+**-, **I**-, **I**- und **S**-Querschnitte. Auch die Benutzung des Goldingschen Streckmetalls<sup>1)</sup> (Schüchtermann u. Kremer, Dortmund) als Verstärkung bezw. als Ersatz für Verteilungsstäbe ist noch zu erwähnen. In Amerika ist besonders die Verwendung der Ransomeisen üblich, welche in kaltem Zustande schraubenförmig gedreht sind, um eine Vergrößerung der Haftfestigkeit herbeizuführen (Abb. 7). Melan und Wünsch verwenden zusammengenietete Eisenträger mit Zuhilfenahme von Knotenblechen.

Man lasse die Eisen möglichst ungestoßen durchgehen. Sind Stöße nicht zu vermeiden, so ordne man sie versetzt an und nur dort, wo es sich um geringe Zugkräfte handelt. Besondere Sorgfalt verwende man auch auf die Ausbildung der Endhaken, auf die Anordnung genügender Stabaufbiegungen und Bügeleisen. Für die Tragbalken empfehlen sich in jedem Falle Montageeisen, die im Druckgurt durchgehen und für die Aufhängung der eigentlichen Zugeisen in dem Schalkasten dienen. Es ist vorteilhaft, das ganze Eisengerippe eines Tragbalkens außerhalb der Schalung zusammenzubinden und in fertigem Zustande zu verlegen. Man verschafft sich dadurch ein leichteres Arbeiten und eine bequemere Nachprüfung.

<sup>1)</sup> Vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil II, 6. Aufl., S. 14.



Die Einrüstung muß steif genug ausgeführt sein, um die Formänderung auf das Mindestmaß herabzudrücken, ganz gleich, ob es sich um feste Gerüste (mit Zwischenstützen), oder um freitragende Gerüste (Spreng- und Hängewerke) handelt. Die Rüstung muß imstande sein, nicht nur die ganze Last des Betons, sondern auch die bei der Arbeit unvermeidlichen Stoßwirkungen aufzunehmen. Spreng- und Hängewerke ermöglichen große Lichtraum- und Durchflußprofile, bedingen aber eine sorgfältige Ausbildung der Pfosten- und Strebenenden, damit sich das Hirnholz nicht in die Längsfasern der Rahmenhölzer einpreßt (Blech- und Hartholzwischenlagen). Die Verschalungen, die für die Formgebung der eigentlichen Trageteile dienen, müssen ebenfalls in sorgfältiger Weise ausgeführt werden. Sie sind im übrigen, was die Verbindung der einzelnen Stücke anlangt, den im Hochbau üblichen Verschalungen durchaus ähnlich. Um den Eindruck des Durchhängens der Trägerunterkante zu vermeiden, gebe man dem Lehrgerüst in Spannungsmittle von vornherein eine kleine Ueberhöhung. Die Rüstung muß auch so beschaffen sein, daß es möglich ist, die Schalung nach dem erfolgten Erhärten des Betons — zumeist mittels Eichenholzkeile — abzulassen. Was die Berechnung betrifft, so wird man wohl immer in der Weise vorgehen, daß man zunächst die Rüstung nach praktischen Gesichtspunkten entwirft und dann nachprüft, ob die gewählten Abmessungen genügen. Den Stoßwirkungen trägt man oft dadurch Rechnung, daß man von vornherein mit dem  $1\frac{1}{2}$  fachen Eigengewicht des Betons rechnet.

Ueber Rüstungen und Schalungen von Eisenbetonbrücken vergleiche weiterhin Handbuch für Eisenbetonbau, II. Band, VII. Kapitel (Schalungen bei Balkenbrücken), sowie Kersten, Brücken in Eisenbeton, Teil II, 3. Aufl., Abschn. VIII; außerdem sei auf die im folgenden angeführten Ausführungsbeispiele hingewiesen (z. B. Abb. 22, 106, 198, 331, 332, 482).

Was die Probelastungen der fertiggestellten Brücken betrifft, so ist zu bemerken, daß die Messung der Durchbiegungen keinen sonderlichen Nutzen bietet. Vorteilhafter sind regelmäßig wiederholte Probelastungen, und zwar mit keinen höheren Lasten, als solche im wirklichen Betriebe vorkommen. Höhere Belastungen haben leicht Rissebildungen im Gefolge. Die Vergleichsergebnisse solcher, in bestimmten Zeiträumen wiederholten Probelastungen sind jedenfalls für die Beurteilung der Güte des Bauwerks vorteilhafter als das Ergebnis der einmaligen Probelastung nach Fertigstellung des Bauwerks. Auch der Vergleich der zuvor errechneten Durchbiegung mit der wirklich auftretenden bietet einen nur zweifelhaften Anhaltspunkt für die Beurteilung des Bauwerks.

Ueber Fahrbahnabdichtungen, Geländer usw. vergl. S. 71, 81 u. f.

Die Einteilung der Eisenbeton-Balkenbrücken kann in folgender Weise erfolgen:

a) nach der Zweckbestimmung:

1. Straßen- und Fußgängerbrücken (für Straßen- und Fußgängerverkehr),

2. Eisenbahnbrücken (für Eisenbahnverkehr),
  3. Kanalbrücken (für Wasserführungen),
  4. Ueberdeckungen und Durchlässe (Breitenausdehnung viel bedeutender als Spannweite);
- b) nach der Ausbildung des Brückenquerschnittes:
1. Platten,
  2. Plattenbalken mit obenliegender Fahrbahn,  
                   "                  " unten "                  "
- c) nach der Ausbildung der Tragbalken:
1. Vollwandige Träger,
  2. Durchbrochene und Fachwerkträger.
- d) nach der statischen Ausbildung der Tragwerke:
1. einfache, frei aufliegende Balken auf 2 und mehr Stützen, äußerlich statisch bestimmt,
  2. Krag- und Gelenkbalken auf 2 und mehr Stützen, äußerlich statisch bestimmt (Abb. 227 u. 400),
  3. beiderseits eingespannte Balken, äußerlich statisch unbestimmt,
  4. Rahmen- (Portal-)Träger, ein- und mehrstielig, äußerlich statisch unbestimmt (Abschnitt IV, C),
  5. kontinuierlich über mehrere Stützen fortlaufende Balken, mit frei aufliegenden oder fest eingespannten Enden, mit loser Stützenlagerung oder fester Stützenverspannung, äußerlich statisch unbestimmt (Abb. 424).

Die im Buche vorgenommene Einteilung entspricht mehr den praktischen Bedürfnissen; auch ist von einer Absonderung der Eisenbahnbrücken Abstand genommen, da diese im Grundgedanken den Straßenbrücken gegenüber nicht wesentlich Unterschiedliches bieten.

## Staatliche Bestimmungen für die Berechnung von Eisenbetonbrücken.

### a) Vorläufige Bestimmungen für das Entwerfen und die Ausführung von Ingenieurbauten in Eisenbeton im Bezirk der Eisenbahndirektion Berlin.<sup>1)</sup>

Vorbemerkung: Für Bauten aus Eisenbeton in geschlossenen Räumen, die dem Einfluß der Witterung, der Nässe, der Rauchgase und ähnlicher schädlicher Einflüsse entzogen sind, bleiben die nachstehend unter Nr. 1 bezeichneten Bestimmungen für Hochbauten vom 16. April 1904 allein maßgebend.

<sup>1)</sup> Begründung und Erläuterungen siehe Zentralblatt der Bauverwaltung 1906, S. 327 u. f.

Außerdem vergl.:

Labes, „Ueber einige auf Grund der vorläufigen Bestimmungen der Königl. Eisenbahndirektion Berlin ausgeführte Bauten“, Handbuch für Eisenbetonbau, III. Band, 3. Teil, S. 562;

Haimovici, „Zur Frage: Wie kann die Anwendung des Eisenbetons in der Eisenbahnverwaltung wesentlich gefördert werden?“ Beton u. Eisen 1906, S. 313, 1907, S. 20;

Melan, „Ueber Berechnungsnormen für Tragwerke aus Betoneisen. Kritische Bemerkungen zu den Labes'schen Berechnungsvorschriften“, Beton u. Eisen 1907, S. 50, 81;

Postuvanschtz, „Beitrag zur Frage des rechnerischen Nachweises der Beton-

Es wird beabsichtigt, für den diesseitigen Bezirk bis auf weiteres im allgemeinen die Bedingungen für den Entwurf und die Ausführung so zu fassen, daß der Zustand I nicht verlassen wird, d. h. wirkliche Risse dürfen nicht auftreten.

## 1.

Zu dem Zwecke werden die Querschnitte so gewählt, daß sie nicht nur den Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 16. April 1904 — abgedruckt im Zentralblatt der Bauverwaltung 1904, S. 253 — im allgemeinen genügen, sondern daß auch die nach Maßgabe der Anleitung unter 5. errechneten Zugspannungen im Beton sich so mäßig ergeben, daß das Eintreten wirklicher Risse ausgeschlossen wird.<sup>1)</sup>

Früher war man allgemein der Ansicht, Beton würde durch Bewehrung mit Eisen befähigt, bis zum Auftreten von Rissen größere Dehnungen zu ertragen als ohne Bewehrung. Nach neueren Versuchen muß man indessen in der Praxis damit rechnen, daß die Dehnungen, bei denen die ersten Risse eintreten, bei bewehrtem Beton gar nicht oder nur unbedeutend höher ausfallen als bei unbewehrtem Beton. Der Sicherheit halber werde hier daher die Annahme zugrunde gelegt, daß in beiden Fällen die fraglichen Dehnungen und somit auch die im Beton auftretenden Zugspannungen gleich sind.

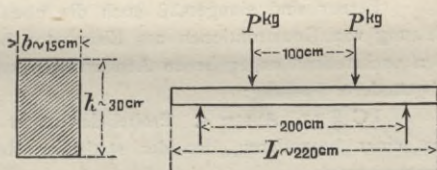
## 2.

Die ausführende Firma haftet in Gemäßheit des § 10 der „Allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Staatsbauten“ für die ordnungsmäßige und tadellose Ausführung des Unternehmens während eines Zeitraumes von 36 Monaten nach der vorläufigen Abnahme des ganzen Unternehmens, namentlich auch dafür, daß wirkliche Risse im Beton nicht auftreten; sogenannte Luftrisse sind zulässig. Es empfiehlt sich, im Entwurf für tunlichste Zugänglichkeit der Gefahrenpunkte Sorge zu tragen, damit es leicht ist, jederzeit von dem Nichtvorhandensein von wirklichen Rissen sich zu überzeugen.

## 3.

Die ausführende Firma ist gehalten, für jede bei dem Gegenstande der Unternehmung zur Verwendung kommende, mit Eisen bewehrte Betonsorte und aus dem eben zur Verwendung kommenden Beton auf Anordnung der Bauverwaltung je vier unbewehrte Betonbalken<sup>2)</sup> von nebenstehenden Maßen zu Versuchszwecken herzustellen.

Maßgebend für die Beurteilung der Zugfestigkeit des Betons ist die bei den nach 28-tägiger Erhärtungsdauer auszuführenden Versuchen mit den vorbezeichneten Balken aus der Formel



$g$  = Gewicht des Balkens auf 1 cm Länge.

Abb. 8 u. 9.

zugspannung für auf Biegung beanspruchte Tragwerke in Betoneisen“, Beton u. Eisen 1907, S. 157;

Koenen, „Wie kann die Anwendung des Eisenbetons in der Eisenbahnverwaltung gefördert werden?“ Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, S. 520; Kaufmann, „Ueber die Verwendung von armiertem Beton bei preußischen Eisenbahnen“, Armierter Beton 1908, S. 276.

Wolff, „Eisenbahnbrücken aus Walzeisenträgern mit Betonkappen“, Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, S. 238.

1) Die infolgedessen sich ergebenden Abänderungen und Ergänzungen der genannten Bestimmungen sind unter 5. angegeben.

2) Für 1 Liter Beton darf zur Herstellung der Probekörper nicht mehr Stampfarbeit aufgewandt werden als zur Herstellung der betreffenden Teile des Bauwerks.

$$\mathfrak{S}_{bz} = \frac{M \cdot 6}{b \cdot h^2} = \left[ g \cdot \frac{L}{2} \left( 100 - \frac{L}{4} \right) + P \cdot 50 \right] \frac{6}{b \cdot h^2}$$

sich ergebende kleinste rechnungsmäßige<sup>1)</sup> Zugfestigkeit  $\mathfrak{S}_{bz}$ .

## 4.

Die Firma ist ferner verpflichtet, nach Anordnung der Bauverwaltung für jede bei dem Gegenstande der Unternehmung zur Verwendung kommende Betonsorte und aus dem eben zur Verwendung gelangenden Beton je vier Probewürfel<sup>1)</sup> anzufertigen. (Seitenlänge 30 cm.)

Maßgebend für die Beurteilung der Druckfestigkeit des Betons ist die aus den mit diesen Probewürfeln in üblicher Weise angestellten Versuchen sich ergebende kleinste<sup>2)</sup> Druckfestigkeit  $\mathfrak{S}_{db}$ .

Die Bauverwaltung behält sich vor, noch besondere Ausführungsbestimmungen für die Herstellung und Behandlung der Probekörper vorzuschreiben sowie ferner für Teile, die bei gleicher Form lose in größerer Zahl hergestellt werden, statt der unter Nr. 3 und 4 bezeichneten Prüfungen von je 100 Stück gleichen Teilen 5 Teile unmittelbar mit einer tunlichst gleichen Belastungsweise wie im fertigen Bauwerke zu prüfen. Genügt je eine dieser Proben nicht, so kann das Material verworfen werden.<sup>3)</sup>

Bezüglich der Beschaffenheit des Materials der Flußeiseneinlagen und deren Prüfung gelten die „Besonderen Vertragsbedingungen für die Anfertigung, Lieferung und Aufstellung von größeren zusammengesetzten Eisenkonstruktionen“.

## 5.

Bezüglich der Belastungsannahmen für Gleisunterbauten gelten die Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernen Ueberbauten auf den preußischen Staatseisenbahnen vom 1. Mai 1903.

Bezüglich der Belastungsannahmen für Straßenbrücken mit Lastwagenverkehr sind die „Vorschriften für die Berechnung der Straßen- und Fußgängerbrücken mit eisernem Ueberbau des Direktionsbezirks Berlin vom 12. Februar 1899, genehmigt durch Ministerialerlaß I D 2947 vom 29. April 1899“ sinngemäß anzuwenden.

Maßgebend sind ferner die Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, aufgestellt vom Deutschen Beton-Verein, Februar 1905, bis auf die in Fußnote 4 erwähnte Ausnahme.

Ferner sind sinngemäß auch die oben genannten Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 16. April 1904 mit den nachstehend angegebenen Aenderungen zugrunde zu legen. Es erhalten folgende abgeänderte Fassung:

IC § 13, Absatz 4. Probebelastungen sind auf Erfordern der Bauverwaltung mit einer besonderen, das der statischen Rechnung zugrunde gelegte oder das im

<sup>1)</sup> Die wirkliche Zugfestigkeit ist wesentlich kleiner (vergl. Mörsch, Der Eisenbetonbau, 2. Auflage, 1906, S. 33 — z. B. 12,6 kg/cm<sup>2</sup> gegenüber 20,7 kg/cm<sup>2</sup> —).

<sup>2)</sup> In den Leitsätzen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton, aufgestellt vom Deutschen Beton-Verein, Februar 1905, ist im Anhang II unter 3 als maßgebende Druckfestigkeit der Mittelwert aus den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe bei der ersten Ribbildung anzusehen. Es soll jedoch hier sowohl für die Zug- als auch für die Druckbeanspruchungen der Kleinstwert unter den Festigkeitszahlen einer Versuchsreihe maßgebend sein.

<sup>3)</sup> Bei Betonquadern z. B., die im Bauwerk einem hohen Druck ausgesetzt und vorher unmittelbar geprüft werden sollen, muß die Belastung bis auf das *m*-fache — s. Nr. 5 II D 1 — der rechnungsmäßigen gesteigert werden können, ohne daß Risse eintreten. Bei Balken oder plattenartigen Körpern dagegen muß die Belastung bis auf das *s*-fache — s. Nr. 5 II D 1 — gesteigert werden können, ohne daß Zugrisse im Beton eintreten, und bis auf das *m*-fache, ohne daß Zerstörungen des Betons im Druckgurt sich zeigen.

Betriebe gewöhnlich vorkommende Maß übersteigenden Auflast anzustellen, die jedoch den Betrag nicht überschreiten darf, bei dem am Baugrund oder in irgend einem wesentlichen Gliede eine bedenkliche Spannung erreicht wird. Mit Rücksicht auf die gegen das Eintreten von Rissen im Beton vorgesehene nur mäßige Sicherheit ist daher bei Gleisunterbauten im allgemeinen als ruhende Auflast — einseitige sowohl als volle — nur das 1,1- bis 1,6fache<sup>1)</sup> der nach den Vorschriften vom 1. Mai 1903 aus der Formel  $p = \frac{8M}{L^2}$  errechneten gleichmäßig verteilten Last aufzubringen. Für volle Last ist dabei  $L$  gleich der ganzen, für einseitige Last gleich der halben Stützweite einzuführen.

II C 1. Das Elastizitätsmaß des Eisens ist zu dem Zehnfachen von dem des Betons anzunehmen, wenn nicht ein anderes Elastizitätsmaß nachgewiesen wird.

II C 2. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Ausdehnungen und die Spannungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten und daß

- a) die Eiseneinlagen sämtliche Zugkräfte aufzunehmen vermögen und daß
- b) der Beton auch an der Aufnahme der Zugkräfte sich voll beteiligt.

II D 1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons  $\sigma_{bd}$  den  $m$ ten Teil bei seiner Druckfestigkeit, die Zugspannung des Betons  $\sigma_{bz}$  den  $s$ ten Teil der Zugfestigkeit sowie die Zug- und Druckspannung des Flußeisens die nachfolgend gegebenen Werte  $\sigma_e$  nicht übersteigen:

- A. Bei Gleisunterbauten mit Spannweiten  $L$  unter und bis 5 m
- $$\sigma_e = 800 \text{ kg/cm}^2$$

und bei folgenden Abmessungen der Bettungshöhe  $h$ <sup>2)</sup>:

- a)  $h = 0,15 \text{ m}$ ;  $m = 5,0$ ;  $s = 2,5$ <sup>3)</sup>.
- b)  $h = 0,50 \text{ m}$ ;  $m = 4,0$ ;  $s = 2,0$ <sup>3)</sup>.
- c)  $h \geq 0,80 \text{ m}$ ;  $m = 3,0$ ;  $s = 1,5$ .

B. Bei Gleisunterbauten mit Spannweiten  $L$  gleich oder über 20,0 m sowie allgemein für Straßenbrücken mit Lastwagenverkehr

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

und bei folgenden Abmessungen der Höhe  $h$  bzw. der Fahrbahnhöhe  $\xi$ <sup>3)</sup>:

- a)  $h = 0,15$  bzw.  $\xi \leq 0,15$ ;  $m = 4,0$ ;  $s = 2,0$ .
- b)  $h \geq 0,50$  bzw.  $\xi \geq 0,40$ ;  $m = 3,0$ ;  $s = 1,5$ .

1) Ist z. B. bei einer Eisenbahnbrücke nach II D 1 B b) die Sicherheit gegen das Eintreten von Rissen nur 1,5fach, so wird im allgemeinen — was im einzelnen Fall indessen rechnerisch besonders nachgewiesen werden muß — eine 1,1fache ruhende Auflast die Zugspannungen nicht zu sehr erhöhen, so daß noch mindestens eine etwa 1,3fache Sicherheit gegen das Eintreten von Rissen verbleibt. Andererseits wird dem Einfluß der durch die Betriebslasten hervorgerufenen Stöße mit Rücksicht auf die Höhe der Bettung und Größe des Eigengewichts des Tragwerkes durch die Wahl des Beiwertes 1,1 genügt, da die wirklich vorhandenen größten Betriebslasten weit unterhalb der Belastungsannahmen der Vorschriften vom 1. Mai 1903 verbleiben und sich durch besonders gute Federung und daher ruhigen Lauf und geringe Belastungsschwankungen der einzelnen Achsen auszeichnen. Ist dagegen nach II D 1 A a) die Sicherheit gegen das Eintreten von Rissen 2,5fach, so ist die Aufbringung einer etwa 1,6fachen ruhenden Auflast — rechnungsmäßiger Nachweis im Einzelfall vorbehalten — gerechtfertigt, da in diesen Fällen die Wirkung der Stöße mit Rücksicht auf die kleine Stützweite und Kleinheit des Eigengewichts sowie geringe Höhe der Bettung mehr ins Gewicht fällt.

2) Unter  $h$  wird das Maß von Unterkante Eisenbahnschwelle, unter  $\xi$  das von Straßenfahrbahnoberkante bis Oberkante des Eisenbetontragwerkes verstanden.

3) Bei Gewölben kann für die vom Scheitel entfernter liegenden und tiefer eingebetteten Teile  $s$  bis auf 2,0 oder bis auf 1,5 ermäßigt werden.

Für Stoßwirkungen sind bei Steinpflaster 10 vH. zur rechnungsmäßigen Verkehrs-  
last zuzuschlagen.

Für Zwischenwerte von  $L$ ,  $h$  und  $\xi$  ist entsprechend einzuschalten.

C. Bei Fußgängerbrücken, berechnet mit 500 kg/cm<sup>2</sup> bewegter Last, und bei  
Straßenbrücken mit so leichtem Verkehr, daß die Berechnung mit 500 kg/cm<sup>2</sup> bewegter  
Last ausreicht, bei Futtermauern, Wasserbehältern und dergleichen sowie überhaupt  
bei mäßig erschütterten Bauteilen auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens:

$$\sigma_e = 1200 \text{ kg/cm}^2; m = 3,0; s = 1,3.$$

III. Rechnungsverfahren mit Beispielen: Dieser Abschnitt ist ent-  
sprechend den Abänderungen und Ergänzungen in II C 1 und II C 2 zu ergänzen.  
Statt des Wertes  $n$  — nach den Bestimmungen vom 16. April 1904 im allgemeinen  
gleich 15, hier nach II C 1 gleich 10 — ist zum Teil  $n - 1$  zu setzen mit Rücksicht  
auf den von den Eisenlagen im Beton eingenommenen Raum.

#### 6.

Gemäß den neueren Erfahrungen wird sowohl bei auf Druck als auch bei auf  
Biegung beanspruchten Teilen auf Anwendung einer reichlichen Anzahl von Quer-  
bügeln Wert gelegt; hat sich doch zum Beispiel unter Umständen der Einfluß von  
1 kg Eisen in den Bügeln hinsichtlich der Erhöhung der Widerstandsfähigkeit eisen-  
bewehrter Betonsäulen bedeutend größer erwiesen als derjenige von 1 kg Eisen in  
den Stangen.

Nach Mitteilung des Herrn Reg.- und Baurat Labes werden durch die  
Kgl. Eisenbahndirektion Berlin neuerdings mehrfach Balkenbrücken unter Eisenbahn-  
gleisen und Bahnsteigen in bekannter Weise (s. Zentralbl. d. Bauverw. 1907, S. 253  
bis 255; S. 384) als Betondecken mit zahlreichen einliegenden I-Eisen ausgeführt. Um  
die auch bei derartigen Anlagen mehrfach beobachteten Zugrisse im Beton womöglich  
zu vermeiden, wird dabei grundsätzlich die Dicke der Betondecke so groß gewählt,  
daß die berechneten Betonzugspannungen des Verbundkörpers, hervorgerufen durch  
Verkehrslast und Gleis nebst Bettung, nicht größer als 20 kg/cm<sup>2</sup> ausfallen. Dabei  
wird vorausgesetzt, daß das Eigengewicht der Decke selbst bis zum Erhärten des  
Betons ausschließlich von den I-Eisen getragen wird und daß diese im übrigen so  
stark gewählt werden, daß sie auch allein sämtliche Lasten zu tragen vermögen und  
daß eine Betonmischung 1:4 verwendet wird. Wärmedehnungsfugen werden dabei  
in 4,5 bis 8 m Entfernung angeordnet und durch starke, möglichst plastische Asphalt-  
und Pappenlagen ausgefüllt.<sup>1)</sup>

Derartige Decken werden freilich etwas stärker als die mehrfach nach den  
Mustern der Eisenbahndirektionen Erfurt und Essen ausgeführten. Sie fallen trotzdem  
billig aus, und es wird erhofft, daß sie auf lange Zeit wenig Unterhaltungskosten ver-  
ursachen werden.

#### b. Vorschrift vom 15. Juni 1911 über die Herstellung von Tragwerken aus Eisen- beton bei Straßenbrücken (im Auszug)<sup>2)</sup>.

##### § 1. Begriffsbestimmung.

Tragwerke oder Tragwerksteile aus Eisenbeton sind solche, bei denen Eisen  
mit Stampfbeton in eine derartige Verbindung gebracht ist, daß beide Baustoffe hin-  
sichtlich der Lastaufnahme zu gemeinsamer statischer Wirkung gelangen.

<sup>1)</sup> Vergl. weiterhin S. 44 bis 48.

<sup>2)</sup> Vergl. hierzu Haberkalt u. Postuvanschitz, „Die Berechnung der Tragwerke  
aus Eisenbeton oder Stampfbeton“, 2. Auflage. 1912.

## § 2. Allgemeines.

Die Bestimmungen der Vorschrift des k. k. Ministeriums des Innern vom 16. März 1906, Z. 49 898 ex 1905, über die Herstellung der Straßenbrücken mit eisernen oder hölzernen Tragwerken, beziehungsweise die Bestimmungen der Verordnung des k. k. Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904, R. G. Bl. Nr. 97, betreffend die Eisenbahnbrücken, Bahnüberbrückungen und Zufahrtstraßenbrücken mit eisernen oder hölzernen Tragwerken, gelten, sofern im nachfolgenden nicht abweichende Festsetzungen getroffen werden, sinngemäß auch für die Straßenbrücken mit Tragwerken aus Eisenbeton.

## § 3. Inhalt des Entwurfes.

Der Bauentwurf hat außer den Erfordernissen gemäß § 2 auch die Angabe des Mischungsverhältnisses des Betons und zwar hinsichtlich des Zements nach Gewichtsmengen, hinsichtlich der anderen Baustoffe nach Raummengen zu enthalten.

## § 4. Berechnungsgrundlagen.

1. Für die Berechnungsgrundlagen gelten die im § 2 genannten Bestimmungen.
2. Das Einheitsgewicht von Stampfbeton ist mit mindestens 2200 kg für 1 m<sup>3</sup>, jenes von Eisenbeton mit 2400 kg für 1 m<sup>3</sup> anzunehmen, sofern nicht ein gesonderter Nachweis mit Rücksicht auf die Ausmaße der Eiseneinlagen geliefert wird.
3. Die Wärmeschwankungen sind, sofern durch sie Spannungen verursacht werden, für Aenderungen der Temperatur des Tragwerkes von  $\pm 15^{\circ}$  C gegenüber dem spannungslosen Zustande und für einen Wärmeausdehnungskoeffizienten des Betons  $\alpha = 0,000012$  für 1<sup>o</sup> C zu berücksichtigen. Bei Tragwerken, deren geringste Betonstärke mehr als 70 cm beträgt, oder welche vollständig mit Erde, Schotter oder anderem Material auf eine durchschnittliche Höhe von mindestens 70 cm überschüttet sind, können obige Temperaturgrenzen auf  $\pm 10^{\circ}$  C ermäßigt werden.

## § 5. Statische Berechnung.

2. Bei der Ermittlung der äußeren Kräfte und Angriffsmomente darf an einer Stütze nur jenes Maß von Einspannung angenommen werden, welches durch geeignete bauliche Anordnungen tatsächlich und ohne Ueberschreitung der festgesetzten zulässigen Spannungen der in Betracht kommenden Bauteile erzielt wird.

3. Tragwerke, welche über mehrere Felder durchgehen und auf den Stützen frei aufruhren, sind nach den Regeln für durchlaufende Träger untrer Berücksichtigung der jeweils ungünstigsten Laststellung zu berechnen.

4. Bei der Berechnung von Trägern, welche mit elastischen Stützen entsprechend steif verbunden sind, müssen im allgemeinen die infolge der Wirkung der äußeren Kräfte auftretenden elastischen Formänderungen des Tragwerkes berücksichtigt werden. Durchlaufende Platten von Plattenbalken können jedoch ohne Bedachtnahme auf die elastischen Formänderungen der Balken als auf diesen frei aufruhend berechnet werden.

6. Die statische Untersuchung hat sich auch auf die Pfeiler, Widerlager und Fundamente unter Berücksichtigung eines allfällig wirkenden hydrostatischen Auftriebes, sowie auf den Nachweis der Bodenpressungen zu erstrecken.

7. Die Berechnung der Spannungen in Tragwerken aus Eisenbeton ist nach folgenden Annahmen durchzuführen:

- a) Ursprünglich ebene Querschnitte bleiben bei einer Formänderung des Körpers eben;
- b) die Formänderungszahl (Elastizitätsmodul) des Betons für Druck ist mit 140 000 kg auf 1 cm<sup>2</sup>, gleich dem fünfzehnten Teile von jener des Eisens für Zug und Druck (2 100 000 kg auf 1 cm<sup>2</sup>) anzunehmen;

- c) die Spannungen des Betons auf Druck und des Eisens auf Zug sind unter der Voraussetzung zu ermitteln, daß der Beton keine Normalzugspannungen aufnehme;
- d) bei den auf Biegung beanspruchten Tragwerken sind auch die größten Zugspannungen des Betons nachzuweisen, welche sich für eine Formänderungszahl des Betons für Zug von 56 000 kg auf 1 cm<sup>2</sup> ergeben;
- e) bei der Berechnung der äußeren Kräfte und elastischen Formänderungen äußerlich statisch unbestimmter Tragwerke ist die aus dem vollen Betonquerschnitte und aus der fünfzehnfachen Fläche der Längseisen gebildete ideale Querschnittsfläche, sowie eine für Druck und Zug im Beton gleich große Formänderungszahl gemäß Absatz 7b in Rechnung zu stellen;
- f) die Schub- und Hauptzugspannungen sind unter der im Absatz 7c bestimmten Annahme zu ermitteln.

8. Sind schlaife Eiseneinlagen in zwei oder mehreren Reihen angeordnet, so ist die Spannung für die betreffende äußerste Reihe nachzuweisen; bei steifen Eiseneinlagen (Formeisen) ist dieser Nachweis für die betreffende äußerste Schichte durchzuführen.

9. Bei nur auf Zug beanspruchten Tragwerksteilen ist die Mitwirkung des Betons nicht zu berücksichtigen.

10. Platten mit weniger als 8 cm kleinster Dicke dürfen bei Plattenbalken nicht als mitwirkend in Rechnung gestellt werden.

11. Einzellasten sind, wenn zwischen ihrer Aufstandsfläche und einer tragenden Eisenbetonplatte eine Deckschichte vorhanden ist, als gleichförmig verteilt auf eine Fläche wirkend anzunehmen, deren Ausmaße gegenüber den betreffenden Maßen der Aufstandsfläche bei rechteckiger Form der letzteren zu vergrößern sind: a) bei sich kreuzenden Eiseneinlagen, bei welchen das Verhältnis der Querschnittsflächen dem Absatz 5 entspricht, um die doppelte Höhe der Deckschichte und die doppelte Plattendicke; b) bei sich kreuzenden Eiseneinlagen, bei denen dies nicht zutrifft, in der Richtung der stärkeren Eiseneinlage, ferner bei nur in einer Richtung angeordneten Eiseneinlagen in der Richtung derselben wie bei a), in der dazu senkrechten Richtung um die doppelte Höhe der Deckschichte und die einfache Plattendicke. Bei Aufstandsflächen anderer als rechteckiger Form ist hinsichtlich ihrer Vergrößerung sinngemäß vorzugehen. Als für die Lastaufnahme statisch wirksame Plattenbreite ist die betreffende, gemäß vorstehendem vergrößerte Breite der Aufstandsfläche in Rechnung zu ziehen. Eine allfällig vorhandene Pflasterung ist für die Druckverteilung nicht zu berücksichtigen.

22. Die geringsten Abstände der Oberfläche der Längseisen von der Oberfläche des Betons, sowie die Zwischenräume zwischen den einzelnen Eiseneinlagen müssen, sofern nicht mit Rücksicht auf Scher- und Haftspannungen größere Maße erforderlich sind, mindestens betragen: erstere bei Platte 1 cm, bei anderen Tragwerken 2 cm; letztere 2,5 cm, bei Rundeseisen von größerem Durchmesser als 1,6 cm den einundehnfachen Durchmesser. Durchlaufende schlaife Eiseneinlagen müssen, wenn ihre statische Wirkung berücksichtigt werden soll, bei allen Tragwerken — mit Ausnahme von Stützen — in Abständen von höchstens 20 cm angeordnet sein.

23. Die kleinste Stärke von Längs- und Verteilungseisen muß mindestens 7 mm, jene von Bügeln und Querverbindungen mindestens 5 mm betragen.

25. Bei frei aufliegenden Tragwerken von 4 m Stützweite an sind Auflagerplatten oder -vorrichtungen anzuordnen und ist für die Ermöglichung der Bewegungen infolge Temperatur- und Spannungsänderungen entsprechend vorzusorgen.



## § 6. Zulässige Spannungen.

1. Unter Zugrundelegung der gemäß § 4 bestimmten Lastwirkungen und Einflüsse dürfen die größten rechnungsmäßigen Spannungen des Betons und Eisens die in der nachstehenden Tabelle angegebenen Grenzwerte nicht überschreiten.

Materialgattung und Art der Beanspruchung	Zulässige Spannung in kg auf 1 cm <sup>2</sup>				
	im Falle der Biegung und bei exzentrischem Druck		bei zentrischem Druck	Schub-, Scher- und Hauptzugspannung	Mittlere Haftspannung
	Druckspannung	Zugspannung	Druckspannung		
<b>I. Beton.</b>					
Bei einem Mischungsverhältnis von 1 m <sup>3</sup> Gemenge von Sand und Steinmaterial auf:					
a) 470 kg Portlandzement . . . . .	33 + 0,2 l	19 + 0,1 l bis höchstens 22	25	4	5
b) 350 kg Portlandzement . . . . .		18 + 0,1 l bis höchstens 21	22	3,5	4,5
c) 280 kg Portlandzement . . . . .		16 + 0,1 l bis höchstens 19,5	19	3	4
				Schweiß- eisen	Flußeisen
<b>II. Eisen.</b>					
1. Beanspruchung auf Zug und Druck . . . . .				750 + 2 l	800 + 3 l
bis höchstens . . . . .				800	900
2. Beanspruchung auf Abscherung, ausgenommen bei Nieten . . . . .				500	600
3. Beanspruchung der Niete auf Abscherung . . . . .				600	700
4. Beanspruchung der Lochleibung auf Druck . . . . .				1400	1600

Anmerkung: „l“ bedeutet die Stützweite des Tragwerkes oder Tragwerksteiles in m.

3. Bei Anwendung anderer als der im Absatze 1 angegebenen Mischungsverhältnisse sind die zulässigen Betonspannungen durch geradlinige Einschaltung nach der betreffenden, auf 1 m<sup>3</sup> Gemenge von Sand und Steinmaterial entfallenden Gewichtsmenge von Portlandzement zwischen die bezüglichen, im Absatz 1 genannten Werte zu bestimmen.

4. Mischungsverhältnisse entsprechend einer geringeren Menge von Portlandzement als 280 kg auf 1 m<sup>3</sup> Gemenge von Sand und Steinmaterial dürfen für Tragwerke aus Eisenbeton nicht angewendet werden.

5. Ist auf Knickung gemäß § 5, Absatz 12 Rücksicht zu nehmen, so gelten als zulässige Spannungen:

- a) bei zentrisch belasteten Druckgliedern die laut Absatz 1 für zentrischen Druck zulässigen Betonspannungen, multipliziert mit der Abminderungszahl  $\alpha = \left(1,72 - 0,012 \frac{L}{l}\right)$ ;
- b) bei exzentrisch belasteten Druckgliedern die laut Absatz 1 für exzentrischen Druck zulässigen Betondruckspannungen, vermindert um die  $\frac{1-\alpha}{\alpha}$ -fache, einer gedachten, zentrischen Belastung entsprechende Druckspannung.

Kommt bei Eiseneinlagen Knickung in Betracht, so sind die laut Tabelle im Absatz 1 zulässigen Eisendruckspannungen  $s_e$  auf den Wert  $s_k$  nach folgenden Formeln abzumindern:

- a) für Längenverhältnisse  $\frac{L}{l} = 10$  bis  $105$ :  $s_k = \left(0,816 - 0,003 \frac{L}{l}\right) s_e$ ;
- b) für Längenverhältnisse  $\frac{L}{l} > 105$ :  $s_k = 5580 \left(\frac{l}{L}\right)^2 s_e$ .

6. Die Belastung exzentrisch beanspruchter Druckglieder darf nicht größer angenommen werden als die bei gedachter zentrischer Kraftwirkung mit der zulässigen Betonspannung für zentrischen Druck gemäß Absatz 1 und 5 sich ergebende Tragkraft desselben Druckgliedes.

7. Ueberschreiten die gemäß § 5, Absatz 7 berechneten Schub- und Hauptzugspannungen im Beton die im § 6, Absatz 1 festgesetzten Werte, so sind Bügel oder andere entsprechende Eiseneinlagen anzuordnen und so zu bemessen, daß sie jenen Teil der Schub- und Hauptzugkräfte, welcher vom Beton ohne Ueberschreitung der festgesetzten zulässigen Spannungen nicht aufgenommen werden kann, mindestens aber 60 vH. der gesamten Schub- und Hauptzugkräfte aufzunehmen vermögen. Der Beton muß für sich allein imstande sein, mindestens 30 vH. der Schubkräfte durch Schubspannungen von zulässiger Größe aufzunehmen.

#### § 7. Beschaffenheit und Prüfung des Zements.

7. In der normalen Mörtelmischung muß der Zement nach einer Erhärtungsdauer von 7 Tagen mindestens 12 kg Zugfestigkeit und nach einer solchen von 28 Tagen mindestens 220 kg Druckfestigkeit und 22 kg Zugfestigkeit auf 1 cm<sup>2</sup> aufweisen.

8. Die Proben auf Zugfestigkeit sind an Probekörpern von 5 cm<sup>2</sup> Querschnitt, jene auf Druckfestigkeit an Würfeln von 50 cm<sup>2</sup> Querschnitt vorzunehmen; sämtliche Probekörper sind während der ersten 24 Stunden nach ihrer Anfertigung an der Luft, geschützt vor rascher Ausdrocknung, und hierauf unter Wasser von + 15 bis 18° C. bis zur Vornahme der Probe aufzubewahren.

#### § 8. Beschaffenheit des Sandes und Steinmaterials.

2. Das Steinmaterial (Kies, Rundsotter oder Steinschlag) muß von ungleicher Korngröße, rein, wetterbeständig und von solcher Beschaffenheit sein, daß die Druckfestigkeit desselben mindestens 300 kg auf 1 cm<sup>2</sup> und die Wasseraufnahme nicht mehr als 10 vH. des Gewichtes beträgt; die letztgenannten Eigenschaften sind erforderlichenfalls durch entsprechende Proben festzustellen.

6. Die aus Zement und Sand bestehende Kittmasse (der Mörtel) muß mindestens das 1,2 fache der Hohlräume des Steinmaterials betragen; überdies muß der Mörtel so viel Zement, daß seine Raummenge die Hohlräume des Sandes wenigstens um 5 vH. übersteigt, mindestens aber 500 kg Zement auf 1 m<sup>3</sup> enthalten.

#### § 9. Beschaffenheit, Erprobung und Bearbeitung des Eisens und Stahles.

6. Bei Rundeisen dürfen Rundhaken nicht mit einem kleineren lichten Halbmesser als dem zweiundeinhalbfachen Durchmesser der Rundeisen und Abbiegungen

nicht mit einem kleineren lichten Halbmesser als dem fünffachen Durchmesser der Rundeisen hergestellt werden; recht- und spitzwinkelige Haken müssen eine Mindestlänge gleich dem dreifachen Durchmesser des Rundeisens aufweisen. Für andere Formeisen gilt eine analoge Bestimmung, wobei an Stelle des Durchmessers die in die Biegeebene fallende Querschnittsabmessung des Formeisens zu treten hat.

7. Haken dürfen nur bis 15 mm Stärke, Abbiegungen nur bis 25 mm Stärke der Formeisen in kaltem Zustande hergestellt werden.

#### § 10. Bereitung, Beschaffenheit und Prüfung des Betons.

7. Der Beton muß nach sechswöchiger Erhärtung an der Luft mindestens folgende Werte der Druckfestigkeit (Würfelfestigkeit) in kg auf 1 cm<sup>2</sup> und zwar senkrecht zur Stampfrichtung aufweisen:

Bei einem Mischungsverhältnisse:

Auf 1 m<sup>3</sup> Gemenge von Sand und Steinmaterial

a) 470 kg Portlandzement . . . . .	170
b) 350 „ „ . . . . .	150
c) 280 „ „ . . . . .	130

8. Bei Anwendung anderer als der im Absatz 7 angegebenen Mischungsverhältnisse ist die geforderte Würfelfestigkeit durch geradlinige Einschaltung nach der betreffenden, auf 1 m<sup>3</sup> Gemenge von Sand und Steinmaterial entfallenden Gewichtsmenge von Portlandzement zwischen die bezüglichen, im Absatz 7 genannten Werte zu bestimmen.

9. Zur Prüfung des Betons hinsichtlich der geforderten Würfelfestigkeit sind in der Regel Probekörper und zwar in Würfelform von 20 cm Seitenlänge am Bauplatze anzufertigen und einer der im § 7, Absatz 10 genannten Prüfungsanstalten zur Erprobung zu überweisen oder an der Baustelle mittels einer geeigneten Presse zu prüfen.

#### § 11. Herstellung der Tragwerke.

3. Bei der Herstellung der Schalungen und Rüstungen ist auf eine entsprechende Ueberhöhung derselben zum Ausgleich der unter der Betonlast eintretenden Einsenkungen Bedacht zu nehmen.

4. Mit der Herstellung der Tragwerke darf in der Regel erst dann begonnen werden, wenn der Nachweis der bedungenen Beschaffenheit der Baustoffe im Sinne der §§ 7, 8, 9 und 10 erbracht ist. Die Prüfung derselben hat daher zu einer solchen Zeit zu erfolgen, daß die Ergebnisse dieser Prüfung bei Beginn der Verwendung der Baustoffe bereits vorliegen und demnach mit Sicherheit die Eignung derselben zur weiteren Verarbeitung beurteilt werden kann.

5. Der Beton ist in höchstens 20 cm starken Schichten einzubringen, welche je für sich in einem, dem jeweiligen Wasserzusatz entsprechend Maße zu stampfen sind. Der Beton darf zum Verwendungsorte nur bis zu einer Tiefe von 3 m geworfen und muß bei größeren Tiefen mittels Gefäßen oder Vorrichtungen, welche eine Entmischung des Betons verhindern, eingebracht werden.

7. Tragwerke oder selbständige Tragwerksteile sind im allgemeinen in einem Zuge, das heißt ohne Unterbrechung, zu betonieren; in Ausnahmefällen darf mit der Betonierung nur an solchen Stellen ausgesetzt werden, an welchen der Beton im fertigen Tragwerke verhältnismäßig kleine Spannungen erfährt.

12. Die unterstützenden Gerüste dürfen erst nach einer, genügende Tragfähigkeit verbürgenden Erhärtung des Betons und zwar in der Regel nicht früher als 6 Wochen nach Beendigung des Einstampfens entfernt werden. Seitliche Schalungen ohne stützende Wirkung dürfen in der Regel nicht vor Ablauf von 4 Tagen nach Beendigung des Einstampfens abgenommen werden. Bei größeren Stützweiten und

Querschnittsabmessungen sowie bei Verhältnissen, welche die Erhärtung ungünstig beeinflussen, ist die Frist bis zur Ausrüstung entsprechend zu verlängern.

13. In die im Absatz 12 genannten Fristen dürfen nur frostfreie, das sind solche Tage eingerechnet werden, an denen die Lufttemperatur, im Schatten gemessen, innerhalb 24 Stunden nicht unter  $0^{\circ}$  C gesunken ist; beim Eintritte einer oder mehrerer Frostperioden sind diese Fristen daher noch mindestens um die Anzahl der Frosttage zu verlängern.

#### § 12. Prüfung und Erprobung neu hergestellter Tragwerke.

1. Die fertiggestellten Tragwerke sind behufs endgültiger Beurteilung ihrer Eignung für den Verkehr vor Uebergabe an denselben einer kommissionellen Prüfung zu unterziehen und haben hierauf die im § 2 genannten Bestimmungen mit Ausnahme jener über die Größe der Durchbiegung der Tragwerke sinngemäß Anwendung zu finden.

2. Belastungsproben dürfen nicht vor Ablauf von 8 Wochen nach Beendigung des Einstampfens beziehungsweise einer gemäß § 11, Absatz 12 u. 13 zu bemessenden längeren Frist als 8 Wochen vorgenommen werden.

3. Die beobachteten elastischen Durchbiegungen dürfen die für die Einwirkung der Probelast berechneten nicht um mehr als 20 vH. überschreiten. Bleibende Durchbiegungen dürfen nicht mehr als  $\frac{1}{3}$  der berechneten elastischen Betragen. Bei Beurteilung der Probeergebnisse ist auf den allfälligen Einfluß von Temperaturunterschieden Rücksicht zu nehmen.

#### § 13. Ueberprüfung bestehender Tragwerke.

1. Sämtliche vor dem Erlasse der Vorschrift über die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Eisenbeton (Erlaß des k. k. Ministeriums des Innern vom 15. November 1907, Z. 37 295) erbauten Straßenbrücken mit Tragwerken aus Eisenbeton sind unter Zugrundelegung der tatsächlich vorkommenden ungünstigsten Verkehrsbelastung sowie der sonstigen im § 4 angegebenen Belastungen und Einflüsse (Winddruck, Wärmeschwankungen usw.) rechnungsmäßig zu überprüfen.

2. Bei diesen Straßenbrücken sollen die größten Spannungen, welche unter Zugrundelegung der im Absatz 1 bezeichneten Belastungen und Einflüsse eintreten, die im § 6 festgesetzten Werte nicht um mehr als 15 vH. überschreiten.

3. Wenn die laut Absatz 1 angeordnete Festigkeitsberechnung Ueberschreitungen der im § 6 festgesetzten zulässigen Spannungen um mehr als 15 vH. ergeben sollte, so ist der zuständigen Zentralstelle unter Bekanntgabe der auf Grund allfälliger Proben erhobenen Materialbeschaffenheit unter Stellung geeigneter Anträge zu berichten.

#### § 14. Brücken für Straßen- und Eisenbahnverkehr.

1. Neu zu erbauende Straßenbrücken, welche sowohl dem Straßenverkehr als auch dem Verkehr von öffentlichen Eisenbahnen mit elektrischem, Dampf-, animalischem, Seil- oder sonstigem motorischen Betriebe oder einer in öffentliche Bahnen mit gleicher Spurweite einmündenden Schlepfbahn dienen sollen, sind nach den einschlägigen Bestimmungen dieser Vorschrift und den fallweise einzuholenden Weisungen des k. k. Eisenbahnministeriums zu berechnen, zu entwerfen und auszuführen.

2. Für eine bestehende Straßenbrücke, welche von einer öffentlichen Eisenbahn mit elektrischem, Dampf-, animalischem, Seil- oder sonstigem motorischen Betriebe oder von einer in öffentliche Bahnen mit gleicher Spurweite einmündenden Schlepfbahn mitbenutzt werden soll, ist dem Eisenbahnministerium und der zuständigen Straßenbehörde der statische Nachweis der Tragfähigkeit für den gedachten Zweck auf Grund der Bestimmungen der §§ 2 bis einschließlich 6 dieser Vorschrift sowie der besonderen Weisungen des Eisenbahnministeriums zu erbringen. Wenn nach dem Ergebnisse dieser Rechnung die Straßenbrücke aus Anlaß der Mitbenutzung für Bahnzwecke einer Umgestaltung bedarf, so sind vor Verfassung des betreffenden

Umgestaltungsprojektes Weisungen des k. k. Eisenbahnministeriums und für das Projekt selbst auch die Genehmigung seitens dieser Zentralstelle und der zuständigen Straßenbehörde einzuholen. Dem Projekte sind auch die erstmalig genehmigten Baupläne der gegenständlichen Straßenbrücke oder beglaubigte Kopien dieser Pläne beizuschließen. In Ermangelung solcher ist von der Bahnunternehmung ein auf Grund einer Aufnahme aufzustellender, von der zuständigen Straßenbehörde beglaubigter Bestandsplan der Brücke beizubringen.

3. Rücksichtlich der im Absatz 1 und 2 angeführten Straßenbrücken ist ferner folgendes zu beachten: Vor Durchführung der statischen Berechnung neuer mitzubeneutzender Straßenbrücken beziehungsweise vor Ausarbeitung der betreffenden Projekte, dann bei bestehenden mitzubeneutzenden Straßenbrücken vor Erbringung des statischen Nachweises ihrer Tragfähigkeit für Bahnzwecke beziehungsweise vor Verfassung der bezüglichen Umgestaltungsprojekte sind dem k. k. Eisenbahnministerium im Sinne des § 2, Punkt f der Verordnung vom 28. August 1904, R. G. Bl. Nr. 97, betreffend die Eisenbahnbrücken, Bahnüberbrückungen und Zufahrtstraßenbrücken mit eisernen oder hölzernen Tragwerken, schematische Skizzen über die in Aussicht genommenen Fahrbetriebsmittel mit genauen Angaben über das Gesamtgewicht, die Achsdrücke, Achstände, größte Länge, Breite und Höhe derselben und über das Lademaß vorzulegen.

Dem Ermessen des k. k. Eisenbahnministeriums bleibt es vorbehalten, unter Rücksichtnahme auf den jeweiligen Charakter der Bahn und die Bedeutung derselben für den allgemeinen Verkehr sowie unter angemessener Bedachtnahme auf etwa in späterer Zeit einzuführende schwerere Fahrzeuge der Bahnunternehmung das Belastungsschema — soweit der Eisenbahnverkehr in Betracht kommt —, dann für den kombinierten Straßen- und Eisenbahnverkehr die Belastungsangaben einvernehmlich mit der zuständigen Straßenbehörde als Grundlagen für die Durchführung der statischen Berechnung beziehungsweise für die Verfassung der Projekte vorzuschreiben.

### § 15. Verkehrsbeschränkungen.

Ohne fallweise besondere Genehmigung dürfen die gemäß dieser Vorschrift hergestellten Brücken mit Fahrzeugen nicht befahren werden, welche dieselben nachteiliger beeinflussen, als im Sinne der §§ 6 und 14 gestattet ist; ebenso dürfen die vor Erlassung dieser Vorschrift erbauten Brücken ohne eine solche besondere Genehmigung mit Fahrzeugen nicht befahren werden, welche dieselben ungünstiger beeinflussen, als im Sinne der §§ 13 und 14 zulässig ist.

#### c) Besondere österreichische Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Eisenbetontragwerken für offene Durchlässe im Zuge von Eisenbahnlinien

##### (Vollspurbahnen) (im Auszug).

1. Als Grundlage für den Nachweis des Eigengewichtes und der bleibenden Belastung sowie für die Berechnung des Biegemomentes, herrührend vom Eigengewichte der Konstruktion und der bleibenden Belastung, haben für die einzelnen Baumaterialien folgende Einheitsgewichte für je 1 m<sup>3</sup> zu gelten, und zwar bei:

Martinflußeisen . . . . .	7850 kg
Beton . . . . .	2400 „
Lehm (Ueberschüttung) . . . . .	1800 „
Sand . . . . .	1600 „
Schotter (Schotterbett) . . . . .	1900 „
Abdeckung (Isolierung) . . . . .	1200 „
Holz (Schwelle) . . . . .	900 „
Gleis (im Durchschnitt) für das laufende Meter . . . . .	60 „

2. Als Verkehrslast ist bei Vollspurbahnen (ob Belastungsnorm I oder II) der Belastungszug nach Abb. 10 einzuführen, wobei stets die ungünstigste Laststellung in Betracht zu ziehen ist.

In den Fällen, wo das größte Biegemoment bereits durch die Belastung mit bloß einer Achse erreicht wird, ist dieser Achsdruck auf 20 t zu erhöhen.

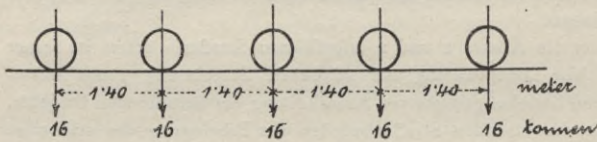


Abb. 10.

3. Die Biegemomente von der Verkehrslast sind ohne Rücksicht auf das vorhandene Schotterbett und auf eine etwaige Ueberschlüttung in der Gesamt-

höhe von höchstens 50 cm so zu berechnen, als wenn die Einzellasten unmittelbar auf dem Tragwerke aufliegen würden; als Stützweite ist die Lichtweite des Objektes mehr der einseitigen Auflagertiefe einzuführen. Für die Berechnung der Scherspannungen ist jedoch eine Lastverteilung nach Punkt 4 anzunehmen.

4. Hinsichtlich der Lastverteilung (Verkehrslast) auf die Konstruktion senkrecht zur Achse des Bauwerkes ist anzunehmen, daß der Raddruck die Schwelle in einer Breite von mindestens 0,1 m belastet und von den Grenzen dieses Bereiches aus unter einem Winkel von  $45^\circ$  (durch Schwelle, Schotter und sonstige Ueberschlüttung hindurch) bis zur Oberfläche des Tragwerkes sich ausbreitet.

Unter dieser Annahme ist die Verteilung der Balken bei Balkendecken vorzunehmen oder der Bereich der größten Belastung bei einfachen Decken oder Platten



Abb. 11.

zu bestimmen (Abb. 11) und hat die Eisenbetonkonstruktion innerhalb dieses Belastungsstreifens dem größten Biegemomente, hervorgerufen durch die Einflüsse der Verkehrslast, mehr dem Eigengewichte und der bleibenden Belastung Widerstand zu leisten.

Bei Balkendecken ist die Platte, welche je zwei Balken miteinander verbindet, mindestens als teilweise eingespannt anzusehen und zu berechnen, wobei eine gleichmäßig verteilte Belastung angenommen werden kann. Das Tragwerk selbst ist als frei aufliegend zu betrachten und demgemäß zu berechnen.

5. Bei Berechnung der Abmessungen der einzelnen Teile ist im allgemeinen der Grundsatz festzuhalten, daß die Druckkräfte vom Beton allein und die Zugkräfte vom Eisen allein zu übernehmen sind; dabei ist weiter anzunehmen, daß in ein und demselben Querschnitte die Druckkräfte den Zugkräften das Gleichgewicht zu halten haben. Hat das Eisen auch Druck aufzunehmen, so kann es mit dem 15fachen Querschnitt in Rechnung gezogen werden.

6. Bei Berechnung der Scherspannungen im Eisen sind die Querschnittflächen aller Einlagen zu berücksichtigen, welche in dem im betreffenden Punkte unter  $45^\circ$  geführten Schnitte liegen.

7. Als zulässige Spannungen in kg für je  $1 \text{ cm}^2$  Querschnitt können für die einzelnen Materialien angenommen werden, und zwar bei:

Martinflußeisen . .  $750 + 4L$  für alle Lichtweiten und reinen „Zug“  
 (L = Lichtweite in m),  
 „ . . 600 für alle Lichtweiten bei „Abscherung“,

Beton . . . . .	35 bis 2,0 m Lichtweite	} und Druck,
„ . . . . .	30 über 2,0 bis 5,0 m Lichtweite	
„ . . . . .	25 „ 5,0 m Lichtweite	
„ . . . . .	4,5 für alle Lichtweiten bei „Abscherung“.	

Die Haftfestigkeit (Adhäsion) zwischen Eisen und Beton kann mit 4,5 kg für 1 cm<sup>2</sup> Eisenoberfläche in Rechnung gestellt werden.

8. Die Berechnung der Eisenbetontragwerke soll in allen Fällen tunlichst einfach und übersichtlich sein.

d) Provisorische Vorschriften über Bauten in armiertem Beton auf den schweizerischen Eisenbahnen (im Auszug).<sup>1)</sup>

**Außere Kräfte.** Bei Berechnung von Eisenbahnbrücken darf eine Verteilung der Raddrücke durch Oberbau und Schotter nur in der Richtung senkrecht zur Bahnachse angenommen werden, und zwar auf 1 m Breite für normalspurige Bahnen und auf 0,75 m Breite für meterspurige Bahnen. Bei Berechnung von Straßenbrücken darf eine Verteilung der Raddrücke auf eine quadratische Fläche von der Seitenlänge  $10 + 2h$  angenommen werden, worin  $h$  die Schotterhöhe in cm bedeutet.

Bei Ermittlung der inneren Kräfte ist das Elastizitätsmaß des Eisens gleich dem Fünfzehnfachen von dem des Betons anzunehmen.

Die zulässigen Spannungen dürfen nachstehende Werte nicht überschreiten.  
Bei Hochbauten:

für Eisen auf Zug . .	1000 kg/cm <sup>2</sup>
„ Beton „ Druck. . .	30 „
„ „ „ Abscheren . . .	4 „

Bei allen anderen Bauten im Bahngelände (Brücken, Durchlässen, Tunneln, Stützmauern)

für Eisen auf Zug . .	800 kg/cm <sup>2</sup>
„ Beton „ Druck. . .	20 „
„ „ „ Abscheren . . .	3 „

Die unter der Annahme des gleichzeitigen Wirkens von Eisen und Beton ermittelten Betonzugspannungen dürfen 30 kg/cm<sup>2</sup> bei Hochbauten und 20 kg/cm<sup>2</sup> bei den anderen Bauten nicht überschreiten.

Außerdem kommen noch in Betracht: „Vorschriften für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten für die Kgl. Württembergischen Staatsbahnen“, 1909.

## II. Durchlässe, Ueberdeckungen und Plattenbrücken.

### Die Ausführung.

Durchlässe sind Brücken kleineren Stils und dienen vornehmlich zur Durchführung kleiner Wasserläufe unter Straßen- und Eisenbahndämmen. Sie bestehen in der Hauptsache aus zwei gleichlaufend geführten Widerlagsmauern, deren Zwischenraum mit einer Platte abgedeckt ist. Oft sind auch noch Zwischenwände angeordnet, die zumeist lediglich den Zweck verfolgen, bei zu großer Spannweite der Platte eine besondere

<sup>1)</sup> Vergl. Beton u. Eisen 1906, S. 318.

Stützung zu bieten. Die Durchlässe haben eine verhältnismäßig bedeutende Breite (recht- oder schiefwinklig zur Dammachse), da sie — insbesondere bei Entwässerungsanlagen — in der tiefsten Stelle des Dammes gebaut werden müssen. Aus diesem Grunde legt man auch, wenn irgend zugänglich, ihre Achse senkrecht zur Richtung des Dammes. Die Ausführung der Häupter ist dann auch einfacher als bei schräger Achsenlage. Bei beschränkter Bauhöhe und unsicherem Untergrund sind die Plattendurchlässe vorteilhafter als die gewölbten Durchlässe.<sup>1)</sup>

Die Widerlagsmauern samt ihren Flügeln bestehen in der Regel aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel, seltener aus Ziegelmauerwerk. Oft werden alte, vorhandene Steinwiderlager benutzt. Bei zweifelhaftem Baugrund ist Stampfbeton, in manchen Fällen sogar Eisenbeton vorzuziehen. Die Innenflächen sind senkrecht auszuführen; die Außenflächen können zur Erzielung einer besseren Standsicherheit schräg angeordnet sein, bei Bruchstein in schrägen Abtreppungen. Die Wandstärke betrage für gewöhnliche Fälle mindestens 50 bis 60 cm, andernfalls keine gute Mauerung stattfindet und auch leicht eine Beschädigung beim Aufbringen der Deckplatten eintreten kann. Nur bei durchgängiger Ausführung in Eisenbeton darf die Mindeststärke geringer angenommen werden. Die Bewehrung der Seitenwände hat dann in Anbetracht der seitlichen Wirkung des Erddrucks an Wandinnenseite zu erfolgen. Die Verwendung des Eisenbetons für die Widerlagsmauern bietet aber nur in dem Falle einen dauernd wirtschaftlichen Vorteil, wenn die Bewehrung der Wände mit derjenigen der Abdeckungs- wie der Gründungsplatte ein einheitliches Ganzes bildet. Man hat es dann mit einem rechteckigen Rahmen- bzw. Röhrendurchlaß zu tun, wie es beispielsweise die Abb. 23, 24, 25, 28, 30 u. 31 zeigen. Derartige Konstruktionen kommen namentlich dann in Frage, wenn das Wasser im Durchlaß unter Druck steht. Die Rippen legt man dann zweckmäßig nach außen, um den Durchfluß nicht zu erschweren.

Für gewöhnliche Fälle genügen zwei gleichlaufend geführte Widerlagsmauern. Ist dagegen eine größere Durchlaßweite erforderlich, so empfiehlt sich, wie bereits erwähnt, zur Vermeidung allzu schwerer Abdeckplatten die Anordnung von Zwischenwänden, eine, zwei, höchstens drei an der Zahl (Doppel-, gekuppelte Durchlässe), oder von Stützenreihen (Abb. 31). Doch sind derartig geteilte Durchlaßöffnungen i. A. nur dann von praktischem Vorteil, wenn die zur Verfügung stehende Bauhöhe eine geringe ist. Andernfalls wird eine gewölbte Abdeckung — bei Fortfall aller Zwischenwände — empfehlenswerter sein.<sup>2)</sup>

Ist der Baugrund zweifelhafter Natur, so müssen die Widerlagsmauern einen gehörig breiten Fundamentabsatz erhalten. Unter Umständen kann sogar eine Pfahlrost- oder eine Brunnengründung notwendig werden. Auch empfiehlt sich in solchen Fällen eine für beide Widerlagsmauern gemeinsame Gründungsplatte, welche dann gleichzeitig die

<sup>1)</sup> Ueber gewölbte Durchlässe vergl. Kersten, Brücken in Eisenbeton, Teil II, 3. Aufl.

<sup>2)</sup> Die Schaffung mehrerer Oeffnungen kann aber auch mit Rücksicht auf den Betrieb zweckmäßig erscheinen, um z. B. zum Zwecke der Reinigung den Durchlaß teilweise auszuschalten.



Durchlaßsohle darstellt, und welche man zwecks besserer Druckverteilung etwa 20 bis 30 cm über die Widerlagsmauern vorspringen lassen kann (vergl. die Abb. 13a u. 15a). Zur Erzielung einer muldenförmigen Rinnfläche kann außerdem noch ein Plattenbelag oder ein etwa 20 cm hohes Kopfsteinpflaster, in hydraulischem Mörtel verlegt, verwandt werden. Sind dagegen die Widerlagsfundamente getrennt angeordnet, so begnügt man sich — guten Baugrund vorausgesetzt — mit einem 15 bis 30 cm starken Pflaster auf Sand oder Kieslage (vergl. Abb. 13b u. 15b).

Bei getrennten Fundamenten werden am Ein- und Auslauf, bei längeren Durchlässen auch zwischen diesen, 50 bis 60 cm im Quadrat messende Herdmauern angeordnet.

Die Deckplatten sind derartig auf die Widerlagsmauern zu verlegen, daß Winkelecken vermieden werden, da dann an den Auflagerstellen gelegentliche Wasseransammlungen zu befürchten sind. Die Ecken werden entweder ausgemauert oder die Mauerkronen in entsprechender Weise abgeschrägt. Was die Breite der Auflagerung der Platten anlangt, so gelte auch hier die bekannte Faustregel: Auflagerbreite  $\geq$  Plattendicke. Ist nur eine Durchlaßöffnung vorhanden, so genügt eine frei aufliegende Platte, die an Ort und Stelle mittels Schalung hergestellt wird. Bei kleinen Spannweiten kann die Abdeckung durch fabrikmäßig hergestellte Plattenfelder von etwa 1 m Länge bewerkstelligt werden, was auch eine Verkürzung der Arbeitszeit und eine Ersparnis an Wasserhaltung im Gefolge hat. Man erspart so die Schalung, braucht den Verkehr nicht allzulange zu unterbrechen und kann den Durchlaß bei etwaiger Verstopfung leicht und schnell zum Zweck der Reinigung aufbrechen. So zeigt beispielsweise Abb. 12 eine Durchlaßausführung nach Patent Eschenbrenner, bei welcher die Einzelteile, einschließlich der Seiten- und Sohlplatten, vorher fabrikmäßig hergestellt und dann in fertigem Zustand eingebaut werden. Derartige Ausführungen eignen sich z. B. auch für Fernheizkanäle, Verbindungsgänge, Kabelkanäle. Sie geben eine große Flutleistung ab und ersparen einen Teil des Erdaushubes.

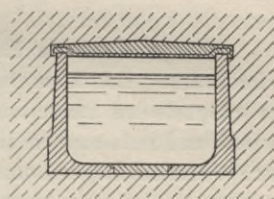


Abb. 12.

Es empfiehlt sich aus statischen und wirtschaftlichen Gründen, die Platten in Stützweitenmitte stärker zu machen als an den Enden. Einmal wird dadurch der ab- bzw. zunehmenden Größe der Biegemomente Rechnung getragen, und zweitens wird eine bessere Abführung des eindringenden Wassers veranlaßt. Doch kann man den letzteren Zweck auch durch entsprechende Aufschüttung bzw. Aufbetonierung erreichen. Namentlich bei gekuppelten Durchlässen, die durch aneinanderstoßende einfache Platten ausgebildet werden, empfiehlt sich ein derartiges Aufbetonieren. Vorn an der Stirn erhält die Betonplatte zweckmäßig eine kleine Verstärkung, um einem Abrutschen der Dammböschung vorzubeugen. Außerdem ist die Anbringung einer Wassernase von Nutzen.

Ausdehnungsfugen sind nur dann erforderlich, wenn die Länge der Abdeckungsplatte größer als 10 bis 15 m ist. In solchem Falle werden die Teile der Platte durch Pappzwischenlagen getrennt und diese Trennungsfugen gut überdeckt. Trotzdem muß aber eine gewisse Beweglichkeit der einzelnen Plattenteile möglich sein. Liegt das Bauwerk tief genug, ist es also allseitig von Erde umschüttet, so können die Temperaturunterschiede keine erheblichen sein. Ausdehnungsfugen sind dann in der Regel nicht erforderlich.

Reine Betonplatten an Stelle der sonst üblichen Decksteine kommen nur dann zur Anwendung, wenn die Spannweite eine äußerst geringe ist. Sie werden vorher angefertigt und wie gewöhnliche Natursteinplatten verlegt. Die Möglichkeit für die Verwendung solcher Betonabdeckplatten ist aber eine recht beschränkte, denn schon bei den üblichen Durchlaßweiten wäre die erforderliche Plattendicke eine ganz bedeutende. Von einem wirtschaftlichen Vorteil den Steinplatten gegenüber kann dann kaum noch die Rede sein.

Für gewöhnliche Fälle ist eine Eisenverstärkung der Betonplatte erforderlich. Bei kleineren Lichtweiten genügen Tragstäbe, die so nahe als möglich an Plattenunterkante zu legen sind. Bei größeren Spannweiten und Belastungen sind diese Tragstäbe an ihren Enden abwechselnd nach oben zu biegen, namentlich dann, wenn die Auflagerbreite eine recht bedeutende ist. Es muß in solchem Falle auf teilweise Einspannung der Platte Rücksicht genommen werden; den an den Plattenauflegern vorhandenen negativen Biegemomenten muß also Rechnung getragen werden. Bilden die Widerlagsmauern — in Beton oder Eisenbeton hergestellt — mit der Abdeckung ein einheitliches Ganzes, so ist eine besondere kräftige Eisenverstärkung in den Eckpunkten vorzunehmen. Kräftige Verankerungen sind dann ebenso notwendig wie Bügel und Verteilungseisen.

In der Regel werden Rundeisen für die Bewehrung genommen. Man nimmt auch, namentlich in Amerika, Streckmetall, und zwar bei kleineren Durchlässen als einfache Tafel einlage und bei größeren in Verbindung mit rundeisernen Tragstäben. Im letzteren Fall ersetzt das Streckmetall die Verteilungsstäbe. Zweckmäßig ist auch die Verwendung von Walzprofilen, die gemäß Abb. 40 in den Beton eingebettet werden.

Sind zwei oder mehrere Oeffnungen vorhanden, so kann die Abdeckung durch eine entsprechende Anzahl einfacher Platten erfolgen, die in der unteren Zone zu bewehren sind. Für die Abführung des Wassers ist dann eine besondere Aufbetonierung vorzusehen, wie Abb. 17 zeigt. Nimmt man dagegen eine gemeinschaftliche Platte für sämtliche Oeffnungen, so treten über den Stützungen innerhalb der Gesamtweite des Durchlasses negative Momente auf. Es sind also an diesen Stellen der Platte auch in der oberen Zone Einlagen zur Aufnahme der dort vorhandenen Zugspannungen vorzusehen. Derartige Platten werden in der Regel an ihren Enden schwächer ausgeführt als in der Mitte, so daß sich eine besondere Aufschüttung zwecks Wasserabführung erübrigt (vergl. Abb. 31 u. 76). Die Anordnung mehrerer Oeffnungen bietet nur dann

praktische Vorteile, wenn die zur Verfügung stehende Bauhöhe eine geringe ist. Andernfalls sind gewölbte Durchlässe mehr zu empfehlen.

Bei schlechtem Baugrunde ist es ratsam, auch die Gründungsplatte in Beton auszuführen und mit Einlagen zu versehen, welche in ihrer Anordnung dem wechselseitigen Auftreten der Druck- und Zugspannungen entsprechen müssen (vergl. Abb. 31 u. 76).

Die Plattenstärken schwanken zwischen 15 und 40 cm, je nachdem man es mit einem Bahn- oder einem Wegedurchlaß mit kleiner oder großer Ueberschüttungshöhe zu tun hat. Letztere müßte bei Bahndurchlässen mindestens 80 cm (gemessen bis Schienenunterkante) und bei Wegedurchlässen mindestens 40 bis 50 cm (bis Fahrbahnoberfläche gemessen) betragen. Bei zu großen Spannweiten empfiehlt sich keine gewöhnliche Plattenabdeckung, da das Eigengewicht derselben zu groß werden würde. Man nimmt dann vorteilhafter, vom Gewölbe abgesehen, eine Rippendecke (Abb. 26, 27 u. 36) oder teilt die Durchlaßöffnung durch Zwischenwände.

Das Eindringen von Erdfeuchtigkeit kann durch glatten Zementverputz verhindert werden. Gleich gute Dienste leistet eine Asphaltisolierung; doch muß der Asphaltüberzug (vergl. Abb. 15, 16 u. 49) auch über den oberen Widerlagerteil hinweggezogen werden. Zwischen Platte und Widerlager legt man zweckmäßig eine besondere Asphaltfilzlage. Weiterhin verwendet man zur Isolierung wasserdichte Fluatanstriche, Mastixe usw. Doch können alle diese Mittel, da sie starr sind und fest am Mauerwerk haften, bei eintretenden Bewegungen des letzteren leicht rissig werden. Deshalb nimmt man jetzt vielfach die bereits erwähnten Asphaltfilzplatten, welche gegen ein Zerreißen sehr widerstandsfähig, dabei zugleich sehr dehnbar sind. Aber auch die Innenseiten müssen in entsprechender Weise gegen die schädliche Wirkung der Tagewasser, welche Säuren enthalten, geschützt sein. Besonders gefahrbringend für den Beton sind Wasser mit schwefelsaurem Salz (z. B. Gips). In allen solchen Fällen empfiehlt sich in erster Linie ein wasserundurchdringlicher Schutzanstrich.

In den nachfolgenden Abbildungen sind einige Beispiele von Durchlässen in Eisenbeton zur Darstellung gekommen. Nach Abb. 13 u. 14

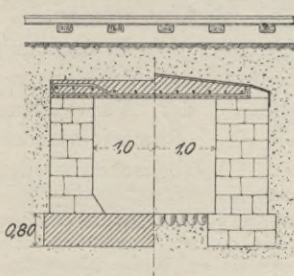


Abb. 13 a, b.

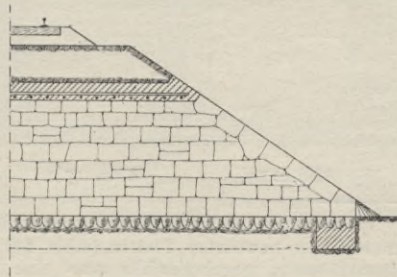


Abb. 14.

bestehen die Widerlagsmauern eines Eisenbahndurchlasses aus gewöhnlichem Bruchsteinmauerwerk, die nach Abb. 13 a auf einer gemeinsamen,

80 cm starken Betonfundamentplatte ruhen.<sup>1)</sup> Bei gutem Baugrund genügen einfache Fundamentabsätze in Bruchstein (Abb. 13b), Die Plattenoberfläche ist entweder wagerecht abgeglichen oder — gemäß Abb. 13b — nach der Mitte zu ansteigend. Für die letztere Anordnung empfiehlt es sich, die Isolierplatten auch über den oberen Widerlagerteil hinwegzulegen. Da nach Abb. 13a die Auflagerung der Deckplatte der vollen Breite der Mauerkrone entspricht, ist die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente gegeben, weshalb zweckmäßigerweise ein abwechselndes Aufbiegen der Tragstäbe zu erfolgen hat. In Richtung der Durchlaßachse sind Verteilungsstäbe angeordnet. Abb. 14 zeigt einen Längsschnitt des Durchlasses mit Bruchsteinfundament.

In Abb. 15a u. 15b ist die Formgebung eines gekuppelten Straßendurchlasses veranschaulicht. Es sind Zwischenwand, Widerlagsmauern und

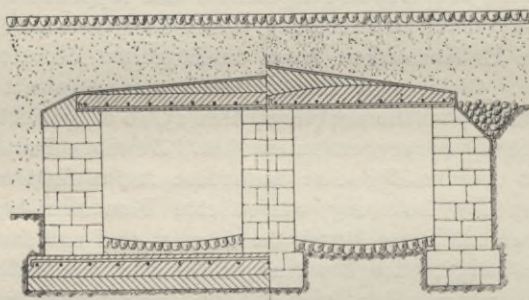


Abb. 15a.

Abb. 15b.

nach Abb. 15b auch die Fundamente in Bruchstein ausgeführt. Die bewehrte Fundamentplatte in Abb. 15a hat eine Schicht Magerbeton als Unterlage erhalten. Die Deckplatte kann in gleichbleibender Stärke über beide Oeffnungen kontinuierlich fortgeführt werden (Abbildung. 15a) oder sie

kann sich aus zwei einfachen Plattenteilen gemäß Abb. 15b zusammensetzen. In beiden Fällen ist eine nach der Mitte zu ansteigende Aufbetonierung zwecks Wasserabführung ausgeführt.<sup>2)</sup> Bei Durchbetonierung über beide Feldweiten müssen natürlich über der Mittelwand die Einlagen nach oben — gemäß Abb. 76 — geführt werden.

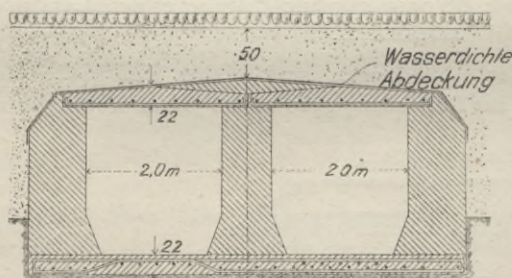


Abb. 17a.

Abb. 17b.

In den nun folgenden Abbildungen ist von der Verwendung des Bruchsteinmauerwerks abgesehen worden. Ab-

<sup>1)</sup> Derartige Fundamentplatten gewährleisten eine gleichmäßige Druckübertragung. Gegenüber den bewehrten Platten (Abb. 17) bieten sie den Vorteil einer schnelleren Arbeitsausführung, gegebenenfalls also eine Ersparnis an Wasserhaltungskosten, da Eisenbeton eine peinlichere, genauere Arbeit notwendig macht.



Abb. 16.

<sup>2)</sup> Will man sich die Aufbetonierung ersparen, so kann man gemäß Abb. 16 der Platte von vornherein eine entsprechende Neigung geben (vergl. auch Abb. 30).

bildung 17a u. 17b zeigen die Ausführung der Mittel- und Seitenwände in Stampfbeton. Die Deckplatten sind getrennt angeordnet. Beide Ausführungsarten unterscheiden sich nur in der Art der Eisenverstärkung der gemeinsamen Fundamentplatte. Stampfbeton empfiehlt sich namentlich dann für Boden und Wände, wenn starker Wasserandrang zu befürchten ist.

Eine Durchlaßausführung der Bauunternehmung Franz Schlüter, Dortmund, geben die Abb. 18 bis 21 wieder. Decke, Wände und Grundbau

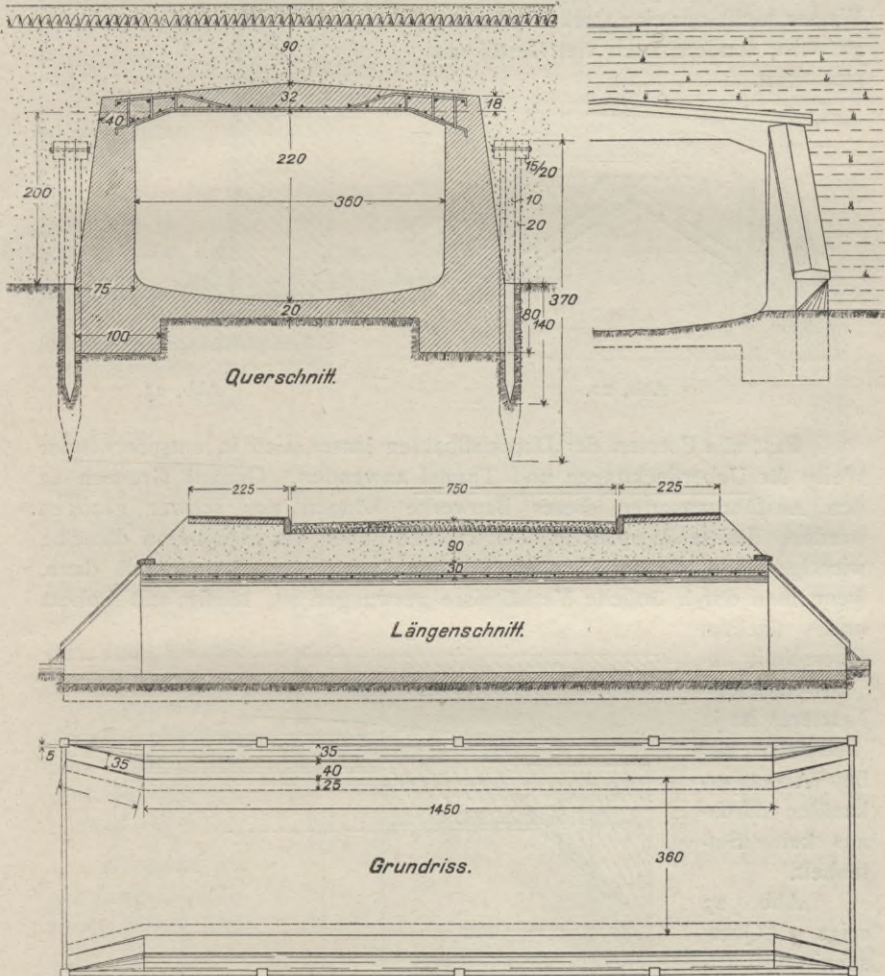


Abb. 18 bis 21.

sind einheitlich in Beton ausgeführt worden. Die Eisenverstärkung der Deckplatte ist im Widerlager kräftig verankert. Sie berücksichtigt auch durch ihre dortige Anordnung das Vorhandensein negativer Momente in genügender Weise. Die Flügel sind gleichfalls in Beton ausgeführt.

Bei einer amerikanischen Ausführung ist die Herstellung des Lehrgerüsts besonders bewerkenswert (Abb. 22). Die Wände des Mittelpfeilers und der Widerlager sind derartig schräg gebaut, daß sich das ganze Lehrgerüst unabhängig von der Sohle, gegen die schrägen Wände verspreizt, selbst tragen kann. Eine solche Gerüstanordnung wird sich immer dann empfehlen, wenn das Wasser nicht nur eine starke Strömung aufweist, sondern auch viel Geröll mit sich führt.

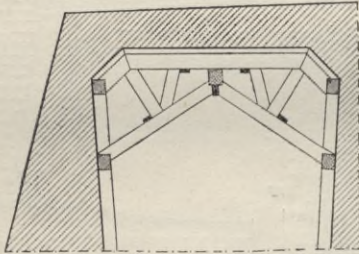


Abb. 22.

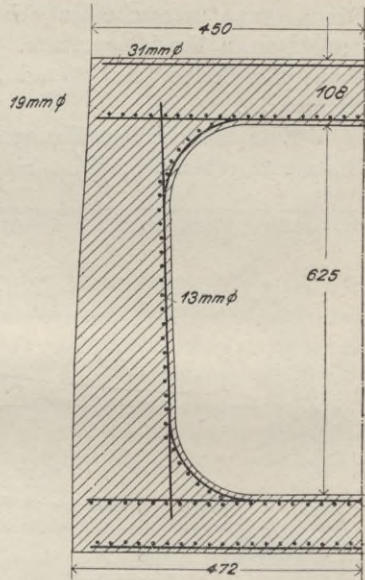


Abb. 23.

Fast alle Formen der Durchlaßbauten lassen sich in entsprechender Weise für Ueberdeckungen und Tunnel anwenden. Genaue Grenzen in den Ausführungsarten dieser Bauwerke können nur schwer gezogen werden. Jedenfalls spielt in allen solchen Fällen der Eisenbeton dieselbe wichtige Rolle wie bei den eigentlichen Durchlässen, namentlich dann, wenn man durch örtliche Verhältnisse gezwungen ist, häufig mit hohem und flachem Querschnitt abzuwechseln.

Letzteres ist ja beispielsweise bei Abwässerkanälen durchaus keine Seltenheit.

Abb. 23 zeigt Querschnitt und Ansicht eines rechteckig-röhrenförmigen Durchlasses, der in seinem Um-

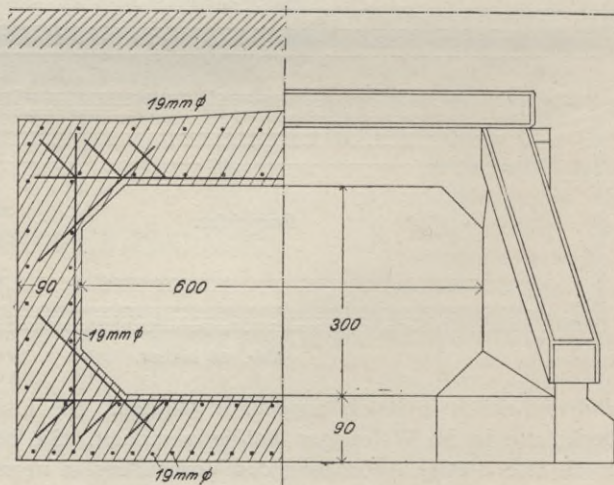


Abb. 24.

fange in Eisenbeton ausgeführt ist. Die Einlagen sind an den Ecken zusammengeführt, so daß man es mit einem vollkommen steifen Rahmen zu tun hat. Fundament- und Deckenplatte sind doppelt bewehrt, die Seitenwände nur an der Innenseite.

Eine im Grundgedanken ähnliche Ausführung zeigt Abb. 24, eine röhrenförmige Eisenbahnunterfahrt, wie sie in Amerika recht häufig ausgeführt werden. Die Anordnung der Tragstäbe erfolgt durchweg an den Innenseiten, wogegen Verteilungseisen auch an den Außenseiten angebracht sind. Derartige Rahmenausführungen empfehlen sich aber nur bei größeren Spannweiten, starker Belastung und starkem Seitendruck durch Erdreich.

In Abb. 25 ist der Querschnitt eines unterirdischen Schiffahrtskanals in Rotterdam zur Darstellung gebracht worden. Infolge kräftiger Bewehrung durch 20

bis 30 mm-Eisen war man in Stand gesetzt, die Stärken der Wände auf 35 cm, der Decke auf 40 cm und der Sohle gar auf 25 cm zu erniedrigen. Das ganze Bauwerk ruht auf Holzpfählen, welche in Entfernung von 2 m reihenweise angeordnet sind und mit ihren Köpfen in einer Stampfbetonunterlage stecken. Breiten- und Höhenmaß sind aus der Abbildung ersichtlich.

Nunmehr folgen zwei Ausführungen, bei welchen die Abdeckung nicht durch eine ebene Platte, sondern durch eine Rippenplatte erfolgt, die aber hier, weil es sich um Durchlässe handelt, gleich mit Erwähnung finden sollen. Abb. 26 zeigt zunächst die Abdeckung eines Kanals von 3,50 m Lichtweite. Die Träger sind für eine Belastung von etwa  $4000 \text{ kg/m}^2$  berechnet. Die Innenwandungen sind bis zur Höhe des Höchstwasserstandes mit Klinkern verkleidet. Statt der an Ort und Stelle vollzogenen Stampfbetonausführung der Wände und der

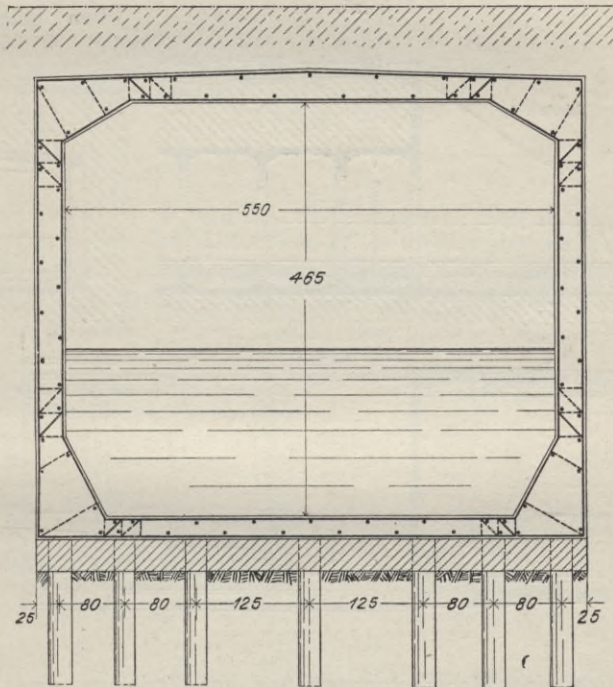


Abb. 25.

Abdeckung nicht durch eine ebene Platte, sondern durch eine Rippenplatte erfolgt, die aber hier, weil es sich um Durchlässe handelt, gleich mit Erwähnung finden sollen. Abb. 26 zeigt zunächst die Abdeckung eines Kanals von 3,50 m Lichtweite. Die Träger sind für eine Belastung von etwa  $4000 \text{ kg/m}^2$  berechnet. Die Innenwandungen sind bis zur Höhe des Höchstwasserstandes mit Klinkern verkleidet. Statt der an Ort und Stelle vollzogenen Stampfbetonausführung der Wände und der

Sohle können auch — namentlich wenn viel Wasserhaltung nötig ist — vorher fertiggestellte Betonblöcke verwandt werden.

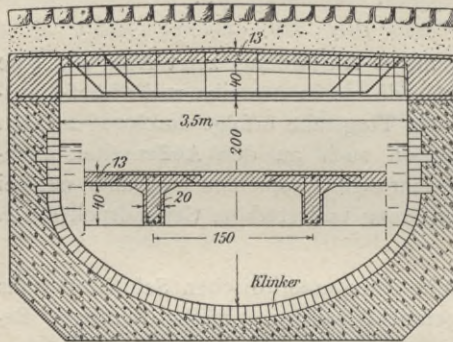
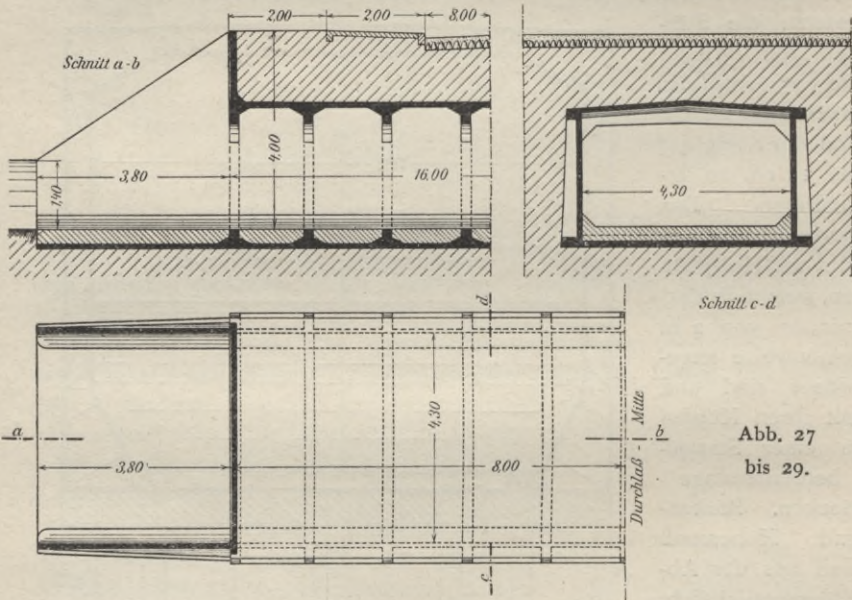


Abb. 26.

Die Abb. 27 bis 29 stellen einen Durchlaß in geschlossener Rahmenform dar, bei welchem nicht nur die Decke, sondern auch Wände und Fundamentplatte in Rippenkonstruktion ausgeführt sind. Die Ursache hierfür ist in dem schlechten Baugrund zu suchen, der am Orte angetroffen wurde. Zwischen den Rippen der Bodenplatte, die aus statischen Gründen nach oben gelegt sind, befindet

Abb. 27  
bis 29.

sich eine Magerbetonausfüllung zur Erzielung eines ununterbrochenen Gerinnes. Die Decke ist mit Quergefälle hergestellt und mit Asphalt abgedeckt. Wie aus Abb. 29 ersichtlich ist, sind auch die Flügelmauern sowie die Stirnwände in Eisenbeton hergestellt.

Steht bei größeren Spannweiten nur eine geringe Bauhöhe zur Verfügung und darf das Hochwasserprofil nicht verringert werden, so empfehlen sich Längsbalken in Durchlaßachse, die das Profil nur wenig beugen und in gewissen Abständen (3 bis 4 m) durch Säulen abgestützt sind. Die Decke spannt sich dann von den Längsbalken nach den beiden Widerlagern hin.



Abb. 30 zeigt den Querschnitt eines Eisenbahntunnels zu Watergraafsmeer bei Amsterdam. Auch hier ist wie bei Abb. 25 Holzpfählung vorgesehen. Die Mittelwand ist in einzelne Säulen aufgelöst, die den in Längsachse durchlaufenden Unterzug tragen. Die Seitenwände, nur 23 cm stark, sind in kurzen Entfernungen — wie bei Abb. 28 — durch Rippen gestützt. Mittel- und Seitenwände haben getrennte Fundamente, die aber durch Querbalken miteinander verbunden sind.

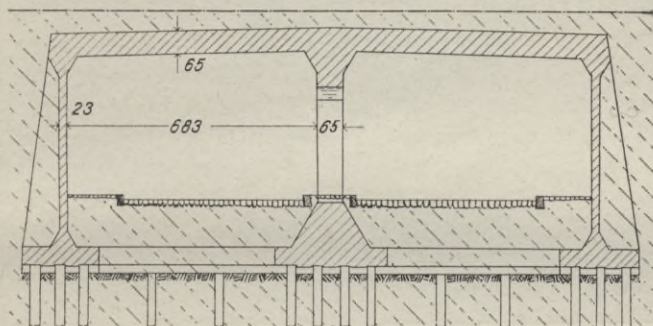


Abb. 30.

Eine ähnliche Anlage ist in Abb. 31 wiedergegeben. Die Seitenwände sind hier jedoch — wie bei Abb. 24 u. 25 — in gleichbleibender Stärke durchgeführt worden, ebenso die gemeinsame Fundamentplatte. Ein starker Unterzug, durch Säulen gestützt, dient zur Auflagerung der Deckplatte. Um dem fließenden Wasser keinen allzu großen Widerstand

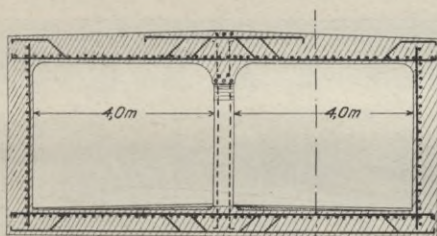


Abb. 31.

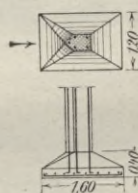


Abb. 32 u. 33.

zu bieten, kann man die Stützen gemäß Abb. 32 mit fünfeckigem Querschnitt ausführen und die der Strömung zugekehrte Kante mit einem Schutzzeisen, durch Dollen verankert, versehen (vergl. auch „Zement und Beton“ 1908, S. 457).

Schließlich sind noch einige besondere Bauformen erwähnenswert, die sich in bester Weise für Anlagen von Ueberdeckungen eignen: die Bauweisen Visintini, Siegart und Möller.<sup>1)</sup> Die Abb. 34 zeigt zunächst

<sup>1)</sup> Näheres über diese Bauweisen vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil II, 6. Aufl., S. 27, 35 u. 37.

In Kroatien werden z. B. die Siegartbalken seit 1904 von der Landesbauabteilung für Straßendurchlässe bis zu 5 m l. W. fast ausschließlich verwandt.

die Eindeckung des Mühlgrabens zu Krakau durch Visintini-Gitterträger. Die lichte Weite beträgt 3 m. Die Träger sind nebeneinander gelegt

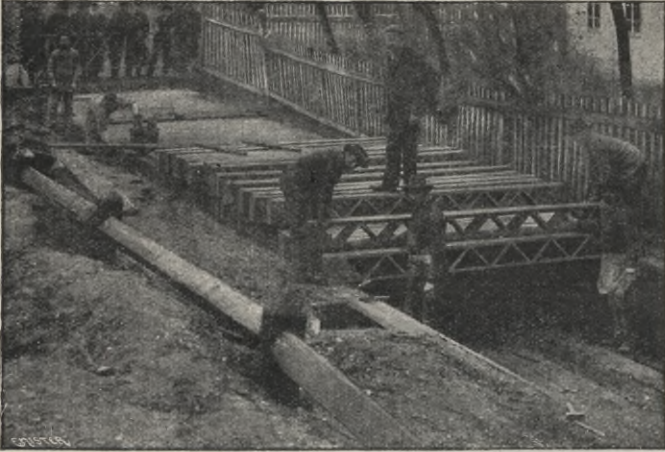


Abb. 34.

und vollkommen gleichartig ausgebildet. Der Fortfall jeglicher Schalung und der Umstand, daß die Träger fertig angeliefert und sofort belastungsfähig sind, bedingt größte Zeit- und Arbeitersparnis. Trägerbreite = 20 cm, Bauhöhe einschl. Druckverteilungsplatte = 24 cm, Rechnungs-

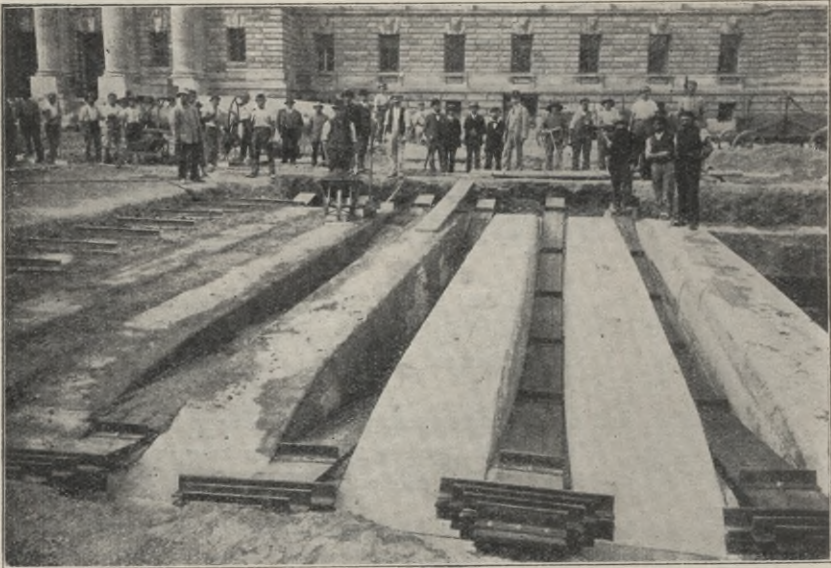


Abb. 35.

last = 1000 kg/m<sup>2</sup>. Ueber der Druckverteilungsplatte liegt eine in Magerbeton eingebettete Schotterschicht.<sup>1)</sup>

Die im Jahre 1895 bzw. 1898 in Leipzig ausgeführte Pleißeüberbrückung (Abb. 35 bis 38) geschah nach System Möller.<sup>2)</sup> Die Gesamtlänge der Ueberbrückungen beträgt 133 + 285 m. Die vorhandenen Ufermauern dienten als Widerlager. Die Bewehrung der Rippen erfolgte durch Flacheisen 32 × 2,2 cm. Winkeleisen 80 × 80 × 12 sind quer aufgenietet, so daß der Horizontalschub der Seileinlage als Druckspannung auf die

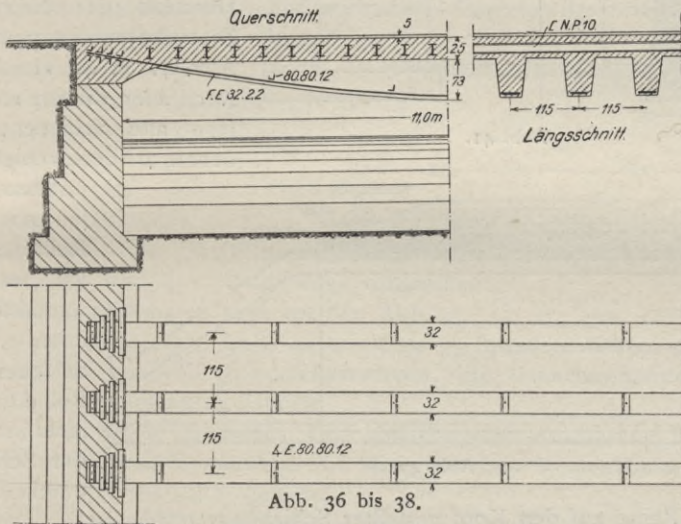


Abb. 36 bis 38.

Platte übertragen wird. Ein Seitenschub auf das Mauerwerk findet also nicht statt. Die Deckplatte wird durch Walzeisen (I.N.-P. 10), die rechtwinklig zu den Rippen liegen, bewehrt, so daß die Wirkung von Einzelasten auf mehrere Rippengurte verteilt wird. Ueber der Deckplatte liegt eine Asphalttschicht. Die Probelastung erfolgte durch eine Dampfwalze von 15,4 t Dienstgewicht. Die Kosten betragen für 1 m<sup>2</sup> Fläche rd. 55 Mark.

Die Verwendung von Walzträgern bietet in erster Linie den Vorteil, daß man an Rüstung spart. Die Schalung kann gleich an den Trägern

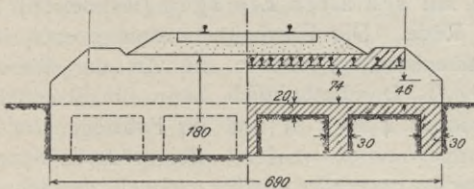


Abb. 39.

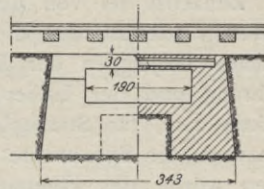


Abb. 40.

befestigt werden; die Arbeit des Betonierens gestaltet sich einfacher und das Verlegen der Träger geht mühelos und schnell von statten. Statt der

1) Ueber Visintini-Brücken vergl. weiterhin den Abschnitt „Fachwerkbrücken“.

2) Ueber Möller-Brücken vergl. weiterhin S. 93 u. 94.

I-Träger werden oft auch alte Eisenbahnschienen verwendet. Die Abb. 39 u. 40 zeigen eine amerikanische Ausführung, nach welcher die Schienen

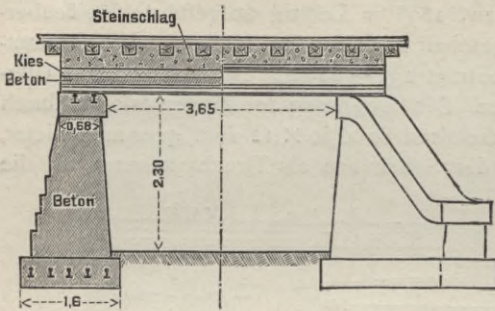


Abb. 41.

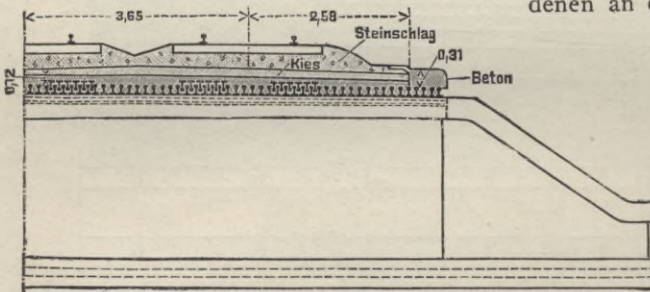


Abb. 42.

— entsprechend der Wirkungsverteilung der Radlasten — in der Mitte näher zusammenliegen als an den Außenseiten. Eine ähnliche Ausführung, ein Durchlaß der Neuyorker Zentralbahn, ist aus den Abb. 41 u. 42 ersichtlich. Auch hier dienen als Einlage alte Schienen, von denen an den weniger

belasteten Stellen nur eine Reihe gelegt wird, während unmittelbar unter den Schienen die Reihe aufrecht stehender Schienen durch eine

andere Reihe auf den Kopf gestellter Schienen verstärkt ist.<sup>1)</sup>

**Plattenbrücken** unterscheiden sich nur insofern von den Durchlaßabdeckungen, als sie frei liegen und keine Uberschüttung aufweisen. Auch ist bei der Festlegung ihrer Flächenabmessungen, von den Eisenbahnbrücken abgesehen, die Längsrichtung des Verkehrsweges etwas stärker ausgeprägt als bei den eigentlichen Durchlässen, bei welchen die Breite der Brückentafel in der Regel erheblich größer ist als die Lichtweite. Bei den späterhin zur Besprechung gelangenden Balkenbrücken sind die eben erwähnten Maßverhältnisse mehr und mehr umgekehrter Art.

Zunächst sei von den mit schlaffen Einlagen (Rundeisen) bewehrten Plattenbrücken die Rede. Die Fahrplananordnung entspricht durchaus derjenigen der Balkenbrücken, ebenso die Art der Wasserabführung und der Isolierung.<sup>2)</sup> Durchschnittlich kann für Eisenbahnbrücken 2 m, für Straßenbrücken 4 bis 5 m und für Fußstege 5 m als Grenzwert der Spannweite angenommen werden. Bei größeren Spannweiten würde das Eigengewicht unverhältnismäßig schnell anwachsen, weshalb aus wirtschaftlichen Gründen dann vorteilhafter Balkenbrücken zu verwenden sind.

<sup>1)</sup> Vergl. „Beiträge zum Brückenbau in Nord-Amerika“, Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, S. 258.

<sup>2)</sup> Vergl. hierüber S. 70 u. 71.

Immerhin werden die wesentlich höheren Einschaltungskosten der Balkendecken die Ersparnis an Material ausgleichen, so daß trotzdem die Platten billiger werden, namentlich dann, wenn die Baustoffe für den Beton in der Nähe der Baustelle gewonnen werden.

Bei Fußgängerbrücken genügt eine einfache Platte mit seitlichem Geländer. Bei Straßen- und Eisenbahnbrücken wird das erforderliche Schotterbett durch seitliche Bordwände hergestellt, die gleichzeitig eine leichte Anbringung des Geländers gestatten. Es ist vorteilhaft, die Geländerpfosten einzustampfen, damit ein späteres Stemmen der erforderlichen Löcher vermieden wird.

Seitliche Fußstege können dünner hergestellt und zur Schaffung des Schotterbettes höher gelegt werden als die eigentliche Fahrbahn

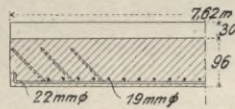


Abb. 43.

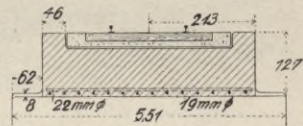


Abb. 44.

(vergl. Abb. 50). Bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken empfiehlt es sich, in Plattenmitte eine Ausdehnungsfuge vorzusehen.

Plattenausführungen sind aus den Abb. 43, 44, 45, 46 a, 46 b u. 49 (Eisenbahnbrücken), 47 a, 47 b, 48 u. 50 bis 55 (Straßenbrücken) ersichtlich. Auch sei auf Abb. 30 zurückverwiesen, die Tunnelausführung der Amsterdamsche cementijzer fabriek.

Die Abb. 43 u. 44 zeigen eine amerikanische Ausführung für die außerordentlich große Spannweite von fast 7 m. Eine Rippenkonstruktion wäre hier wohl vorteilhafter gewesen.

Abb. 45 zeigt die Auflagerung einer 2 m weit gespannten Eisenbahn-Plattendecke (bayerische Musterzeichnung). Im Widerlager ist eine Altschiene eingestampft, die den Auflagerdruck in der Seitenrichtung gleichmäßig verteilt. Um den Kopf der Schiene greift, frei beweglich gelagert, ein kleines I-Eisen, das in die Tragplatte einbetoniert ist. Die Trennungsfuge zwischen Platte und Widerlager ist mit Asphaltmastix ausgefüllt.

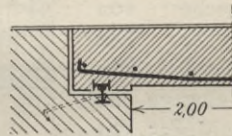


Abb. 45.

In Oesterreich sind Plattenbrücken aus Eisenbeton für Eisenbahnverkehr schon in großer Zahl zur Ausführung gekommen.<sup>1)</sup> Abb. 49 zeigt einen solchen Durchlaß für 1,5 m Lichtweite in halbem Längsschnitt. Die Berechnung des Größtmomentes ist auf S. 52 wiedergegeben. Mischungsverhältnis des Plattenbetons 1 : 3 (bei größeren Ueberschüttungshöhen 1 : 4), des Widerlagerbetons 1 : 6. Die Trageisen (15 Stück von je 18 mm Durchmesser) sind an den Enden hakenförmig nach oben gebogen und werden durch besondere „Widerhalte“ in Form von Flacheisen 50 × 10 mm verankert. An beiden Seiten der Tragplatte sind Trennungsfugen gelassen,

<sup>1)</sup> Bei eisernen Brücken kann bei geringer Spannweite die an sich hohe Festigkeit des Eisens nicht voll ausgenutzt werden, und zwar aus konstruktiven Gründen. Unvorteilhaft wirkt hier auch die bewegliche Lagerung, sowohl auf die eisernen Träger selbst, als auch auf die Widerlager.

die mittels Asphaltdachpappe geschlossen sind. Die Betonwiderlager ruhen auf Stützwänden aus Bruchstein oder aus Beton 1:8. Die Oberflächen der Betonwiderlager, auf welchen die Platte ruht, ist mit einem Graphitanstrich versehen, um das Ausdehnen und Zusammenziehen der

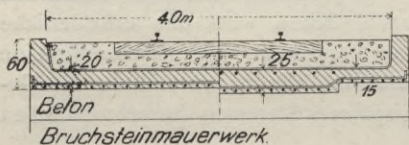


Abb. 46 a.

Abb. 46 b.

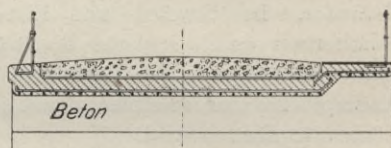


Abb. 47 a.

Abb. 47 b.

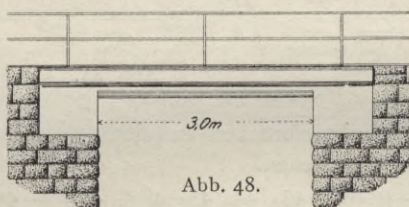


Abb. 48.

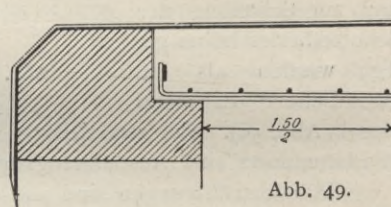


Abb. 49.

Platte zu ermöglichen. Die Abdeckung erfolgt durch Asphaltüberzug mit zwei Juteeinlagen und einem 2 cm starken Betonestrich. Plattenstärke in der Mitte = 30 cm. Bei einer Breite der Platte von 4,55 m sind insgesamt erforderlich: 323 kg Eisen, 2,80 m<sup>3</sup> Plattenbeton, 18,5 m<sup>2</sup> Asphaltabdeckung und ebensoviel Betonestrich.

Abb. 50 bis 51 zeigen eine Plattenbrücke zur Ueberführung einer städtischen Straße mit mittelstarkem Verkehr in Wiesbaden.<sup>1)</sup> Die Fahrbahnplatte hat in der Mitte eine Stärke von 38 cm und an den Auflagern eine solche von 25 cm. Die Platte der Gehwege ist i. M. 25 cm stark; ihre

Bewehrung besteht aus 10 Rundeisen von 25 mm

Durchmesser auf 1 m Breite. Betonmischung: 1 Teil Zement + 1,5 Teile Reinsand + 0,5 Teile Basalt-Feinschotter + 2 Teile Rheinkies. Da sich der Baugrund beim Aushub der Fundamentgruben als sehr nach-

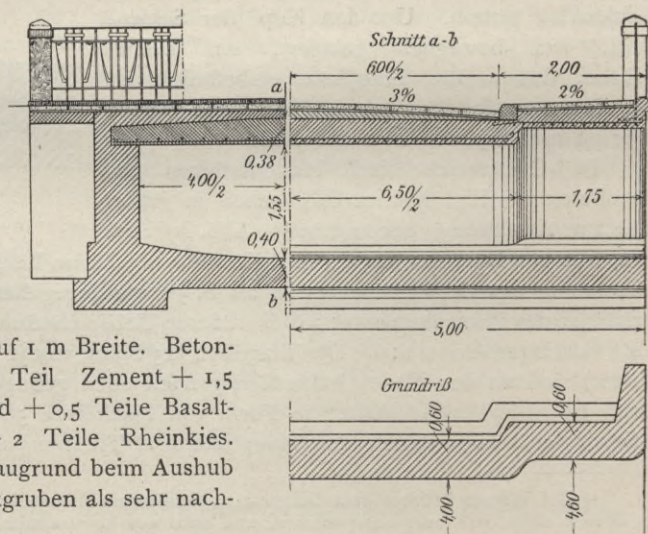


Abb. 50 u. 51.

<sup>1)</sup> Vergl. Zeitschrift für Transportwesen und Straßenbau 1911, S. 36.

giebig und wenig tragfähig erwies, wurden die Fundamente, gleich den Widerlagern und Flügelmauern, in Mischung 1 : 3 : 6 ausgeführt, die Sohle des Bauwerks durchbetoniert und außerdem in den Fundamenten der beiden Widerlager je 3 I-Eisen N.P. 10 zur gleichmäßigen Verteilung des Druckes einbetoniert. Die Fahrbahnbefestigung besteht aus 6 cm starken Vulkanolplatten, die in 2 cm starkem Zementmörtel auf dem Unterbeton (1 : 3 : 6) verlegt sind. Die Gehwegbefestigung besteht aus 4,5 cm starken Basaltinplatten, ebenfalls in Zementmörtel auf Beton. Die Ausführungskosten der Brücke ergeben sich aus der folgenden Kostenzusammenstellung:

Pos. 1:	175 m <sup>3</sup> Bodenaushub der Fundamente, Widerlager und Flügelmauern, 1 m <sup>3</sup> = 3 Mk. . . . .	= 525 Mk.
„ 2:	71 m <sup>3</sup> Betonmauerwerk der Fundamente, Widerlager und Flügelmauern und Sohlen (1 : 3 : 6), 1 cbm = 19,90 Mk. . . . .	= 1413 „
„ 3:	31 m <sup>2</sup> Eisenbetonplatte der Fahrbahn (1 : 4), 1 m <sup>2</sup> 16,25 Mk. . . . .	= 504 „
„ 4:	18 m <sup>2</sup> Eisenbetonplatte der Gehwege (1 : 4), 1 m <sup>2</sup> 11,10 Mk. . . . .	= 200 „
„ 5:	102 m <sup>2</sup> Zementputz der sichtbaren Flächen, 1 cm stark (Mischung 1 : 2), 1 m <sup>2</sup> 1,90 Mk. . . . .	= 194 „
„ 6:	42 m <sup>2</sup> Zementglattstrich der Sohle, 2 cm stark (Mischung 1 : 2), 1 m <sup>2</sup> 1,90 Mk. . . . .	= 80 „
„ 7:	15 lfd. m einfaches Gesims, 1 lfd. m 2,20 Mk. =	33 „
„ 8:	14 lfd. m schmiedeeisernes Geländer einschließlich Anstrich, 1 lfd. m 24 Mk. . . . .	= 336 „
„ 9:	45 m <sup>2</sup> Fahrbahnbelag aus Vulkanolplatten, 1 m <sup>2</sup> 13,10 Mk. . . . .	= 590 „
„ 10:	23 m <sup>2</sup> Gehwegbelag aus Basaltinplatten, 1 m <sup>2</sup> 4,80 Mk. . . . .	= 110 „
„ 11:	17 lfd. m Granitbordsteine, 21 bis 30 cm stark, 1 lfd. m 11 Mk. . . . .	= 187 „
„ 12:	500 kg I-Träger N.P. 10 für die Fundamente, 100 kg 19 Mk. . . . .	= 95 „
	Summe:	4267 Mk.

Eine Plattenbrücke von 5 m Lichtweite, ebenfalls für Straßenverkehr bestimmt, zeigt Abb. 52 bis 54. Eine Trennung von Platte und Widerlagskörper ist hier nicht vorhanden, was wohl für jeden Fall als unvorteilhaft bezeichnet werden muß, zumal — der Anordnung der Einlagen nach zu urteilen — von vornherein mit einer gewissen Einspannung gerechnet wurde. Andernfalls wäre — wie im Querschnitt punktiert angegeben — eine Weiterführung der Eisen am Widerlagerrücken hin (bis auf etwa 1 m unterhalb der Plattenoberkante), sowie die Anordnung von Einspannungsvouten am Platze gewesen.

Aus Abb. 55 ist der Querschnitt einer Plattenbrücke in Unterkirchberg (Fa. E. Luipold, Stuttgart) zu ersehen. Die Brücke ist für 450 kg/m<sup>2</sup> Menschengedränge und für eine 16 t-Dampfwalze berechnet. Die Stirn-

seiten sind als Balken bewehrt und nehmen die Last der nur 50 cm breiten Fußsteige auf. Die Verteilungsstäbe sind, der steifen Stirnausbildung entsprechend, an den Enden zum Teil nach oben geführt worden.

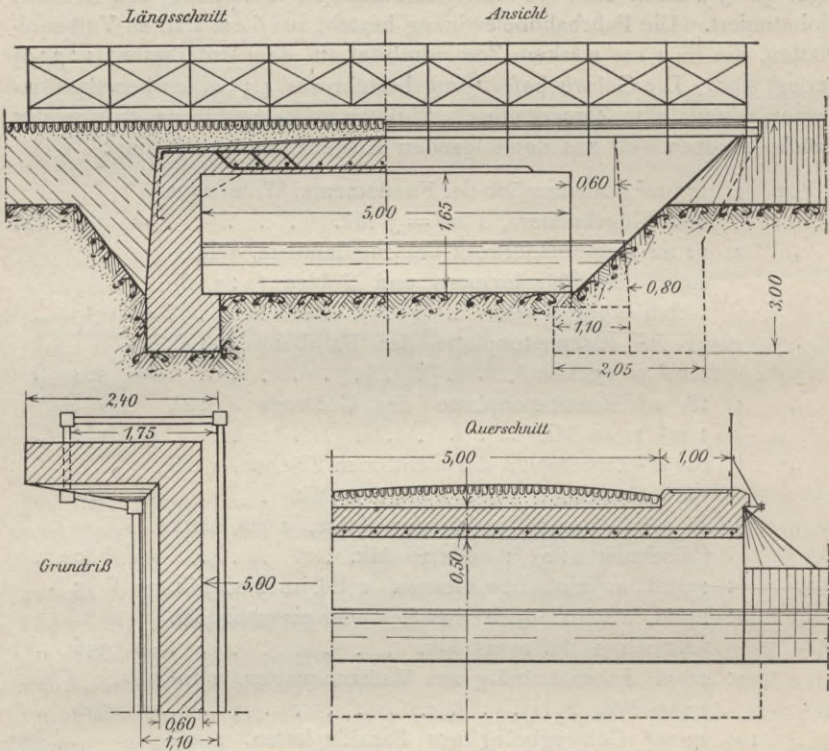


Abb. 52 bis 54.

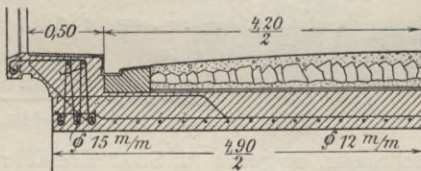


Abb. 55.

### Plattenbrücken aus einbetonierten Walzträgern.

Neuerdings werden für Eisenbahnbrücken bis etwa 12 m Spannweite an Stelle der früher zumeist üblichen reinen eisernen Ueberbauten solche aus parallel zueinander und in gleichen Ab-

ständen verlegten Walzträgern mit dazwischen gestampftem Beton ausgeführt. Derartige Konstruktionen stellen eine ununterbrochene Fahrbahntafel dar, bürgen für eine einheitliche Wirkung aller Träger und gleichzeitig — durch die Umstampfung — für einen dauernden Rostschutz. Sie sind einfach im Entwerfen, erfordern keine Unterhaltungskosten und machen den Bauherren unabhängig von einer Brückenbauanstalt. Eine Reihe von Eisenbahnverwaltungen hat bereits Musterentwürfe und Tabellen der jeweilig notwendigen Rehnungswerte für solche Walzträgerbrücken herausgegeben, so z. B. die preußischen



Eisenbahndirektionen Berlin, Erfurt und Essen und die bayerische und badische Staatsbahnverwaltung.<sup>1)</sup> Bis zu einer Spannweite von 11 m sind diese Brücken den eisernen gegenüber wirtschaftlich zumeist im Vorteil.<sup>2)</sup>

Im allgemeinen verwendet man I-Profile. Differdinger Träger bieten den Vorteil einer geringeren Bauhöhe. Bei kleineren Lichtweiten verwendet man hin und wieder auch Eisenbahnschienen (vergl. Abb. 39 bis 42). Die Träger sind natürlich vor der Verwendung von Rost, Oel, Schmutz und dergleichen gut zu reinigen. Der kleinste Abstand der Träger muß so bemessen werden, daß zwischen den Flanschinnenkanten noch ein Mindestabstand von etwa 15 bis 20 cm zum Betonieren übrig bleibt. Der größte Trägerabstand ist vorteilhaft so zu wählen, daß der lichte Abstand der Flanschen nicht wesentlich größer als die Trägerhöhe wird. Sind — z. B. unter Fußsteigen — aus wirtschaftlichen Gründen größere Abstände geboten, so muß eine besondere Bewehrung der Platte vorgenommen werden (vergl. Abb. 65). Bei Trägern, deren Höhe größer als 35 bis 40 cm ist, empfiehlt sich zur Querverbindung, zum Schutz

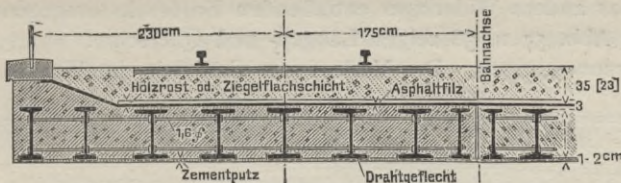


Abb. 56.

gegen Verschiebungen beim Betonieren, die Anordnung zweier Rundanker (Abb. 56), bei kleineren Profilen genügt ein Ankereisen (Abb. 61). Den Unterflanschen der Träger gibt man vielfach eine Beton- bzw. Zementputzdeckung von 1 bis 3 cm<sup>3)</sup> Stärke (Abb. 56); man ummantelt dann in der Regel die Unterflansche, um ein gutes Anhaften des Betons zu ermöglichen und späteren Abbröckelungen vorzubeugen, mit 3 mm starkem Drahtgeflecht oder auch mit Steckmetall. Neuerdings verzichtet man aber mehr und mehr darauf, weil trotz aller Vorsicht Absplitterungen der Deckschicht, namentlich bei den Walzträgern unter den Betriebsgleisen, beobachtet worden sind. Man läßt dann die Trägerflansche frei und spart auf diese Weise sogar an Bauhöhe; der Anstrich der Unterflansche mit gut deckender Oelfarbe ist billig, kann leicht bewerkstelligt werden und erfordert auch nur geringe Unterhaltungskosten. Die Beton-

<sup>1)</sup> Auf die Verbundwirkung zwischen dem Beton und den Walzträgern ist bei den Musterzeichnungen keine Rücksicht genommen.

<sup>2)</sup> Nach einem Erlaß des preuß. Ministers d. öffentl. Arbeiten v. Okt. 1906, in welchem die Erfahrungen mit Walzträgerbrücken auf Grund der eingegangenen Berichte zusammengestellt sind, belaufen sich die Kosten für 1 m<sup>2</sup> vollständige Fahrbahntafel (mit Ausschluß des Geländers) durchschnittlich bei einer Lichtweite

von	2	3	5	6	7	8	9	10	11 m
auf	30,50	40	43	48	56	64	80	95	110 Mk.'

die Kosten für 1 m<sup>2</sup> reine Eisenkonstruktion betragen bei Lichtweiten von 6 bis 12 m rd. 110 bis 125 Mk.

<sup>3)</sup> Neuerdings geht man bei der Betondeckung bis zu 4 cm Stärke.

oberfläche zwischen den Trägerunterflanschen wird in der Regel oben mit Trägerunterkante ausgeführt. Legt man auf ein gefälligeres Aussehen besonderen Wert, so kann man die Fläche auch gewölbeartig durchführen; der Verteuerung der Einschalung steht der Vorteil einer allerdings ziemlich belanglosen Gewichtersparnis gegenüber. Bei größeren Spannweiten sieht man hin und wieder auch Aussparungen in Kappenform, die der Untersicht ein kassettenförmiges Aussehen verleihen. In solchen Fällen muß dann allerdings eine besondere Rundeisenbewehrung zur Anwendung kommen (Abb. 65).

Die Schalung ordnet man an den Trägern hängend an, so daß der Beton erhärtet, während die Träger schon die Durchbiegung infolge des Eigengewichtes der Decke erhalten haben. Der Beton wird dann nur durch das Kiesbett, Gleis und Verkehrslast beansprucht.

Die Widerlager werden durch die als starre Platte zu betrachtende Fahrbahndecke oben gegeneinander abgesteift, so daß dem Kippen des einen Widerlagers unter dem Druck des belasteten Erdkörpers ein Teil des auf das andere Widerlager entfallenden Erddrucks entgegenwirkt.

Die Abb. 57 u. 58 zeigen Längen- und Querschnitt eines gewöhnlichen Personentunnels. Der Verlauf der Stützlinie im Widerlager wird

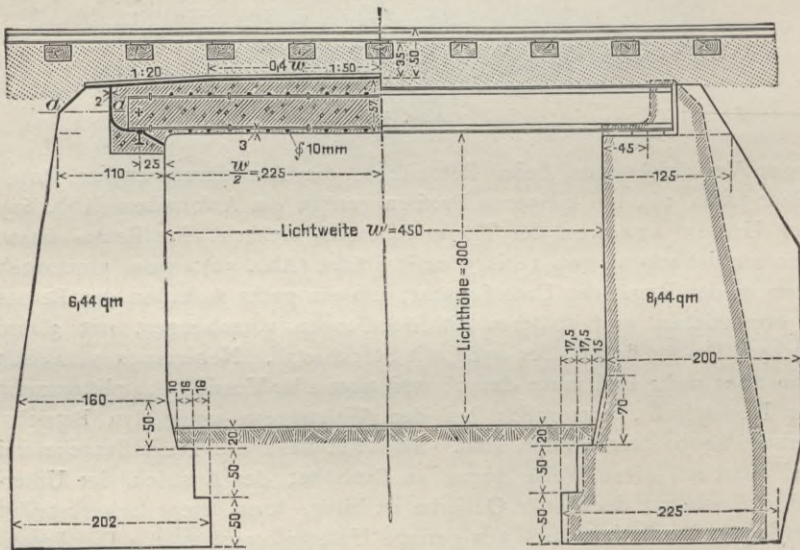


Abb. 57a.

Abb. 57b.

also günstig beeinflusst. Immerhin muß das Kammermauerwerk so stark sein, daß ein Abscheren in Fuge a—a durch die auftretende Horizontalkraft nicht erfolgen kann. Der rechte Teil von Abb. 57 zeigt den Querschnitt des Widerlagers für einen reinen Eisenbau und — gestrichelt eingezeichnet — den Querschnitt für einen Stampfbetonüberbau. Es ergibt sich eine Ersparnis von rd. 4 cm<sup>3</sup> Widerlagsmauerwerk für 1 m Tiefe. Die Fahrbahntafel ist hinter der Auflagerungsschiene abgerundet und vom Widerlager durch eine durchgehende, mit plastischer Asphaltmasse aus-

gefüllte Fuge getrennt, um zu verhindern, daß bei Durchbiegung der Fahrbahntafel das Widerlagsmauerwerk zerstört wird. Der Fahrbahn ist also ein freies Spiel gewährleistet. Die einzelnen Träger sind durch Rundeisen miteinander verbunden, die in Abständen von etwa 20 cm verlegt und abwechselnd um die Trägerflanschen hakenförmig umgebogen sind. Sie sollen in der Hauptsache zur Wahrung des gegenseitigen Trägerabstandes (an Stelle der Verbindungsbolzen) zur besseren Lastenverteilung dienen und den Beton zwischen den Walzträgern für den Fall einer Entgleisung widerstandsfähiger machen. Die Kiesbetthöhe betrage bei Holzschwellen etwa 35 cm, bei Eisenschwellen 27 cm (bei sehr beschränkter Bauhöhe allenfalls noch 23 cm).

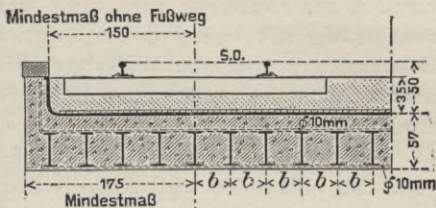
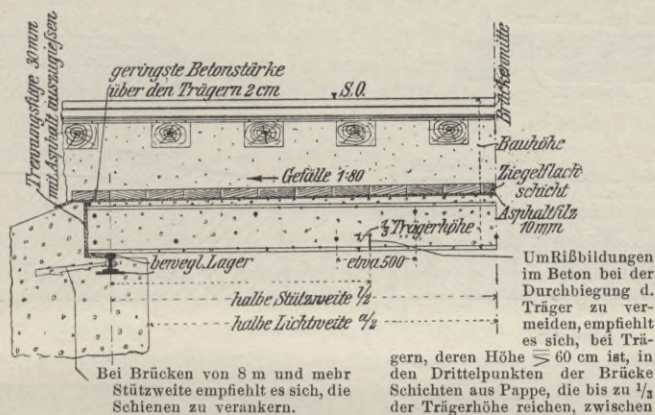


Abb. 58.

Die Lagerung der Walzträger erfolgt unmittelbar auf dem Widerlagsbeton, auf Walzeisenplatten, auf durchgehende Flach- oder



Bei Brücken von 8 m und mehr Stützweite empfiehlt es sich, die Schienen zu verankern.

Abb. 59.

Winkelleisen oder auch auf regelrechte Gußeisenlager. Auf jeden Fall müssen Widerlager und Decke getrennt werden, da sonst Risse am Widerlagerrücken unausbleiblich sind. Abb. 59 zeigt den Längsschnitt einer Plattenbrücke, bei welcher die einbetonierten Walzträger (wie bei Abb. 56) auf einer im Widerlager durchlaufenden Eisenbahnschne auf ruhen; die Auflagerung ist hier eine bewegliche. Soll dieselbe eine feste sein, so kann man gemäß Abb. 60 je zwei Flachisen verwenden, die an den Unterflansch der Walzträger angenietet sind; der Schienenkopf muß in diesem Falle auf die Breite der Träger entsprechend bearbeitet werden. Bei Stützweiten von 8 m und mehr empfiehlt sich,

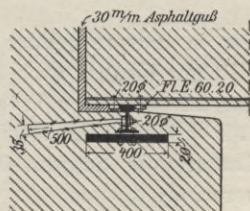


Abb. 60.

wie aus Abb. 58 ersichtlich ist, eine Verankerung der Schiene unter jedem Walzträger. Vergl. weiterhin Zentralblatt der Bauverwaltung 1911, S. 481.

Betreffs wasserdichter Abdeckung durch Asphaltfilz und dergl. vergl. S. 71. Natürlich sind auch hier die Hinterflächen der Widerlager zweckmäßig mit irgend einem Anstrich zu versehen; außerdem muß die Entwässerung über die Widerlager hinweggeleitet werden, und zwar in einem Gefälle von etwa 1 : 20 bis 1 : 80, je nach der zu Gebote stehenden Bauhöhe (Abb. 63).

Der Beton für die Fahrbahntafel wird in der Regel 1 : 6 bis 1 : 8 gemischt. Bisweilen wird Kalkzusatz empfohlen, um den Beton elastischer und widerstandsfähiger gegen Rissebildung zu machen.

Um Rissebildungen von vornherein auszuschalten, trenne man die unter den Gleisen liegenden Platten durch fortlaufende Fugen von den Bahnsteigplatten, wie es z. B. Abb. 61 und 62 zeigen. Die Fugen, 2 bis 3 cm stark, werden mit Asphaltguß ausgefüllt oder auch mit Asphaltpappe mit Bleieinlage, um das Eindringen von Feuchtigkeit und Bettungsmaterial zu verhindern. Nach Abb. 61 erfolgt die Trennung durch Ueberkrägung

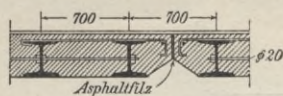


Abb. 61.

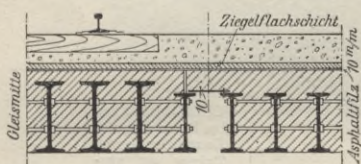


Abb. 62.

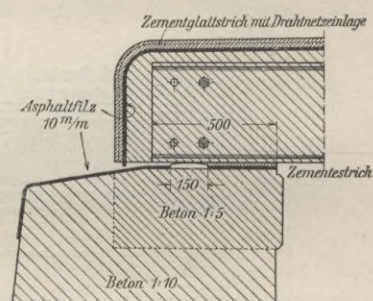


Abb. 63.

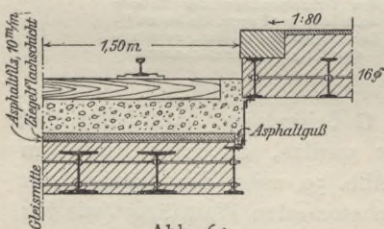


Abb. 64.

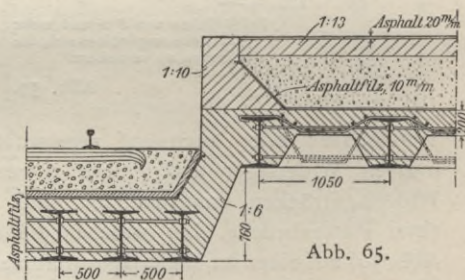


Abb. 65.

des in entsprechender Weise bewehrten Betons über zwei benachbarte I-Träger hinaus, nach Abb. 62 durch Anordnung eines besonderen Bleches, das an dem einen Trägerflansch angenietet oder angeschraubt ist. Andernfalls können Ziegelsteine, bei geringer Bettungsstärke auch Dachsteine, Latten oder Schwarzblech zur Ueberdeckung solcher Ausdehnungsfugen verwandt werden.

Uebergänge von der Fahrbahn zur — höher liegenden — Gehwegplatte sind aus den Abb. 64 und 65 ersichtlich. Im ersteren Falle erfolgt

der Uebergang durch einen zwischengeschalteten Blechträger, im anderen Falle durch den Plattenbeton selbst.

Vergl. weiterhin:

Wolff, „Brücken aus Walzeisenträgern mit Betonkappen“, Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, S. 340; 1908, S. 276.

Chaussette, „Eisenbahnbrücken aus Walzeisenträgern mit Betonkappen“, Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, S. 180.

Kommerell, „Tafeln für Eisenbahnbrücken aus einbetonierten Walzträgern“, Berlin 1911. Verlag von Wilh. Ernst u. Sohn.

Musterpläne für Ueberbauten von Wegunter- und -überführungen im Bereiche der Königl. Bayerischen Staatseisenbahnen.

Normen und Musterzeichnungen der Königl. Eisenbahndirektionen Berlin, Essen und Erfurt.

Die Anwendung der Normalprofile hat den Nachteil, daß infolge der für die Eisenbetonbauten etwas ungeeigneten symmetrischen Form der Träger eine günstige Ausnutzung der Festigkeiten des Baustoffes kaum erreicht werden kann, mit anderen Worten, eine Verschwendung an Baustoff stattfindet. Vorteilhafter in dieser Beziehung ist die Verwendung der Pohlmannschen Bulbeisen.<sup>1)</sup> Bis zu einer Stützweite von etwa 4 m sind diese Eisen allein imstande, das Eigengewicht der Abdeckung mit Sicherheit aufzunehmen. Die Ersparnis bei Verwendung von Pohlmanndecken gegenüber der Anordnung von gewöhnlichen I-Profilen steigert sich mit zunehmender Stützweite und beträgt durchschnittlich 20 bis 30 vH. Die größte zulässige Spannweite ist etwa 9 m.

### Die Berechnung.<sup>2)</sup>

Der Gang der Entwurfsberechnung für einfache, beiderseits aufliegende Durchlaßplatten ist folgender:

Gegeben sei die lichte Weite  $l'$ . Man wähle dann — je nach Spannweite und Belastung — die Plattenstärke  $h$  zu 0,15 bis 0,40 m. Die in Rechnung zu setzende Stützweite ist nach den amtlichen Bestimmungen

$$l = l' + h$$

(vergl. Abb. 66). Für die Auflagerung der Platte nehme man

$$b \geq h.$$

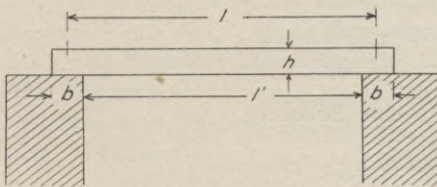


Abb. 66.

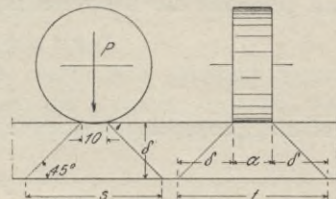


Abb. 67.

<sup>1)</sup> Allgemeines über Bulbeisendecken vergl. u. a. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil II, 4. Aufl., S 32 bis 35.

Ueber genauere Angaben zur Berechnungs- und Ausführungsweise dieser Bulbeisen-Ueberbrückungen vergl. den Aufsatz von Dipl.-Ing. Kaufmann: „Ueber die Verwendung von armiertem Beton bei preußischen Eisenbahnen“, Armierter Beton 1908. S. 233.

<sup>2)</sup> Vergl. auch S. 26,

Die Ueberschüttungshöhe sei  $\delta$  (vergl. Abb. 67 u. 68) und das Gewicht der Ueberschüttung =  $\gamma$  (gewöhnlich = 2000 kg/m<sup>3</sup>). Bezeichnet nun  $\gamma_1 = 2400$  kg/m<sup>3</sup> das Eigengewicht der bewehrten Betonplatte, so findet man die gesamte Eigengewichtsbelastung in kg/m<sup>2</sup>

$$g = \gamma \cdot \delta + \gamma_1 \cdot h.$$

Diese Belastung ist gleichmäßig auf  $l$  m verteilt, also

$$M_g = \frac{g \cdot l^2}{8}.$$

Was nun die Verkehrslast anlangt, so wirken bei kleinen Spannweiten stets konzentrierte Einzellasten ungünstiger als gleichmäßig verteilte Belastung durch Menschengedränge. Bezeichnet  $P$  die in Plattenmitte gestellte Lokomotiven- bzw. Walzenradlast, so ist

$$M_p = \frac{P \cdot l}{4}.$$

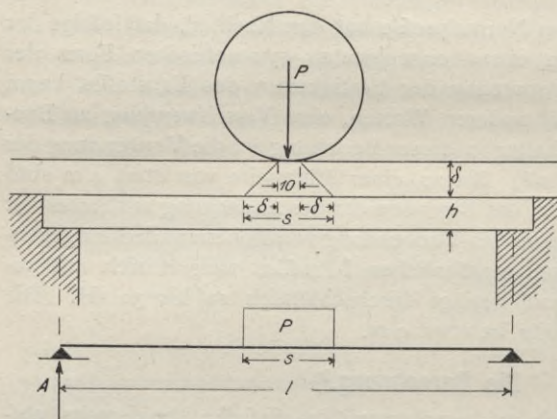


Abb. 68 u. 69.

Nimmt man dagegen an, daß sich die Radlast gemäß Abb. 67 durch den Bettungskörper bis zur Betonplatte in Quer- und Längsrichtung unter einem bestimmten Winkel  $\alpha$  ( $45^\circ$  bis  $60^\circ$ , je

nach Art des Füllstoffes) verteilt, so ist die Verteilungsfläche, in Plattenoberfläche gemessen<sup>1)</sup>:

$$F = s \cdot t.$$

Die Ermittlung der Größen von  $s$  und  $t$  ist aus obenstehender Abbildung ersichtlich. Bezeichnet  $a$  die Felgenbreite,  $10$  die Raddrucklänge in cm und geschieht die Lastverteilung unter  $45^\circ$ , so ist

$$s = 10 + 2\delta,$$

$$t = a + 2\delta.$$

Auf die Flächeneinheit kommt dann eine Belastung von

$$p = \frac{P}{s \cdot t} \text{ kg};$$

demnach wäre das Verkehrsmoment

$$M_p = \frac{p \cdot l^2}{8}.$$

<sup>1)</sup> Als Druckverteilungsfläche wird oft auch die Ebene der Deckeneisen angenommen. Im übrigen vergl. auch die Berechnung der Balkenbrücken (Abschnitt IV, A).

Ist eine genügende Quereinlage in Form von Verteilungseisen vorhanden, so kann gemäß Abb. 68 u. 69 folgendermaßen gerechnet werden:

$$s = 10 + 2\delta \quad (\text{wenn } \alpha = 45^\circ),$$

$$A = \frac{P}{2}.$$

Moment in Plattenmitte:

$$M_p = A \cdot \frac{l}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{s}{4},$$

$$M_p = \frac{P}{8} (2l - s).$$

Um Stoßwirkungen zu berücksichtigen, dürfte es sich empfehlen, den Wert für  $M_p$  um einen gewissen Grad zu erhöhen.

Das Gesamtmoment ist dann

$$M_{\max} = M_g + M_p.$$

Die Ermittlung des erforderlichen Eisenquerschnitts erfolgt in gleicher Weise wie bei den Deckenberechnungen.

Bei einer über die ganze Länge der Durchlaßöffnung reichenden Platte lastet ein Räderpaar dann am ungünstigsten, wenn es dicht am Fußweg, also soweit als möglich von der Straßenlängsachse entfernt gestellt wird. Die Straßenkrone habe beispielsweise eine Breite von 7 m. Rechnet man beiderseits je 1 m Fußsteig, so bleibt für die Fahrbahn eine Breite von 5 m. Die Walze ist dann gemäß Abb. 70 dicht an den Rand des Fußsteiges zu stellen. Die auf die Einheit der Plattenbreite wirkende Kantenpressung berechnet sich also zu

$$k = \frac{P}{F} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right) = \frac{2 \cdot 6500}{7} \left( 1 + \frac{6 \cdot 1,54}{7} \right) = 4165 \text{ kg/m}^2.$$

Nunmehr wird angenommen, daß dieser berechnete Wert  $= P$  ist, und daß die Einzellast  $P$  für einen Streifen von 1 m Breite zur Wirkung kommt.<sup>1)</sup>

Bei Eisenbahndurchlässen ist natürlich eine solche willkürliche Stellung der Lasten nicht möglich.

Eine besondere Berechnung der Widerlagsmauern auf seitlichen Erddruck hat nur bei größerer Durchlaßhöhe  $H$  zu erfolgen. In allen anderen Fällen genügt die Erfahrungsformel

$$\text{Mauerdicke } d = 0,3 \text{ bis } 0,4 H.$$

Der Erddruck kann graphisch oder rechnerisch ermittelt werden. Bei kleineren Durchlässen ist es statthaft, die Reibung zwischen Erde und Mauer zu vernachlässigen. Bei einem Böschungswinkel  $\varphi = 37^\circ$  ist dann angenähert

$$\text{Erddruck infolge Hinterfüllung } E = \frac{1}{8} \gamma \cdot h^2$$

$$,, \quad ,, \quad \text{Ueberlast} \quad E' = \frac{1}{4} \gamma' \cdot h.$$

<sup>1)</sup> Vergl. hierzu „Die Verwendung von Eisenbetonplatten zur Ueberdeckung von Straßendurchlässen“, Erlaß der Königl. bayerischen obersten Baubehörde, 1906.

[ $E$  und  $E'$  beziehen sich auf 1 m Tiefe,  $h$  = Mauerhöhe,  $\gamma$  = Gewicht der Erde in  $\text{kg/m}^3$ ,  $\gamma'$  = Ueberlast in  $\text{kg/m}^2$ .]

Zu solchen Vereinfachungen in der Erddruckermittlung ist man bei Durchlässen um so eher berechtigt, als das Ergebnis zu ungünstig wird und andererseits die ganze Erddrucktheorie noch nicht voll geklärt ist.

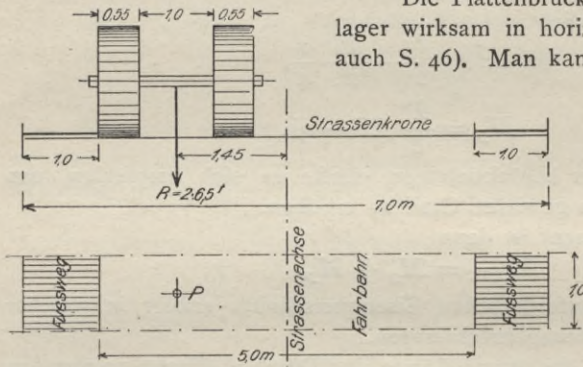


Abb. 70 u. 71.

Die Plattenbrücken stützen die Widerlager wirksam in horizontalem Sinne (vergl. auch S. 46). Man kann deshalb die Widerlager als senkrechte Balken auffassen, die in der Höhe der Brücke und in der Fundamentsohle in horizontalem Sinne gestützt sind.

Die Gründungsplatten werden in der Weise berechnet,

daß man sie auffaßt als Träger auf zwei und mehr Stützen mit gleichmäßig verteilte Belastung. Die Mauerwerkskörper bilden die Stützpunkte, und die gleichmäßig verteilte Bodenpressung ist die Belastung  $Q$ . Bei zwei Durchlaßöffnungen hat man es also mit positiven oder negativen Momenten zu tun, die entweder mit Hilfe der Winklerschen Zahlen oder angenähert mit

$$- M_{\max} = \frac{Q \cdot l}{8} \text{ und } + M_{\max} = \frac{Q \cdot l}{10} \text{ bis } \frac{Q \cdot l}{16}$$

ermittelt werden.

Im übrigen vergleiche die auf den S. 14 bis 27 angegebenen amtlichen Vorschriften sowie die entsprechenden Angaben in Abschnitt IV, A (Berechnung).

Als Berechnungsbeispiel sei hier die Ermittlung des Größtmomentes für den in Abb. 49 gezeigten Plattendurchlaß angeführt.

Stützweite  $1,50 + 0,20 = 1,70$  m.

Bei  $\delta = 35$  cm Schotterdicke verteilt sich der Raddruck auf eine Breite von  $t = 10 + 2 \cdot 35 = 80$  cm.

Auf diese Breite muß die Platte sämtlichen äußeren Momenten Widerstand bieten.

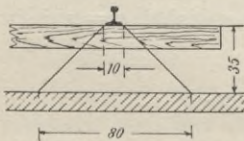


Abb. 72.

Eigengewicht auf 80 cm Breite:

Schotter	. . .	$0,35 \cdot 1900 \cdot 0,8 \cdot 1,7 = 900$	kg
Asphalt	. . .	$0,01 \cdot 1200 \cdot 0,8 \cdot 1,7 = 16$	„
Platte	. . .	$0,29 \cdot 2400 \cdot 0,8 \cdot 1,7 = 950$	„
Schiene	. . . . .	$30 \cdot 1,7 = 51$	„
			<u>1917 kg</u>

Dieser Plattenstreifen ist als frei aufliegender Träger aufzufassen:

$$M_g = \frac{1917 \cdot 1,7}{8} = 407 \text{ mkg.}$$



Das größte Moment infolge Nutzlast tritt ein, wenn eine Last von 10 t in Plattenmitte steht:

$$M_p = \frac{10\,000 \cdot 1,7}{4} = 4250 \text{ mkg.}$$

Gesamtmoment für den 80 cm breiten Plattenstreifen

$$M = 4657 \text{ mkg.}$$

Die Profileisen der Walzträgerbrücken werden i. A. so berechnet, daß sie allein imstande sind, das gesamte  $g$  und  $p$  zu tragen. Die Verkehrslast eines Gleises verteilt sich auf etwa 3,5 m.

Zahlenwerte aus der Zusammenstellung der Eisenbahndirektion Berlin:

Lichtweite $l'$ . . . . .	2	4	6	8	10	12 m
Stützweite $l$ . . . . .	2,3	4,4	6,6	8,6	10,6	12,7 m
Trägerquerschnitt, I-N-P. . . . .	22	34	47,5	55	60 B	75 B
Trägeranzahl auf 3,5 m . . . . .	7	7	7	7	7	8
Konstruktionshöhe $h$ bei Holzschwellen	81	102	120	138	149	159 cm
Betonhöhe $h_b$ . . . . .	30	51	68	86	96	106 cm
Trärgewicht für 1 m Länge des Bauwerks . . . . .	217	476	896	1165	1652	2107 kg

Ueber Rechnungsbeispiele vergl. u. a. Zement und Beton 1910, S. 695, 1911, S. 116; Zeitschrift für Tiefbau 1911, S. 237.

Werden die Walzträgerplatten als Verbundkörper berechnet, so sind Zugspannungen des Betons bis zu 20 kg/cm<sup>2</sup> und des Eisens bis zu 800 kg/cm<sup>2</sup> zulässig. Vergl. auch S. 18 unter 6.1)

Beispiel 1:

### Statische Berechnung eines Eisenbahndurchlasses mit zwei Oeffnungen.<sup>2)</sup> (Abb. 73 bis 86.)

#### I. Untersuchung der Deckplatte.

Der Durchlaß kreuzt die Eisenbahn unter einem Winkel von 15° 10', doch ist die Platte senkrecht zur Richtung des Durchlasses gespannt. Lichte Weite der Oeffnungen = 1,95 m.

<sup>1)</sup> Weiterhin vergl. „Hütte des Bauingenieurs“, 21. Aufl., S. 1068; Handbuch für Eisenbetonbau VII, 2. Aufl., I. Kapitel, S. 76; Kersten, Eisenbetonbau, I. Teil, 8. Aufl., S. 228.

<sup>2)</sup> Ueberdeckung des Aalbaches in Dortmund, ausgeführt von der Firma Franz Schlüter, Dortmund.

Denkt man sich senkrecht zur Durchlaßrichtung einen Streifen von 1 m Breite herausgeschnitten, so kommt als Verkehrslast für diesen Streifen der Achsdruck einer Maschine in Höhe von 20 t in Betracht.

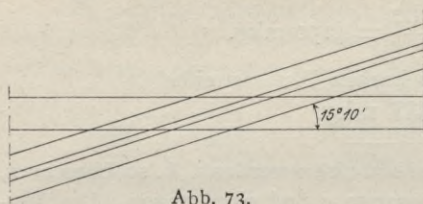


Abb. 73.

Unter der Annahme, daß sich dieser Achsdruck sowohl der Länge als auch der Breite nach unter einem Winkel von  $45^\circ$  verteilt, wird gemäß Abb. 80 u. 81 eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von

$$p = \frac{20\,000}{1,94 \cdot 3,35} = \text{rd. } 3080 \text{ kg/m}^2 \text{ erhalten.}^1)$$

Die ständige Belastung setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht der Ueberschüttung  $(1,3 - 0,15 - 0,23) \cdot 1600 = 1472 \text{ kg/lf. m}$

Gleis . . . . . = 28 „

Gewicht der Deckplatte, im Mittel . . . . . = 560 „

zusammen  $g = 2060 \text{ kg/lf. m}$ .

Die Platte ist berechnet als Balken auf drei Stützen. Das Größtmoment zwischen den Stützen ist dann<sup>2)</sup>

$$\frac{x}{l} = 0,4$$

$$M_g = + 0,07 \cdot 2060 \cdot 2,2^2 = + 698 \text{ mkg}$$

$$M_p = + 0,095 \cdot 3080 \cdot 2,2^2 = + 1417 \text{ „}$$

$$M_p = - 0,025 \cdot 3080 \cdot 2,2^2 = - 373 \text{ „}$$

Demnach beträgt das Größtmoment

$$M = 698 + 1417 = 2115 \text{ mkg.}$$

Den erforderlichen Eisenquerschnitt findet man in folgender Weise:<sup>3)</sup>

Gegeben ist  $\sqrt{M} = \sqrt{2115} = \text{rd. } 46$

Stabdurchmesser  $d = 13 \text{ mm}$ ,  $h = 20 \text{ cm}$ ,  $a = 2 \text{ cm}$ .

<sup>1)</sup> Hier ist angenommen worden, daß sich die Schwelle unter der Einzellast verbiegt, für die Druckübertragung also nur der Schwellenteil zwischen den Schienen in Frage kommt. Eine volle Berücksichtigung der Schwellenmaße liefert, wie aus

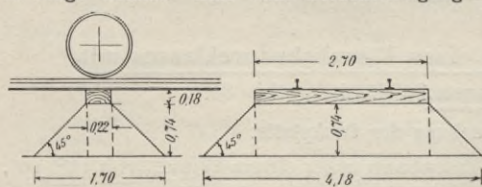


Abb. 74 u. 75.

den Abb. 74 u. 75 ersichtlich ist, ein etwas günstigeres Ergebnis; denn es wird dann

$$p = \frac{20\,000}{1,70 \cdot 4,18} = 2815 \text{ kg/m}^2.$$

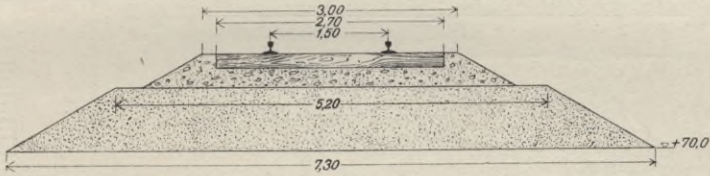
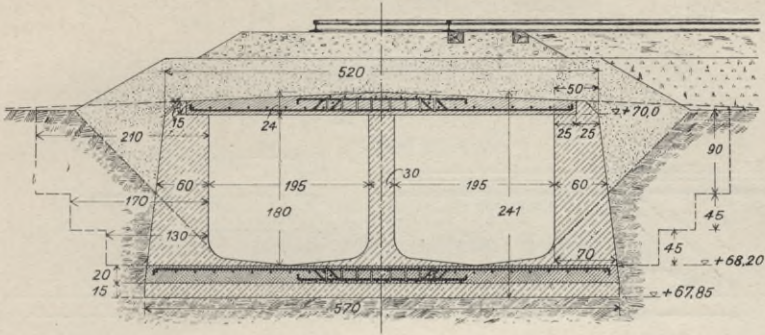
<sup>2)</sup> Vergl. Kersten, Eisenbetonbau I, 8. Aufl., S. 328. In Abb. 82 ist  $g = p = 1$  gesetzt. Der vereinfachte Rechnungsgang für die Ermittlung der Größtmomente ist folgender:

$$- M = \frac{(3080 + 2060) \cdot 2,2^2}{8} = 3110 \text{ mkg.}$$

$$+ M = \frac{3}{4} \cdot 3110 = 2330 \text{ mkg.}$$

<sup>3)</sup> Vergl. auch „Hütte des Bauingenieurs“, 21. Aufl., Abschnitt „Eisenbetonbau“

*Schnitt a b.*



*Ansicht.*

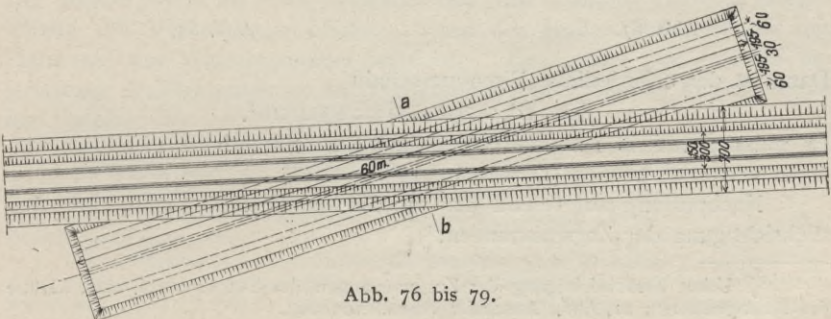
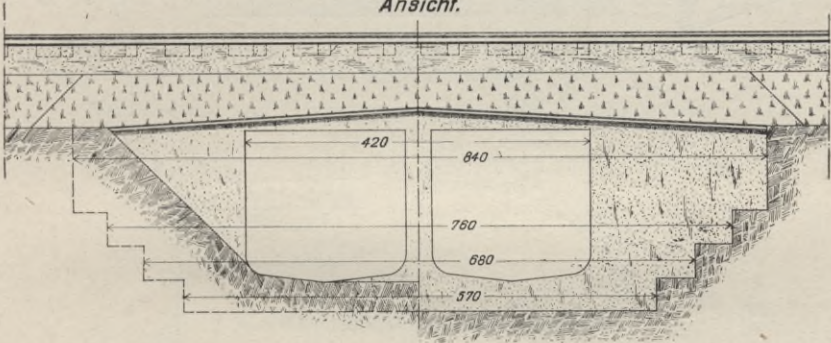


Abb. 76 bis 79.

Diese gegebenen Größen entsprechen einer bestimmten Wertziffer  $K$  für  $(h - a)$ :

$$(h - a) = K \cdot \sqrt{M}$$

$$K = \frac{h - a}{\sqrt{M}} = \frac{20 - 2}{46} = 0,392.$$

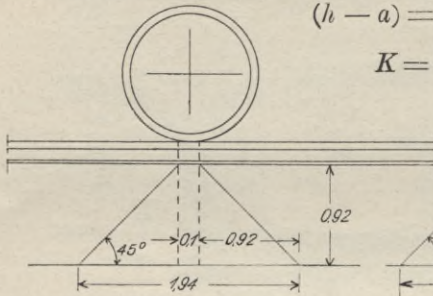


Abb. 80.

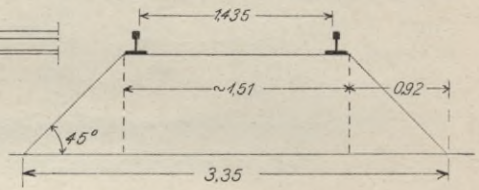


Abb. 81.

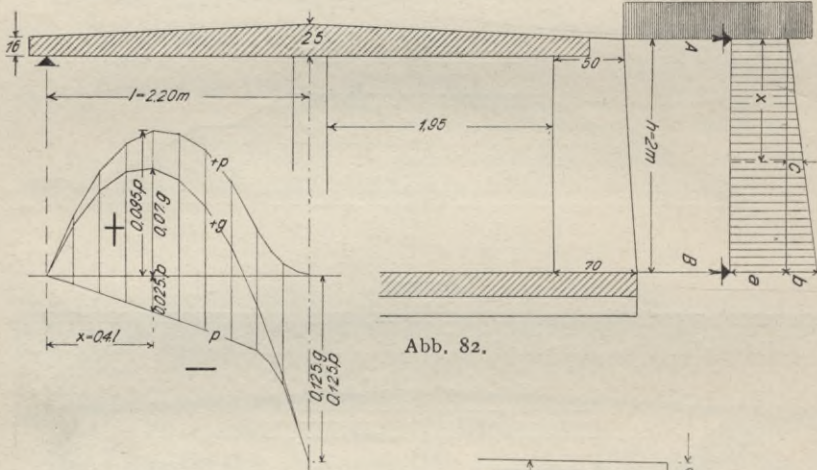


Abb. 82.

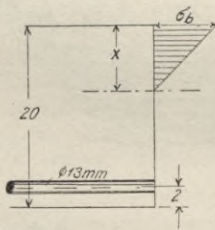


Abb. 83.

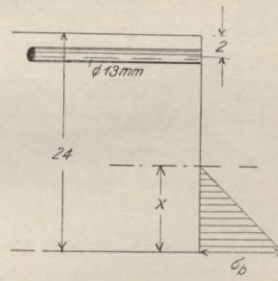


Abb. 84.

Dann ist der erforderliche Eisenquerschnitt

$$f_e = \text{rd. } 0,292 \cdot 46 = 13,4 \text{ cm}^2.$$

Es müssen also in 1 m Plattentiefe laut Rundeisentabelle 11 Stück Einlagen verwandt werden ( $f_e = 14,63 \text{ cm}^2$ ).

Nachprüfung auf Grund der preußischen Bestimmungen, ohne Berücksichtigung der Zugspannungen: 1)

1) Ueber Berücksichtigung der Zugspannungen des Betons vergl. auch „Hütte des Bauingenieurs“, 21. Aufl., Abschnitt „Eisenbetonbau“.

$$x = \frac{15 \cdot 14,63}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 (20 - 2)}{15 \cdot 14,63}} - 1 \right] = 6,9 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 211 \cdot 500}{100 \cdot 6,9 (18 - 2,3)} = 39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{211 \cdot 500}{14,63 (18 - 2,3)} = 920 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Größtmoment über der Stütze berechnet sich zu

$$M_g = -0,125 \cdot 2060 \cdot 2,2^2 = 1246,3 \text{ mkg}$$

$$M_p = -0,125 \cdot 3080 \cdot 2,2^2 = 1863,4 \text{ „}$$

zusammen =  $\sim 3110$  mkg.

Die Platte soll über der Stütze den in Abb. 84 dargestellten Querschnitt erhalten. Das Vorhandensein einer Doppelbewehrung soll rechnerisch nicht in Rücksicht gezogen werden. Den erforderlichen Eisenquerschnitt findet man folgendermaßen (vergl. die vorige Rechnung):

$$\sqrt{M} = 55,8$$

$$K = \frac{24 - 2}{55,8} = 0,394;$$

dann ist  $\gamma = \frac{1000}{39 \text{ bis } 40}$ , also

$$f_e = \sim 0,290 \cdot 55,8 = 16,24 \text{ cm}^2.$$

Es müssen demnach in 1 m Plattentiefe laut Rundeisentabelle 13 Stück Einlagen ( $f_e = 17,29 \text{ cm}^2$ ) genommen werden.

Nachprüfung auf Grund der preußischen Bestimmungen:

$$x = \frac{15 \cdot 17,29}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 22}{15 \cdot 17,29}} - 1 \right] = 8,39 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 936 \text{ kg/cm}^2.$$

## 2. Untersuchung der Widerlagsmauern.

Die Widerlagsmauern können als einfache Balken berechnet werden, deren beiderseitige Stützung durch die Deck- und Gründungsplatte erfolgt.<sup>1)</sup> Der größte Druck im Widerlagsmauerwerk wird erhalten, wenn die Hinterfüllung mit Verkehrslast belastet ist und der größte Auflagerdruck der Platte auf der Widerlagsmauer stattfindet. Der größte Zug entsteht bei Belastung der Hinterfüllung mit Verkehrslast und kleinstem Auflagerdruck der Platte.

<sup>1)</sup> Würde man die Einlagen der Fundamentplatten gemäß Abb. 85 in die Widerlagsmauern hineinragen lassen, so könnte man den unteren Mauerteil als eingespannt und nur den oberen Teil als freiaufliegend betrachten.

In vorliegendem Fall entspricht die Annahme einer beiderseitigen Auflagerung der Widerlagsmauer mehr der tatsächlichen Bauausführung als die Annahme gewöhnlicher Stützmauerverhältnisse.

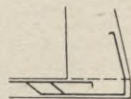


Abb. 85.

Zunächst sollen die Spannungen in der Widerlagsmauer infolge des Erddrucks und der Ueberlast ermittelt werden.

$$\begin{aligned} \text{Belastung infolge Ueberfüllung } & 1,3 \cdot 1600 \cdot = 2080 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Belastung infolge Verkehrsast } & \dots \dots = 3080 \text{ „} \\ & \text{zusammen } q = 5160 \text{ kg/m}^2. \end{aligned}$$

Der Erddruck infolge der Ueberlast beträgt dann angenähert

$$E' = \frac{1}{4} \cdot q \cdot h = \frac{1}{4} \cdot 5160 \cdot 2,0 = 2580 \text{ kg für 1 m Tiefe}$$

und der Erddruck infolge der Hinterfüllung

$$E = \frac{1}{8} \cdot \gamma \cdot h^2 = \frac{1}{8} \cdot 1600 \cdot 2,0^2 = 800 \text{ kg für 1 m Tiefe.}$$

Die Belastung des Widerlagers setzt sich also zusammen aus einer Dreieck- und einer gleichmäßig verteilten Belastung, ist demnach eine Trapezbelastung. Die Seitenlänge des Rechtecks beträgt (vergl. Abb. 82)

$$a = \frac{E'}{h} = \frac{2580}{2,0} = 1290 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

und die Seitenlänge des Dreiecks

$$b = \frac{2 \cdot E}{h} = \frac{2 \cdot 800}{2,0} = 800 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Daraus bestimmt sich die Lage des gefährlichen Querschnitts der Mauer (Schwerpunkt der Trapezfläche) zu

$$x = \frac{2,0}{3} \cdot \frac{1290 + 2(1290 + 800)}{1290 + (1290 + 800)} = 1,08 \text{ m.}$$

Das Größtmoment beträgt dann:

$$M_{\max} = A \cdot x - \frac{a \cdot x^2}{2} - \frac{c \cdot x^2}{2 \cdot 3} = x \left[ A - \frac{x}{2} \left( a + \frac{c}{3} \right) \right]$$

$$c = \frac{b \cdot x}{h} = \frac{800 \cdot 1,08}{2,0} = 432 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$A = \frac{a \cdot h}{2} + \frac{b \cdot h}{2 \cdot 3} = 1290 + \frac{800}{3} = 1557 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1,08 [1557 - 0,54(1290 + 144)] = \text{rd. } 850 \text{ mkg} \\ &= \mathbf{85\,000 \text{ cmkg.}} \end{aligned}$$

Im gefährlichsten Querschnitt hat die Mauer eine ungefähre Stärke von 60 cm, die Beanspruchung an dieser Stelle ist dann

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{85\,000 \cdot 6}{100 \cdot 60^2} = \pm 1,42 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Mindestauflagerdruck der Platte auf der Mauer berechnet sich zu<sup>1)</sup>

$$\begin{aligned} &+ 0,375 \cdot 2060 \cdot 2,2 = + 1699,5 \text{ kg} \\ &- 0,0625 \cdot 3080 \cdot 2,2 = - 423,5 \text{ „} \\ &\text{zusammen } 1276,0 \text{ kg.} \end{aligned}$$

1) Vergl. Kersten, Eisenbetonbau I, 8. Aufl., S. 329.

Das Gewicht des über der ungünstigst beanspruchten Fuge liegenden Betons berechnet sich zu

$$\frac{0,50 + 0,60}{2} \cdot 1,0 \cdot 200 = 1100 \text{ kg.}$$

Demnach beträgt der gesamte Normaldruck auf die gefährliche Fuge

$$1276 + 1100 = 2376 \text{ kg}$$

und die größte Zugbeanspruchung

$$\sigma_b = +1,42 - \frac{2376}{60 \cdot 100} = +1,024 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Größtauflagerdruck beträgt

$$+0,375 \cdot 2060 \cdot 2,2 = 1699,5 \text{ kg}$$

$$+0,4375 \cdot 3080 \cdot 2,2 = 2964,5 \text{ „}$$

$$\underline{4664,0 \text{ kg}}$$

$$\text{Eigengewicht der oberen Mauer} = 1100,0 \text{ „}$$

$$\text{zusammen } 5764,0 \text{ kg.}$$

Demnach beträgt die größte auftretende Druckbeanspruchung

$$\sigma_d = 1,42 + \frac{5764}{60 \cdot 100} = 2,38 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Seitendruck des Widerlagers gegen die Deckplatte war ermittelt zu

$$A = 1557 \text{ kg.}$$

Demnach beträgt die Beanspruchung des Betons durch diesen Normaldruck

$$\sigma = \frac{1557}{100 \cdot 20} = 0,78 \text{ kg/cm}^2.$$

Die gesamte Größtdruckbeanspruchung der oberen Platte beträgt demnach

$$39 + 0,78 = \text{rd. } 40 \text{ kg/cm}^2,$$

wobei ungünstigerweise angenommen wurde, daß der Beton allein den Normaldruck aufnimmt.

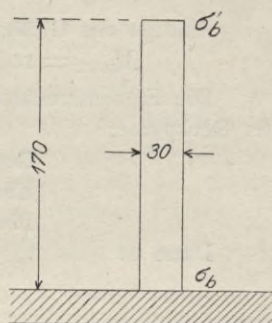


Abb. 86.

### 3. Untersuchung der mittleren Mauer.

Der größte Auflagerdruck beträgt

$$2 \cdot 0,625 \cdot (3080 + 2060) \cdot 2,2 = \text{rd. } 14\ 200 \text{ kg.}$$

Bei einer Breite der Mauer von 30 cm berechnet sich dann die Beanspruchung des Betons an der Krone zu

$$\sigma'_b = \frac{14\ 200}{30 \cdot 100} = 4,75 \text{ kg/cm}^2$$

und am Fuße zu

$$\sigma_b = \frac{14\ 200 + 2000 \cdot 0,30 \cdot 1,70 \cdot 1,0}{30 \cdot 100} = 5,1 \text{ kg/cm}^2.$$

### 4. Untersuchung der Bodenplatte.

a) Es sei zunächst angenommen, daß der Durchlaß wasserfrei ist und daß die durch lotrechte Eigengewichtslast bedingte, als gleichmäßig verteilt

angenommene Gegenpressung der Erde die Bodenplatte nach oben zu verbiegen sucht.

Die Belastung setzt sich zusammen aus

a) der Verkehrslast . . . . . = 3080 kg/m<sup>2</sup>

b) der ständigen Last, bestehend aus dem  
Gewichte der Ueberschüttung . . . . . = 1472 „

c) dem Gewichte der oberen Platte  $0,23 \cdot 2400 = 560$  „

d) dem Gewichte des aufgehenden Mauerwerks

$$\frac{\left(1,7 \cdot 0,3 + 2 \cdot \frac{0,50 + 0,70}{2} \cdot 2\right) \cdot 2000}{100(0,7 + 1,95 + 0,3 + 1,95 + 0,7)} = 1040 \text{ „}$$

e) dem Zuschlag für Vouten . . . . . = 128 „

zusammen 3200 kg/m<sup>2</sup>

Das Größtmoment zwischen den Stützen berechnet sich zu

$$\frac{x}{l} = 0,4$$

$$M_g = + 0,07 \cdot 3200 \cdot 2,2^2 = + 1084 \text{ mkg}$$

$$M_p = + 0,095 \cdot 3080 \cdot 2,2^2 = + 1416 \text{ „}$$

$$M_p = - 0,025 \cdot 3080 \cdot 2,2^2 = - 373 \text{ „}$$

Also ist das Größtmoment

$$M_{\max} = 1084 + 1416 = 2500 \text{ mkg.}$$

Die Entwurfsrechnung vollzieht sich hier in gleicher Weise wie bei der Deckplatte.

Gegeben:  $\sqrt{M} = 50$

Eisenstärke  $d = 13 \text{ mm}$

Plattenhöhe  $h = 22 \text{ cm}, a = 2 \text{ cm.}$

Dann ist

$$K = \frac{h - a}{\sqrt{M}} = 0,4$$

$$f_e = 0,28 \cdot 50 = 14 \text{ cm}^2.$$

Es würden für 1 m Plattentiefe laut Rundeisentabelle 11 Stück Einlagen genügen.

Nachprüfung auf Grund der preußischen Bestimmungen:

$$x = \frac{15 \cdot 14,63}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{200 \cdot 20}{15 \cdot 14,63}} - 1 \right] = 7,4 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 250000}{100 \cdot 7,4 \left(20 - \frac{7,4}{3}\right)} = 39 \text{ kg/cm}^2.$$

Hierzu kommt noch die Druckspannung infolge Seitendrucks des Widerlagers gegen die Grundplatte (Abb. 82):

$$B = \frac{2580}{2} + \frac{2}{3} \cdot 800 = 1960 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{1960}{100 \cdot 22} = 0,9 \text{ kg/cm}^2.$$



Die gesamte Druckbeanspruchung des Betons beträgt also

$$\sigma_b = 39 + 0,9 = \sim 40 \text{ kg/cm}^2.$$

Beanspruchung des Eisens:

$$\sigma_e = \frac{250000}{14,63 \left( 20 - \frac{7,4}{3} \right)} = \sim 980 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Größtmoment unter der Mittelwand berechnet sich zu

$$M_{\max} = -0,125 (3200 + 3080) \cdot 2,2^2 = 3800 \text{ mkg}.$$

Man findet in gleicher Weise wie oben den erforderlichen Eisenquerschnitt für 1 m Tiefe — bei Nichtberücksichtigung der Doppelbewehrung — zu

$$f_e = \sim 0,24 \cdot 61,7 = 14,8 \text{ cm}^2.$$

Es werden wie in der Deckenplatte 13 Stück Einlagen von  $d = 13$  mm Durchmesser genommen.

$$x = \frac{15 \cdot 17,29}{100} \left[ \sqrt{\frac{200 \cdot 25}{15 \cdot 17,29}} - 1 \right] = 8,82 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Nimmt man nunmehr an, daß die Bodenplatte schlecht unterfüllt ist bzw. unterwaschen wird, eine Auflagerung also nur an den Wänden erfolgt, und daß die Platte zwischen den Wänden durch die Last des Wassers nach unten durchbogen wird, so berechnet sich die solcher Rechnungsannahme entsprechende Eiseneinlage in folgender Weise:

$$\text{Belastung durch Eigengewicht der Platte } 0,35 \cdot 2400 = 840 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Gewicht des Wassers bei 1,6 m Höhe } \dots \dots \dots = 1600 \text{ „}$$

$$\text{zusammen} = 2440 \text{ kg/m}^2.$$

Moment in Feldmitte bei Annahme halber Einspannung der Platte

$$M = \frac{2440 \cdot 2,2^2}{14} = 845 \text{ mkg}.$$

Es ist  $h - a = 20$  cm. Läßt man die Doppelbewehrung unberücksichtigt, so ist

$$K = \frac{20}{\sqrt{845}} = 0,69$$

$$f_e = 0,159 \sqrt{845} = 4,62 \text{ cm}^2 = 4 \text{ R.-E. von je } 13 \text{ mm Durchm.}$$

Das Moment unter der Zwischenwand beträgt

$$M = \frac{2440 \cdot 2,2^2}{8} = 1480 \text{ mkg}$$

$$K = \frac{20}{\sqrt{1480}} = 0,519$$

$$f_e = 0,214 \sqrt{1480} = 8,25 \text{ cm}^2 = 6 \text{ R.-E. von je } 13 \text{ mm Durchm.}$$

Da beide Formänderungen — Durchbiegung der Platte nach oben und nach unten — nie zu gleicher Zeit auftreten können, so würden die Größtspannungen der Baustoffe infolge der Doppelbewehrung bedeutend günstiger ausfallen. In dem vorliegenden Beispiel ist bei der praktischen Ausführung die Annahme einer Unterwaschung der Bodenplatte nicht in Rücksicht gezogen worden.

### 5. Ermittlung des Bodendrucks.

Der größte Auflagerdruck der Platte betrug . . . . = 4664 kg

Gewicht des Mauerwerks =  $\sim \frac{0,54 + 0,75}{2} \cdot 2,35 \cdot 2000 = 2938$  „  
zusammen = 7602 kg.

Der größte auftretende Bodendruck unter den Seitenmauern beträgt dann

$$\sigma = \frac{7602}{75 \cdot 100} = \sim 1 \text{ kg/cm}^2.$$

Größter Auflagerdruck der Platte auf die Mittelwand . . . = 14 200 kg

Eigengewicht der Wand  $2000 \cdot 0,3 \cdot 1,7 \cdot 1,0$  . . . . . = 1 020 „

Eigengewicht des unter der Wand liegenden Teiles der

Bodenplatte  $0,58 \cdot 1,0 \cdot 0,45 \cdot 2400$  . . . . . = 630 „  
zusammen = 15 850 kg.

Der größte auftretende Bodendruck unter der Mittelwand beträgt dann

$$\sigma = \frac{15850}{58 \cdot 100} = 2,74 \text{ kg/cm}^2.$$

In Wirklichkeit werden die Ergebnisse noch günstiger, da sich der Druck durch den Beton der Fundamentplatte unter einem Winkel von  $45^\circ$  verteilt.

### Beispiel 2.

#### Statische Berechnung einer Plattenbrücke mit Kragenden.<sup>1)</sup>

(Abb. 87 u. 88.)

#### I. Berechnung der Fahrbahnplatte.

Belastung durch Nutzlast . . . . . = 400 kg/m<sup>2</sup>

„ „ Eigengewicht  $0,2 \cdot 2400$  . = 480 „  
= 880 kg/m<sup>2</sup>.

Das größte Moment ergibt sich bei Belastung des Mittelfeldes mit Nutzlast, während die Endfelder nur durch Eigengewicht belastet sind.

$$M = \frac{880 \cdot 5,0^2}{8} - \frac{480 \cdot 2,125^2}{2} = 1670 \text{ mkg.}$$

<sup>1)</sup> Brücke über den Schloßgraben in Gemen i. W., ausgeführt von der Firma Franz Schlüter, Dortmund.

Außerdem ist die Platte in der Mitte noch durch einen Torrahmen mit einer Einzelkraft von  $\frac{950}{2} = 475$  kg belastet.

$$M = \frac{475 \cdot 2,5^2}{5,0} = \sim 600 \text{ mkg.}$$

Demnach Gesamtmoment  $1670 + 600 = 2270$  mkg.

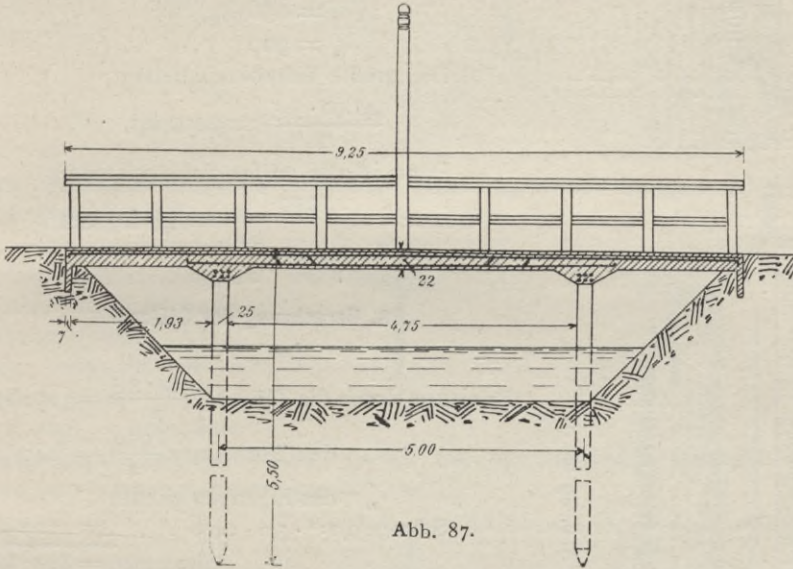


Abb. 87.

Bei einer Beanspruchung des Betons mit  $40 \text{ kg/cm}^2$  und einer solchen des Eisens mit  $1000 \text{ kg/cm}^2$  ergibt sich die Stärke der Decke zu

$$h = 0,39 \cdot \sqrt{2270} + 1,5 = 20 \text{ cm}$$

und der erforderliche Eisenquerschnitt zu

$$f_e = 0,29 \cdot \sqrt{2270} = 13,8 \text{ cm}^2.$$

Gewählt 11 R.-E. 13 mm =  $14,63 \text{ cm}^2$ .

Für die Endfelder ergibt sich das größte Moment zu

$$M = \frac{880 \cdot 2,125^2}{2} = 1980 \text{ mkg.}$$

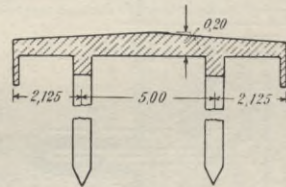


Abb. 88.

Demnach genügt die Ausführung der Platte in der gleichen Stärke und Bewehrung wie in Brückenmitte.

## 2. Berechnung der Querträger.

Spannweite  $l = 3,50$  m.

Belastung der Platte  $\frac{880 \cdot 5,0}{2} \dots \dots = 2200 \text{ kg}$

$880 \cdot 2,0 = 1760 \text{ ,,}$

Eigengewicht  $0,25 \cdot 0,3 \cdot 2400 \dots \dots = 180 \text{ ,,}$

zusammen = 4140 kg.

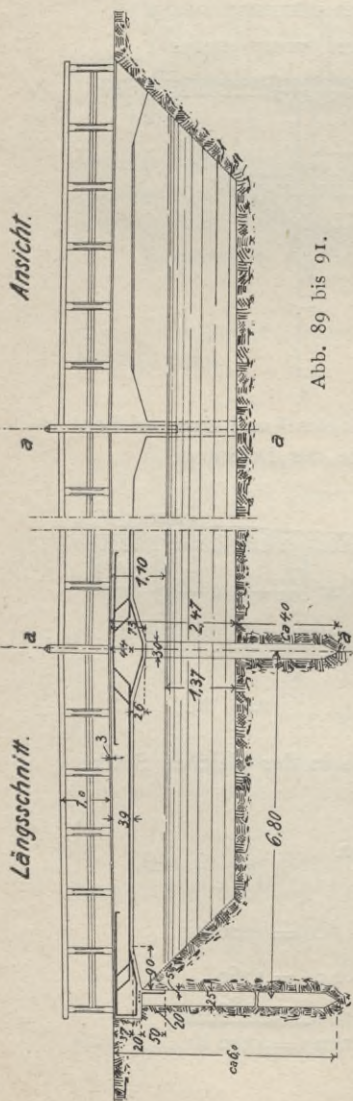
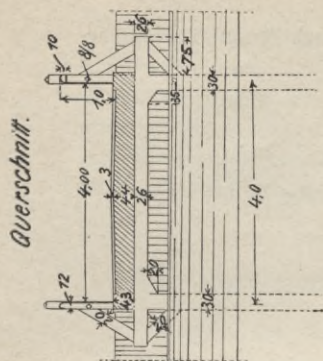


Abb. 89 bis 91.

Demnach ergibt sich

$$M = \frac{4140 \cdot 3,5^2}{8} = 6350 \text{ mkg.}$$

Bei einer Verstärkung durch 6 R.-E. von je 20 mm Durchm. und bei  $h = 45 \text{ cm}$ ,  $a = 3 \text{ cm}$ ,  $b = 60 \text{ cm}$  ergibt sich  $x = 16 \text{ cm}$ .

$$\sigma_b = 36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 920 \text{ „}$$

Die größte Schubkraft beträgt

$$\frac{4140 \cdot 3,5}{2} = 7250 \text{ kg.}$$

Dann ist die größte Schubspannung

$$\tau_0 = \frac{7250}{60 \left( 42 - \frac{16}{3} \right)} = 3,3 \text{ kg/cm}^2.$$

### 3. Berechnung der Stützen.

$$l = 5,0 \text{ m.}$$

Belastung durch die Träger  $\frac{4140 \cdot 3,5}{2} = 7250 \text{ kg}$

„ „ den Torrahmen  $\frac{950}{4} = 240 \text{ „}$

„ „ das Eigengewicht der

Stützen  $0,25^2 \cdot 5,0 \cdot 2400 \dots = 750 \text{ „}$   
zusammen = 8240 kg.

Bei einer Einlage von 4 R.-E. von je 16 mm Durchm. ist

$$\sigma_b = \frac{8240}{25 \cdot 25 + 15 \cdot 8,04} = 11 \text{ kg/cm}^2.$$

Eine ähnliche Brückenausführung in Plattenform, gleichfalls unter Verwendung von Eisenbetonpfählen, ist aus den Abb. 89 bis 91 ersichtlich. In statischer Hinsicht hat man es hier aber mit einem über zwei Oeffnungen fortlaufenden Trägergebilde, also einem äußerlich statisch unbestimmten System zu tun (vergl. Abschnitt IV, D).

## III. Brückentafeln auf eisernem Tragwerk.

Vielfach verwendet man den Eisenbeton zur Herstellung der Brückenfahrbahn bei eisernen Brückentragwerken, und zwar als Ersatz für

Zoreisen, Buckelplatten, Wellblech und sonstige Zwischenmittel. Eisenbeton bietet in solchen Fällen ganz beträchtliche Vorteile den sonst üblichen Fahrbananordnungen gegenüber, zumal auch eine einheit-

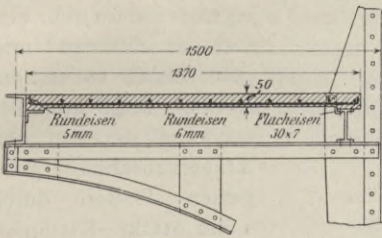


Abb. 92.

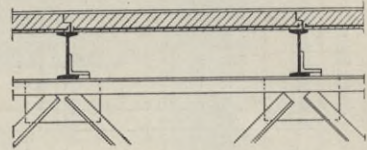


Abb. 93.

liche zusammenhängende Oberfläche geschaffen wird, die dem Verkehr von besonderem Nutzen ist. Die eisenbewehrten Tafeln werden nicht so schnell abgenutzt, halten also auch länger. Außerdem ersparen sie in vielen Fällen die Anordnung besonderer Querversteifungen der Brücke, da sie mit den tragenden Bauteilen in innigster Weise zusammenhängen.<sup>1)</sup>



Abb. 94.

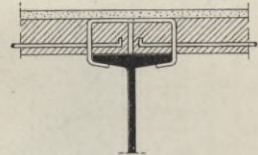


Abb. 95.

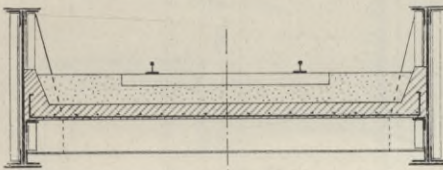


Abb. 96.

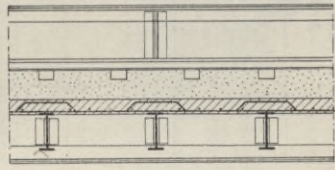


Abb. 97.

Die Ausführung selbst entspricht ganz der unserer üblichen, nach Monierart erstellten Deckenformen: man verwendet Netze aus Trag- und Verteilungseisen und legt diese so in den Betonkörper ein, daß die Tragstäbe die auftretenden Zugspannungen aufnehmen können. Neben dem Rundeisen kommt auch das Streckmetall für die Bewehrung in Frage. Bügel können zumeist fortgelassen werden.

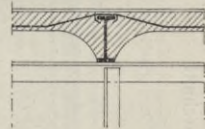


Abb. 98.

Will man sich die teure und zeitraubende Schalung ersparen, so können Platten in Breite der Trägerentfernung fabrikmäßig hergestellt und in abgebundenem Zustande an Ort und Stelle

<sup>1)</sup> Bei kleineren Spannweiten sind aber Eisenbetonbrücken i. A. billiger als Eisenbrücken mit Eisenbetonbelag; und bei großen Spannweiten sind andererseits Beläge von möglichst geringem Gewicht zu verwenden. Nur bei Gehwegen wird der Eisenbeton wohl in allen Fällen von wirtschaftlichem Vorteil sein (Abb. 92).



Plattenstärke ist hier 6 cm. Auf die Platten wird eine Schutzdecke aus Lehm und Kies aufgebracht.

Abb. 96 u. 97 zeigen Quer- und Längsschnitt einer Eisenbahnbrücke. Die Hauptbalken sind Blechträger und die Querträger I-Eisen. Die Fahr-  
bahnplatte bildet eine Mulde, welche zur Aufnahme des Bettungskörpers dient. Die  
Platte geht fortlaufend über sämtliche Quer-  
träger hinweg.

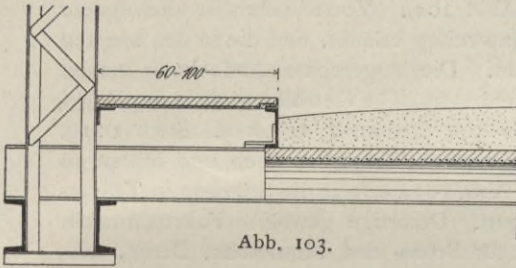


Abb. 103.

Nach Abb. 98 erfolgt der Anschluß der  
Platte an die Querträger in Voutenform.  
Man erzielt auf diese Weise einen besseren  
Schutz der Träger gegen Rostbildung und

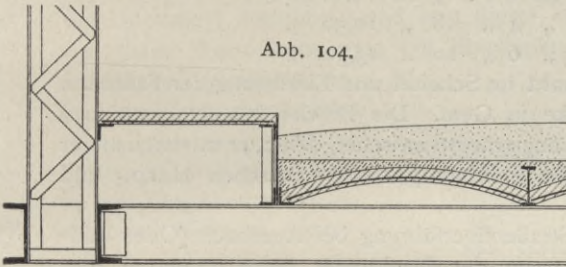


Abb. 104.

eine kräftige Versteifung des ganzen Brücken-  
werkes.

Von der Akt.-Ges. für Beton- und  
Monierbau, Berlin, stammt die in den Abb. 99

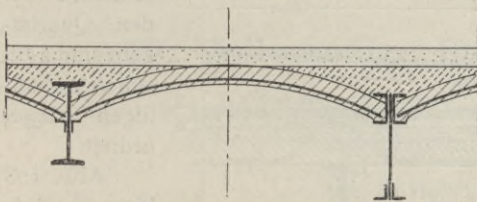


Abb. 105a.

Abb. 105b.

bis 102 dargestellte Straßenbrücke über die  
Wublitz bei Uetz. Es ist eine Blechträger-  
brücke von 15,70 m Spannweite. Die Fahr-

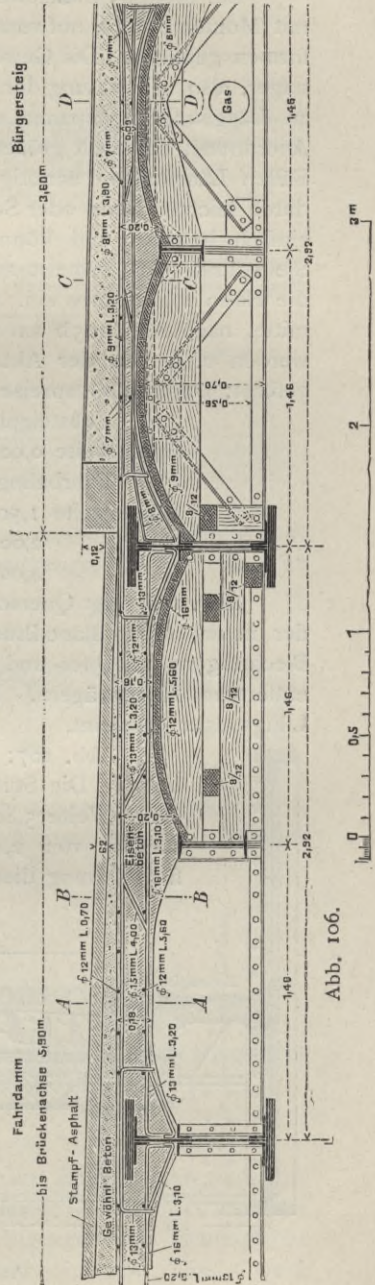


Abb. 106.

bahntafel wird durch Koenensche Voutenplatten gebildet. Plattenstärke 25 cm. Bemerkenswert ist die Verankerung der Widerlagerfügel durch einbetonierte I-Träger (vergl. auch Abb. 136). Mischungsverhältnisse: Widerlager 1 : 10, Fahrbahnplatte 1 : 4.

Bei breiten Straßenbrücken wird größtenteils eine schwere Fahrbahn mit Moniergewölbe notwendig, während für die Fußwege leichtere Plattenformen genügen. Die Gewölbe können entweder von Querträger zu Querträger, also in Richtung der Brückenachse (Abb. 103) oder von Längsträger zu Längsträger gespannt sein (Abb. 104). Vorteilhafter ist die erstere Anordnung, die auch größere Spannweiten erlaubt, und die in den meisten Fällen Längsträger unnötig macht. Die wagerechte Abdeckung erfolgt durch leichten Bims- oder Schlackenbeton. Die Gewölbe sind in der Regel einfach bewehrt und können bis 5 m Spannung erhalten. Stich 1 : 10. Sie stützen sich zumeist auf die unteren Trägerflanschen und hüllen so die Eisen vollkommen ein. Nach Abb. 105 a erfolgt die Stützung in Trägermitte, nach Abb. 105 b am Obergurt. Derartige gewölbte Fahrbahntafeln werden u. a. von der Akt.-Ges. für Beton- und Monierbau, Berlin, ausgeführt; Durchschnittspreise dieser Firma:

Fußsteigplatten:

Spannweite 0,90 bis 2 m: 6 bis 7,50 Mk./m<sup>2</sup>

Fahrbahngewölbe:

Spannweite 1,50 bis 2 m: 7 bis 9,00 Mk./m<sup>2</sup>

„ 2,00 „ 4 „ 8 „ 10,50 „

„ 4,00 „ 6 „ 10 „ 13,50 „

Abb. 106 zeigt Querschnitt im Scheitel und Einrüstung der Fahrbahn der neuen Mont Blanc-Brücke in Genf. Die Brücke besteht aus sieben Blechträgern mit Quer- und Längsträgern zwischen den 2,92 m voneinander entfernten Hauptträgern. Die Fahrbahnplatte ist zwischen Haupt- und Längsträger gespannt.

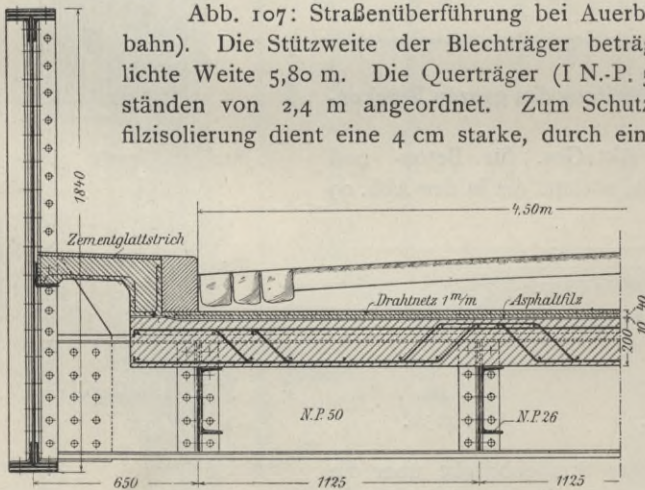


Abb. 107.

Abb. 107: Straßenüberführung bei Auerbach (Odenwaldbahn). Die Stützweite der Blechträger beträgt 14,40 m, die lichte Weite 5,80 m. Die Querträger (I N.-P. 50) sind in Abständen von 2,4 m angeordnet. Zum Schutze der Asphaltfilzisolierung dient eine 4 cm starke, durch ein Drahtnetz verstärkte Betonschicht. Ueber den Querträgern sind 2 cm starke Asphaltfugen angeordnet.

Abb. 108 bis 110: Fußgängersteg in St. Ilgen (Bahnbezirk Heidelberg).



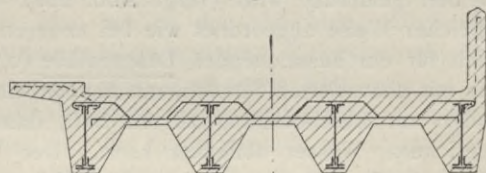
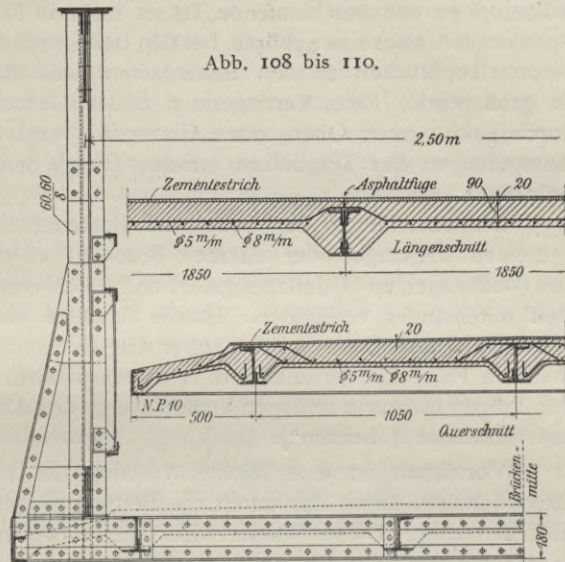
Die Stützweite der Fachwerkträger beträgt 21,70 m, die lichte Weite rund 2,30 m. Die Plattenstärke ist i. M. 9 cm. Die Einlagen sind in Entfernungen von 10 cm angeordnet. Die seitlichen, nur 6 cm starken Platten, außerhalb der Nutzbreite gelegen, dienen in der Hauptsache dazu, die Fußgänger vor der unmittelbaren Rauchbelästigung durchfahrender Lokomotiven zu schützen.

Eiserne Brücken, die den Anforderungen der Neuzeit nicht mehr genügen, können in der Weise durch Eisenbeton ersetzt werden, daß man

die Querträger fortnimmt und statt dieser eisenverstärkte Platten spannt. Auf diese Weise kann man bei Brückenerneuerungen bedeutende wirtschaftliche Vorteile erzielen.

Ist das Eisen durch Rost schon sehr geschwächt, so dürfte es sich empfehlen, in den Zuggurten noch besondere Einlagen vorzusehen. In Amerika sind

derartige Brückenerneuerungen schon vielfach ausgeführt worden. Die Abb. 111 a u. 111 b zeigen Beispiele solcher Ausführungen, einmal mit Fußsteig und das andere Mal mit Brüstung.



## IV. Vollwandige Balkenbrücken.

### A. Beiderseits frei aufliegende Balkenbrücken mit oben liegender Fahrbahn.

#### Die Ausführung.

Balkenbrücken in Eisenbeton werden für Spannweiten von ungefähr 5 bis 16 m angewandt und bieten in diesen Grenzen den eisernen Blechträgern gegenüber trotz des größeren Eigengewichts mannigfache Vorteile; sie sind in den genannten Spannungsgrenzen zumeist auch

billiger als die eisernen Brücken. Bei kleineren Spannweiten würden zu meist Plattenformen ausreichend sein, während bei größeren Weiten Gewölbeformen und durchlaufende Träger mehr in Frage kommen. Größere Spannweiten als 20 m gehören bei den beiderseits frei aufliegenden Eisenbetonbalkenbrücken zu den Seltenheiten, weil das Eigengewicht dann zu groß wird. Eine Verringerung dieses Gewichtes könnte man nur durch gekrümmten Ober- oder Untergurt (vergl. Abb. 220) oder durch Aussparungen der Tragbalken erzielen (vergl. den Abschnitt „Fachwerkbrücken“).

Die Anordnung der bewehrten Balkenbrücken entspricht im allgemeinen derjenigen der eisernen Brücken: es werden die Hauptträger von Widerlager zu Widerlager gelegt und durch ein festes Fahrbahngerippe steif miteinander verbunden. Ist die Bauhöhe eine beliebige, so spannt man die Fahrbahnplatte quer über die Hauptträger. Andernfalls kann man die Fahrbahn versenken, d. h. so einspannen, daß sie etwa in Höhe der Trägeruntergurte zu liegen kommt (vergl. den Abschnitt „Balkenbrücken mit versenkter Fahrbahn“).

Vorteilhaft ist eine leichte Wölbung der Fahrbahn in Quer- und Längsrichtung, damit das durch die Bettung eingesickerte Wasser allseits abfließen kann. Dieses Wasser wird dann entweder nach den Widerlagern in der Richtung der Brückenachse fortgeführt, wo es versickert, oder man sorgt für Wasserschlitze und Abfallrohre.<sup>1)</sup> Hinter den Widerlagern darf das Wasser aber nicht stehen bleiben, da sonst die Standfestigkeit derselben gefährdet wird (vergl. Abb. 208). Seitliche Mulden werden in gleicher Weise angeordnet wie bei anderen Brücken. Man Sorge namentlich für ein ausreichendes Längsgefälle (0,5 bis 5 vH., je nachdem man es mit chaussierten Straßen, mit Asphaltbelag, mit Holz- oder Steinpflaster oder mit Beschotterung zu tun hat), damit das durch die Bettung eingesickerte Wasser abfließen kann. Der Umstand, daß aus statischen Gründen in Balkenmitte die größte Trägerhöhe vorhanden sein muß, ist natürlich für die Schaffung eines genügenden Längsgefälles von ganz besonderer Wichtigkeit (vergl. Abb. 220). Nicht minder wichtig ist die Anordnung eines ausreichenden Quergefälles der Fahrbahn nach den Brückenrändern hin (bei asphaltierter Brückentafel 1 bis 2 vH., bei Pflasterung 2 bis 4 vH., bei Chaussierung 4 bis 5 vH.). In Fahrbahnmitte erfolgt eine Ausrundung der Gefällflächen. Die Wölbung selbst wird entweder durch die Fahrbahnglätte allein oder durch eine besondere Betonunterlage hergestellt. Andernfalls hätte man stets den Nachteil, die Beschotterung oder den Asphaltüberzug nicht in gleicher Höhe durchführen zu können. Seitliche Gehwege erhalten das Quergefälle nach dem Gerinne

<sup>1)</sup> Abb. 112 zeigt ein Beispiel; das Wasser fließt nach der Mitte zu nach einer

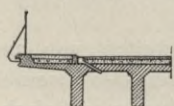


Abb. 112.



Abb. 112 a.

in der Längsachse des Bauwerks liegenden Rinne und wird dort durch einzelne Tüllen abgeleitet, und zwar möglichst so, daß die Sichtflächen der Balken nicht beschmutzt werden (vergl. auch Abb. 179). Nach Abb. 112 a dient schon die Fahrbahnplatte allein zur Bildung eines genügenden Quergefälles.

hin (2 vH. bis 3,5 vH., je nachdem man es mit Asphaltbelag, mit Kleinpflaster oder mit gekiesten Wegen zu tun hat).

Zum Schutze des Eisenbetons gegen das Wasser dienen besondere Fahrbahndichtungen, denn der Beton ist an sich nicht wasserdicht, er ist um so durchlässiger, je magerer er gemischt ist. Stets muß die Isolierung eine derartige sein, daß sie in stande ist, Bewegungen des Brückenwerkes mitzumachen, ohne dabei rissig zu werden. Zur Dichtung der Fahrbahn kommen in der Hauptsache die folgenden Mittel in Betracht:

1. ein Zementverputz, 1 bis 2 cm stark; er schwindet aber stark, wird auch leicht rissig;
2. ein Anstrich mit Fluaten, Siderosthen oder dergl.;
3. ein zweimaliger Anstrich mit Goudron (in warmem Zustand) oder mit Preolith (in kaltem Zustand);
4. eine einfache oder doppelte ungesandete Asphaltpappe (gewöhnliche Dachpappe);
5. ein einfacher (etwa 2,5 mm starker) oder doppelter (etwa 4 mm starker) Asphaltfilzbelag, besonders für gering geneigte Flächen;
6. ein einfaches oder doppeltes Jutegewebe mit beiderseitigem bzw. dreifachem Goudronanstrich, besonders für stark geneigte Flächen;
7. Siebelsche Bleiplatten, bestehend aus Papplagen, die mit Asphalt gestrichen sind, und zwischen welchen dünne Bleieinlagen zu liegen kommen (teuerste, aber auch sicherste Dichtung).

Bei allen diesen Dichtungsmitteln ist darauf zu achten, daß keine Beschädigung durch scharfkantigen Klarschlag oder durch Stopfschläge beim Schwellenlegen eintritt. Man schützt die Abdichtung durch eine Magerbetonschicht, durch Lattenrost, Zementplatten, Ziegelflachsichten oder auch durch Blechtafeln. Vergl. auch S. 48 sowie Abb. 59.

Beim Oberbau der **Straßenbrücken** unterscheidet man — wie im Straßenbau — die Unterbettung und die daraufliegende eigentliche Fahrbahn. Die Unterbettung muß dicht genug sein, um eine gleichmäßige Uebertragung von Einzellasten auf das Tragwerk zu gewährleisten. Man verwendet Kies, groben Sand, Schotter usw. Unterbettungen aus Zement- oder Asphaltbeton haben den besonderen Vorzug der Wasserundurchlässigkeit. Außerdem verhüten sie ein Senken der Steine. Als zweckentsprechende Mischungen haben sich bewährt:

für Zementbeton: 1 Teil Zement + 2 bis 3 Teile Sand + 4 bis 6 Teile Kies oder Schotter,

für Asphaltbeton: 1 Teil Schotter oder grober Kies +  $\frac{1}{2}$  Teil Teerasphalt.

Die Unterlage ist schließlich mit einer Mörtelschicht abzuglätten. Was die Auswahl der Baustoffe für die Fahrbahn anlangt, so müssen teils praktische, teils wirtschaftliche Gesichtspunkte berücksichtigt werden. Man muß auch unterscheiden zwischen Brücken in vornehmer Stadtgegend und solchen für Verkehrsstraßen. Hier würde sich die geräuschlose Asphaltbahn, dort ein kräftiges und widerstandsfähiges Pflaster aus Stein empfehlen. Bei wenig gebrauchten, von industriellem Verkehr abgelegenen Landstraßenbrücken genügt zumeist schon ein billiges Steinschlagpflaster aus Granit oder Basalt.

Abb. 113 zeigt eine Fahrbahn aus natürlichen Steinen, wie sie für Straßenbrücken sehr üblich ist. Die Steine haben 18 cm Höhe und ruhen auf einer 5 cm starken Sandbettung. Um die Bahn für Wasser undurchlässig zu machen, sind die Fugen des Steinpflasters mit Asphalt ausgefüllt. Reihensteine sind der engen Fugen wegen vorteilhafter als Kopfsteine. Der Bordstein ist in den Beton eingelassen.

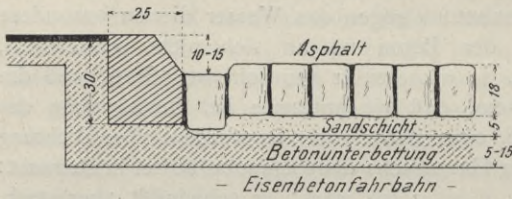


Abb. 113.

Asphalt  
Sandschicht  
Betonunterbettung  
Eisenbetonfahrbahn

hafter als Kopfsteine. Der Bordstein ist in den Beton eingelassen.

Eine in einem späteren Abschnitt besprochene Brücke in Piski (Ungarn) hat zunächst einen Fahrbahnüberzug aus drei je 3 mm starken, durch ein weitmaschiges Jutegewebe getrennten Schichten Asphaltbitumen erhalten; die oberste Schicht wurde mit scharfkörnigem Sand eingewalzt. Dann folgte ein 4 cm starker Zementestrich (1:4), in den die eigentliche Pflasterung (13 bis 15 cm starke, mit Zementmörtel ausgegossene Trachytkopfsteine) verlegt wurde.

Bordschwellen müssen zur Festhaltung des Steiges und der Rinne gehörig in die Unterbettung eingreifen. Man kann auch auf besondere Bordsteine verzichten, muß dann aber die Betonkanten durch Flach- oder Winkeleisen gemäß Abb. 114 bis 116 gegen Stöße schützen. Die Eisen

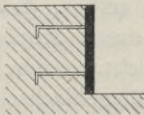


Abb. 114.

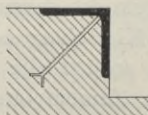


Abb. 115.

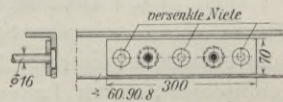


Abb. 116.

sind mittels Steindollen im Beton befestigt. Eine Entwässerung unter Benutzung besonderer, künstlich hergestellter Rinnensteine (aus natürlichem Stein oder Zement) ist aus den Abb. 179 u. 186 ersichtlich.

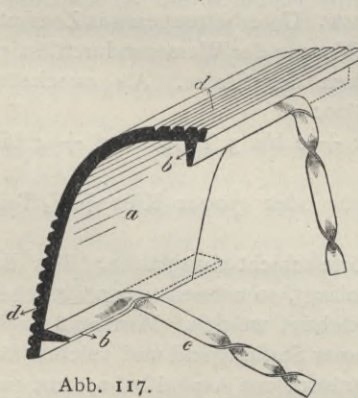


Abb. 117.

Abb. 117 zeigt eine Kanten-schutzleiste der Firma Denner u. Funke, Kassel. Schiene a und Dübel bestehen aus einem Stück. An der Innenseite sind Rippen b angewalzt, die in Abständen von etwa 15 cm aufgeschnitten und durch einfaches Umbiegen zu Dübeln c ausgebildet werden. d sind Rillen. Durch den innigen Zusammenhang von Dübel und Schiene wird ein gutes Festsitzen erzielt und ein Lockern der Schiene vermieden. Außerdem wird die Ansicht der Oberfläche durch Nietstellen nicht gestört.

Bei größeren Brückensteigungen verwendet man mit Vorliebe den Stampfasphalt. Er bietet eine geräuschlose und widerstandsfähige

Bahn, deren Reinigung schnell vonstatten geht; schadhafte Stellen können über Nacht ausgebessert werden. Die Stärke der Asphalt­schicht beträgt durchschnittlich 5 cm; die Kosten belaufen sich auf rd. 11 bis 15 Mark für 1 m<sup>2</sup>. Als Unterbettung nimmt man für gewöhnlich eine 10 bis 20 cm starke Zementbetonschicht 1 : 2 : 4 oder 1 : 3 : 6 mit einer 2 cm dicken Zementmörtelabgleichung 1 : 2. Weiterhin empfehlen sich Asphaltplatten (ebenfalls 5 cm stark, Format  $\frac{25}{25}$ ,  $\frac{25}{30}$  oder  $\frac{10}{20}$ ) oder Vulkanolplatten (6 cm stark, Format  $\frac{50}{50}$ ), welche unmittelbar auf dem Beton oder auf Zementmörtel im Ver­bande verlegt werden. Asphaltbeton oder Pechmakadam verlangt eine Schotterunterlage und darauf eine 8 cm starke Schicht von Kleinschlag und Asphaltpulver. Beton- oder Zementpflaster ist zwar billig, aber geräuschvoll, schlecht auszubessern und nicht so elastisch wie Asphalt. Wie aus Abb. 128 ersichtlich, liegt inmitten der ungefähr 15 cm starken Betonschicht eine Knacklage in Mörtel 1 : 3. Holz­pflaster aus imprägniertem Eichen-, Kiefern- oder Tannenholz vermindert das Gewicht des Oberbaues in hohem Maße, ist elastisch, geräuschlos und trocknet sehr gut aus. Die Hölzer werden zumeist in Asphalt versetzt und auch die Fugen mit Asphalt vergossen. Ein Nachteil ist allerdings seine geringe Widerstandsfähigkeit gegen mechanische Zerstörung. Die Unterbettung besteht zumeist aus einer 8 bis 15 cm starken Betonschicht 1 : 7 bis 1 : 8. An den Rinnsteinen sind Ausdehnungsfugen vorzusehen.

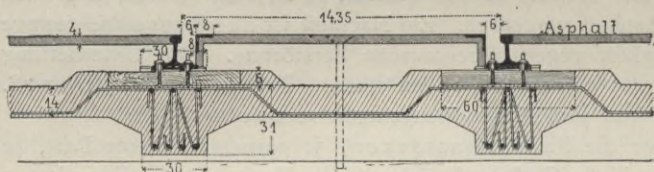
Je geringer die Fahrbahnstärken, je geringer die tote Last, je geringer aber auch die Stoßabschwächung, die Verteilung der Einzellasten und der Wärmeschutz gegen die Sonnenstrahlen. Als Mindeststärken kann man annehmen: bei Chaussierung 15 bis 20 cm, bei Steinpflaster 12 cm, bei Holz­pflaster 12 bis 20 cm, bei Asphalt 20 cm.

Für **Fußgängerbrücken** und Fußstege von Straßenbrücken empfiehlt sich ein 2 cm starker Zementestrich oder auch Gußasphalt auf einer etwa 10 cm starken Betonschicht mit dazwischenliegender Zementmörtel­lage. Ein derartiges Pflaster erfordert geringe Unterhaltungskosten, ist elastisch und rauh, läßt sich leicht ausbessern und bietet ein gutes Aussehen. Vielfach werden auch Zementplatten, 10 cm stark, auf einer ebenfalls 10 cm starken Kiesschicht verwandt, ebenso Basaltinplatten (4,5 cm stark) in Zementmörtel auf Beton, oder Mosaik, oder auch Klinker in Kalkmörtel oder in Sand. Für Park- und andere Luxusbrücken kommt wohl auch noch Kies in Frage.<sup>1)</sup> Den Abschluß der Fußstege gegen die eigent­liche Fahrbahn bilden in der Regel Bordsteine aus Granit oder Basaltlava, welche, um ein Lockern oder Kippen zu vermeiden, nach der Fahrbahn hin abzuschrägen sind. Gewöhnliche Höhe 30 cm, Breite 30 bis 40 cm und Länge 1 bis 2 m (vergl. Abb. 113). Durch Verwendung ab-

<sup>1)</sup> Bei einer Balkenbrücke in Bamberg (Ausführung der A. G. Dyckerhoff u. Widmann) wurde für die Fußwege Asphaltfilz verwandt. Auf den Filz wurde eine 3 cm dicke Eisenbetonplatte aufgebracht, und zwar zuerst eine 1,5 cm starke Betonschicht 1 : 3, alsdann ein Drahtnetz aus 4 mm-Rundeisen mit 12 cm Maschenweite. Hierauf wurde ein 1 cm starker sogenannter Kiesmörtelüberzug, bestehend aus 1 Tl. Zement,  $\frac{1}{4}$  Tl. Sand und 1 Tl. bis zu 8 mm großen Kiessteinen mit etwa  $\frac{1}{3}$  Sandgehalt, aufgebracht. In Entfernungen von 2 m wurden Querfugen in dem Kiesmörtelüberzug vorgesehen.

nehmbarer Eisenbetonplatten (vergl. Abb. 197) kann man sich Hohlräume zur Unterbringung von Leitungen verschaffen.

Bei **Eisenbahnbrücken** ist für gewöhnlich ein regelrechtes Schotterbett vorgesehen, in welches die hölzernen Querschwellen eingebettet werden. Die Wasserisolierung erfolgt am besten mit Asphaltfilzplatten (mit Drahtzementdecke) auf Zementestrich, mit geteerter Jute oder Asphaltbleiplatten. Durch einen solchen Oberbau wird ein elastisches Polster hergestellt, welches Erschütterungen der Brücke durch die stoßweise eintretenden Wirkungen verhindert. Je stärker das Schotterbett, umso größer die Verminderung der Stoßwirkungen und umso ausgiebiger die Lastverteilung. Ein zu niedriges Schotterbett hat auch den Nachteil, daß durch nachträgliche Stopfarbeit Beschädigungen der Gewölbeabdichtung nicht ausgeschlossen sind. Als Mindestmaß können 20 cm, von Unterkante Schwelle bis Oberkante Abdeckschicht gerechnet, angesehen werden. Für unten nehme man lieber rundes Korn ohne scharfe Kanten. Als Schutz gegen Stopfschläge dienen Zementplatten, Ziegelflachsichten, nötigen-



falls auch Blechtafeln (vergl. S. 48). Man hat auch, wie die Abb. 192 zeigt, höl-

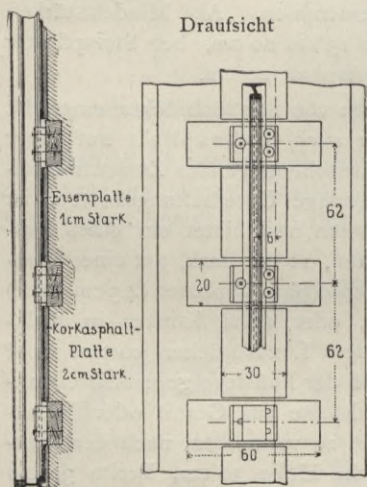


Abb. 118 bis 120.

zerne Langschwellen angewandt, die sich aber dann schlecht bewähren, wenn man Schienenstöße auf der Brücke nicht vermeiden kann.<sup>1)</sup> Besser ist dann schon — aber auch nur bei sehr geringer Konstruktionshöhe — die Verwendung kurzer Querschwellen, wie die Abb. 118 bis 120 zeigen. Die Schwellen sind 60 cm lang und 6 cm stark; sie sind zur Vermeidung seitlicher Verschiebungen in den Beton eingebettet, und zwar über besondere Längsträger. Zur Befestigung der Schienen sind gewöhnliche Unterlagsplatten verwandt. Um einer Beschädigung der Fahrbahn zwischen den Querschwellen vorzubeugen, hat man die Zwischenräume mit 2 cm starken Eisenplatten bedeckt, die

wiederum auf 2 cm starken Korkasphaltplatten ruhen. Letztere haben lediglich den Zweck, ein hartes Fahren zu vermeiden. Die Fahrbahn ist mit einem aus Asphaltplatten hergestellten Belag versehen und deshalb auch für gewöhnlichen Fuhrwerksverkehr geeignet.

<sup>1)</sup> Vergl. außerdem die Anmerkung auf S. 86.

Die Anordnung der **Widerlager** und ihrer Fundamente kann eine ganz verschiedene sein und richtet sich vor allem nach der Tragfähigkeit des vorhandenen Baugrundes. Stets ist der Gründungsbau so auszuführen, daß der Druck in der Fundamentsohle die zulässige Bodenpressung bei Vollbelastung der Brücke nicht wesentlich überschreitet.

Beim Betonieren im Wasser kommt es vor allem darauf an, die Auswaschung des Zementes zu verhüten oder doch wenigstens zu vermindern. Die Baugrube muß gegen fließendes Wasser abgeschlossen sein und alles Wasserpumpen muß während der Betonierung unterbleiben. Das Versenken des Betons hat mit geeigneten Geräten (Senkkasten, Senksäcken, Trichter) zu geschehen.

Die Abb. 121 bis 124 zeigen verschiedene Möglichkeiten der Endausbildung der Tragbalken. In allen Fällen ist Kammermauerwerk bis zur Trägeroberkante hochgeführt. Der Abschluß des Erdreichs gegen die Brücken erfolgt also unabhängig vom eigentlichen Tragwerk; man vergl. dagegen Abb. 154, eine Konstruktionsweise, durch welche beträchtlich an Widerlagsmauerwerk gespart werden kann. Nach Abb. 124 sind die Rippen über dem Auflager durch einen Querträger miteinander verbunden, um die Tragenden gegen die konzentrierten Lasten der Auflagerdrücke zu versteifen.<sup>1)</sup> Derartige Widerlags-Querträger empfehlen sich besonders bei schwachen Rippen. Abb. 125 zeigt die Einzelstützung jeder Rippe durch einen besonderen Auflagerquader, und zwar geht das Mauerwerk in dem einen Falle beim Randträger nur bis zum Quader, im anderen Falle wird der Randträger verkleidet. Ist aus irgend welchen Gründen — gute Bodenbeschaffenheit vorausgesetzt — eine ganz besondere Ersparnis an Widerlagerbreite notwendig, so kann man gemäß Abb. 127 einen gemeinsamen, seitlich überkragenden Eisenbeton-Auflagerblock zur Anwendung bringen, der in entsprechender Weise zu bewehren ist.

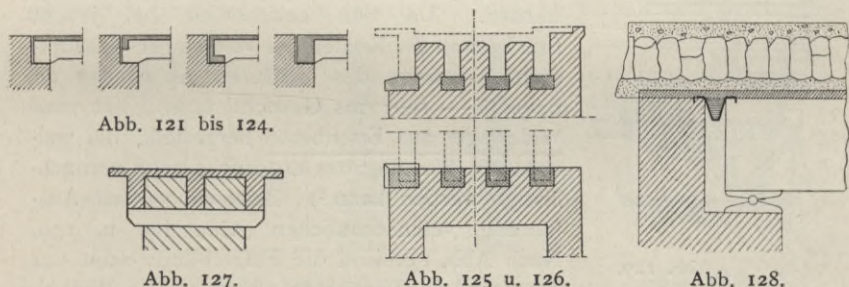


Abb. 121 bis 124.

Abb. 127.

Abb. 125 u. 126.

Abb. 128.

Trägerstützungen mittels Kipp- und Rollenlager (vergl. Abb. 128) sind bisher, bei kleineren Spannweiten, nur vereinzelt ausgeführt worden. In der Regel genügt eine einfache Auflagerung durch Roll-

<sup>1)</sup> In diesem Falle kann man auch unterhalb der Auflager Aussparungen in etwa 40·40·40 cm anbringen. Ist eine Setzung der Brücke eingetreten, so ist man in der Lage, durch Einsetzen von hydraulischen Winden in die Sparöffnungen und spätere Untermauerung der Brücke (mit Ziegelmauerwerk in Zementmörtel) die Brückenbahn wieder in die ursprüngliche Höhenlage zurückzubringen.

schicht<sup>1)</sup> (vergl. Abb. 284) — Auflagerquader mit Randschlag und Bossen aus Granit oder Sandstein, in Zementmörtel 1:1 versetzt, einschl. Ausfugen mit gleichem Mörtel — oder mittels einer etwa 2 cm starken flüßeisernen oder stählernen Lagerplatte (vergl. Abb. 223 u. 224); womöglich mit angenieteten Winkeln, die etwas breiter als die Tragrippen sind und im frischen Widerlagerbeton versetzt werden. Vor der Betonierung des Tragwerks ist die obere Fläche der Eisenplatten mit einem Graphitanstrich zu versehen (vergl. S. 93). In jedem Falle ist darauf zu achten, daß der Stützpunkt des Tragwerks genügend weit hinter der Vorderkante des Widerlagers liegt (vergl. S. 89).

Die Auflager der Tragrippen der in Abb. 231 dargestellten Kragträgerbrücke sind als Gleitlager ausgebildet worden, um die theoretische Aufnahme eines frei aufliegenden Trägers, der keinerlei Schubwirkung äußert, in die Wirklichkeit umzusetzen. Sie bestehen aus schwachgewölbten Betonquadern, die in konkav geformte, aus dem gleichen Stoff hergestellte Formstücke eingepaßt sind. Letztere würden in dem Beton des Fundamentbalkens eingebettet. Zur besseren Druckübertragung sind zwischen die Berührungsflächen Bleiplatten eingelegt worden.

In der Regel erfolgt der Landanschluß mit seitlichen Parallel- oder Winkelfüßeln und Böschungskegeln. Werden die Flügelmauern in Stampfbeton ausgeführt, so empfiehlt sich zur Verringerung der Betonmassen eine kräftige Unterschneidung. Entscheidet man sich für eine Ausführung in Eisenbeton, so verwendet man entweder Winkelstützmauern (Abb. 129), oder auch einfache senkrechte Abschlußwände, die durch Anker miteinander verbunden sind (Abb. 136). Auch die Flügel können natürlich durch Unterschneidung (vergl. Abb. 356) leichter und billiger ausgestaltet werden. Da nun bekanntlich bei jedem Brückenbau die Kosten der Widerlager — hauptsächlich infolge des größeren Aufwandes an Baustoff — sehr ins Gewicht fallen, hat man Widerlager aus Eisenbeton hergestellt, bei welchen die Wirkung des Erddrucks ganz vernachlässigt werden kann.<sup>2)</sup> Beispiele solcher Ausführung veranschaulichen Abb. 129 u. 130. Nach Abb. 131 sind die Flügelwände samt der Stirnwand in Eisenbeton als aufgelöste Winkel-

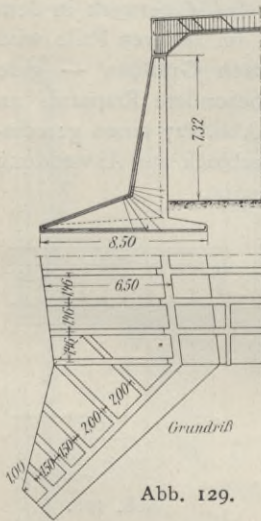


Abb. 129.

<sup>1)</sup> Sieht man von der Verwendung besonderer Eisenlager ab, so empfiehlt es sich, die Lagerfläche vorn — gemäß Abb. 130 — etwas abzuschägen, da bei einer Durchbiegung des Trägers eine Ueberanstrengung der Vorderkante eintreten kann. Zur Betonierung des Trägers würde man dann zweckmäßigerweise die Lagerfläche durch Gips oder irgend einen, nur wenig druckfesten Baustoff eben abgleichen.

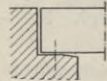


Abb. 130.

<sup>2)</sup> Immerhin sei darauf hingewiesen, daß in solchen Fällen eine Bau-  
stoffersparnis nicht immer gleichbedeutend ist mit einer Kostenersparnis.  
Sind aber für die Gründung der Widerlager Pfähle oder gar schwebende Pilotagen  
nötig, so ist eine Kostenersparnis bedingt durch die Verringerung des Eigengewichtes,  
die eine Verminderung der Pfahlanzahl gestattet.



stützmauer mit Rippen ausgeführt. Eine ähnliche Konstruktion zeigt Abb. 129, ebenso Abb. 132 bis 135 (Widerlager und Flügelmauern der neuen Rennbahnbrücke im Grunewald, Berlin). Die Brücke hat zwei Seitenöffnungen von je 5 m Lichtweite für je ein Gleis und eine Mittelöffnung von 7,7 m Lichtweite. Flügelmauern und Widerlager sind durch Fugen voneinander getrennt und in aufgelöster Rippenkonstruktion hergestellt worden.

Gesamte Brückenbreite zwischen den Geländern 36 m. Ueber die Ausführung der Zwischenpfeiler vergl. Abb. 131.

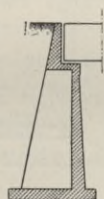


Abb. 131.

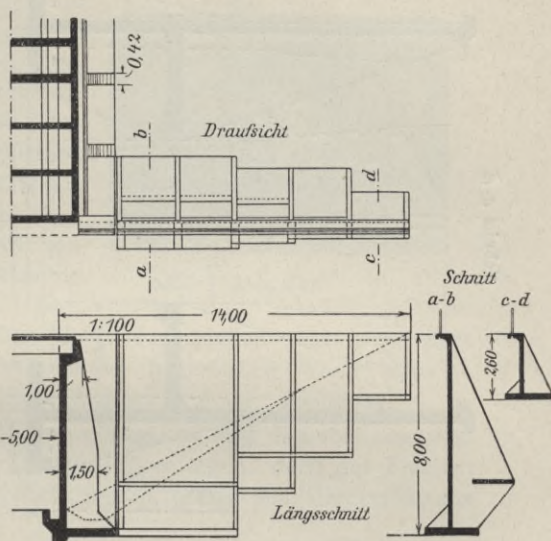


Abb. 132 bis 135.

Abb. 431. Die Ansichtsflächen sind in Vorsatzbeton ausgeführt, teils gestockt, teils scharriert. Ausführende Firma: Windschild & Langelott, Charlottenburg.<sup>1)</sup>

Ueber andere in Rippenkonstruktion aufgelöste Widerlager, vergl. den Abschnitt über eingespannte und Rahmenbrücken.

Abb. 136 u. 137 zeigen eine Ausführung, bei welcher die Stirnwand normalerweise in Stampfbeton, die Flügelwände jedoch — zur Erzielung eines geringeren Gewichtes — in bewehrtem Beton hergestellt und durch Eisen-

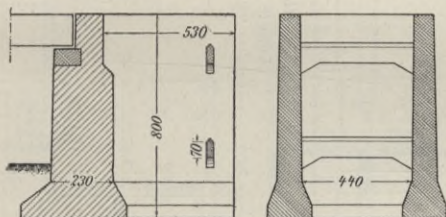


Abb. 136 u. 137.

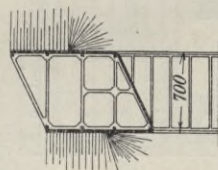


Abb. 138.

beton-Zugbänder miteinander verbunden sind. Die obere Begrenzung der Querverbindungen ist dachartig ausgeführt, um nachteiligen Einflüssen durch Belastung der Träger von oben her vorzubeugen. Bei großen Entfernungen der Flügelmauern empfiehlt es sich, die Anker gemäß Abb. 138 auch nach dem vorderen Teile der Widerlager zu führen. Derartige Kon-

<sup>1)</sup> Vergl. weiterhin „Deutsche Bauzeitung“ 1911, Mitteilungen, S. 147. Ueber die Berechnung solcher Flügelmauern in Eisenbeton, vergl. Beton u. Eisen 1910, S. 290.

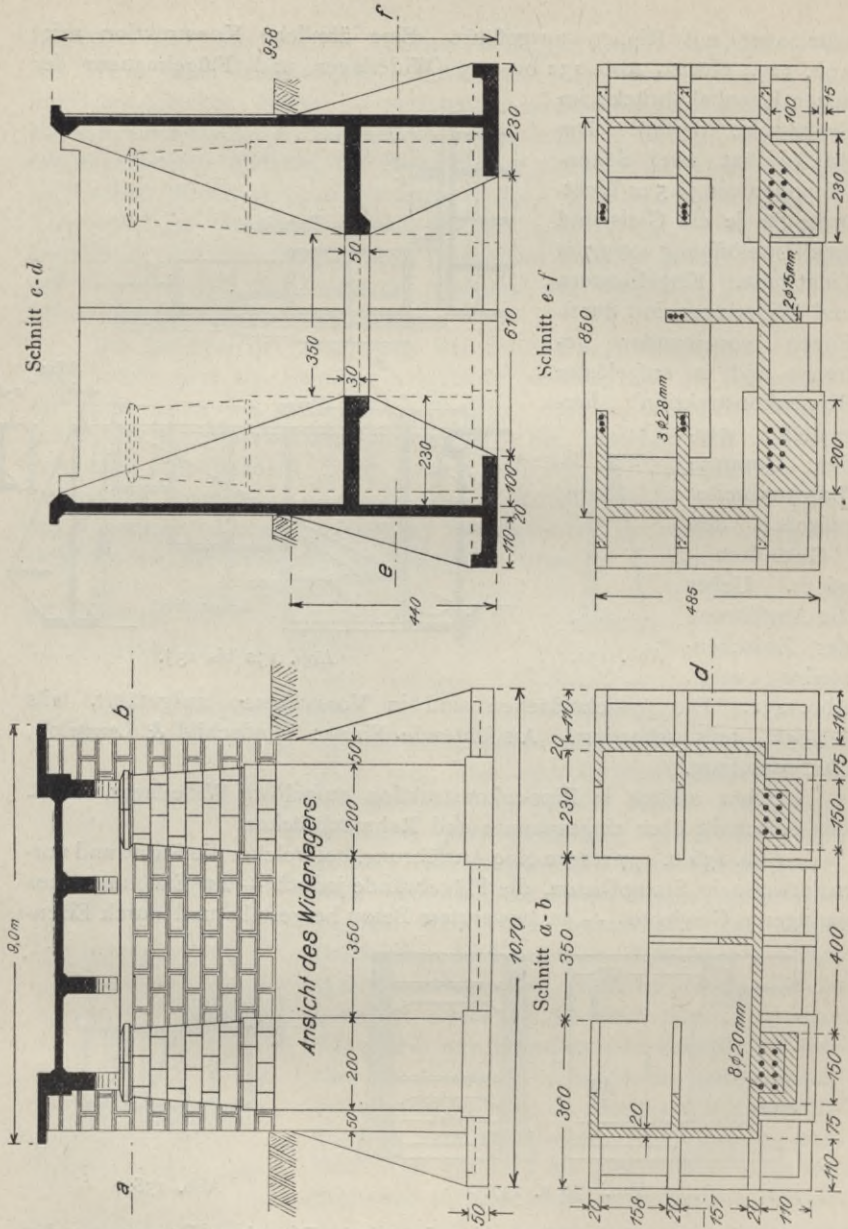


Abb. 139 bis 142.

struktionen, die in der Hauptsache auf eine Verminderung der Eigengewichtslast hinausgehen, sind besonders dann am Platze, wenn schlechte Bodenverhältnisse vorliegen.

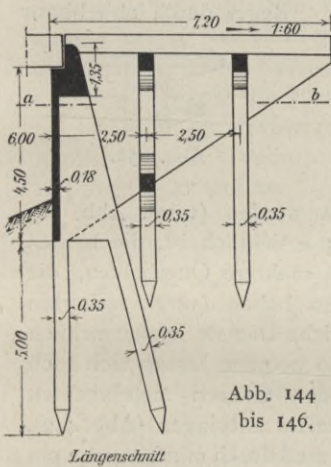
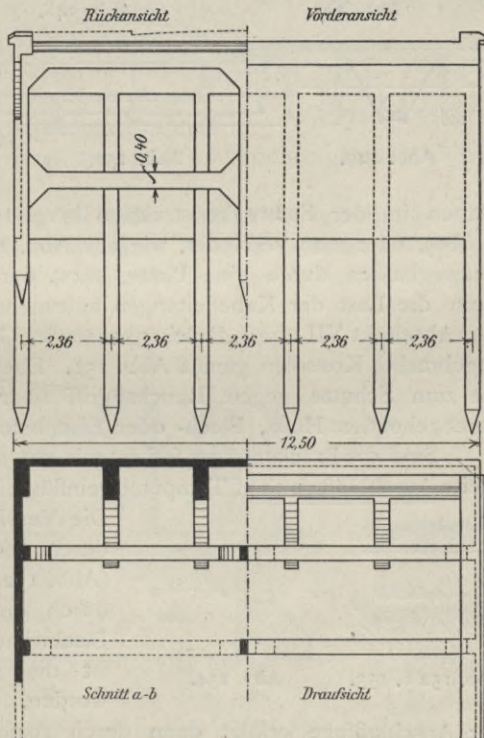
Ein größeres Beispiel eines in Eisenbeton ausgeführten Brückenwiderlagers zeigen die Abb. 139 bis 143 (Ueberführung der Straße Lemberg—Sambor bei Station Sambor, Oesterreich).

Die Seitenflügel und die Stirnwand sind nach Art der Winkelstützmauern ausgebildet und haben eine Gesamthöhe von rd. 9,5 m. Die vier Brückenträger sind durch einen Querbalken am Auflager miteinander vereinigt, welcher beiderseits durch besondere Widerlagspfeiler gestützt ist. Abb. 139 stellt die Ansicht des Widerlagers dar. Die Stirnwand ist mit Zementplatten verkleidet, während die Außenansichten der Pfeiler, um auch ihnen ein gefälliges Aussehen zu geben, mit Sandsteinquadern versehen sind, welche bei der Betonierung zugleich als Schalung dienten. Jene erwähnten, künstlich hergestellten Verkleidungsplatten sind 4 cm stark und mittels Bindedrahts in der dahinter befindlichen Wand befestigt. Abb. 143 zeigt die Innensicht des Widerlagers vor der Ausfüllung.



Abb. 143.

Was nun die Fundamentsohlen anlangt, so sind dieselben, namentlich bei Flußbrücken, so tief als möglich zu legen, denn das Flußbett kann sich durch Unterfressungen leicht ändern, ebenso sind Unterspülungen

Abb. 144  
bis 146.

zu befürchten. Stets ist eine gründliche Bodenuntersuchung vorzunehmen, da jedes Nachgeben des Untergrundes die nachteiligsten Folgen mit sich bringt. Am vorteilhaftesten ist eine Beton- oder Eisenbetongründung, die gegen Unterwaschungen und gegenseitiges Ausweichen durch Spundwände geschützt werden kann (vergl. Abb. 212). Bei zweifelhaftem Baugrunde empfiehlt sich die Ver-

wendung einer Pfahlgründung (Abb. 491). Statt der üblichen Holzpfähle können eisenbewehrte Betonpfähle genommen werden, die insbesondere dann bedeutende wirtschaftliche Vorteile bieten, wenn der Grundwasserstand ein veränderlicher ist. Abb. 144 bis 146 zeigen ein Beispiel solcher Pfahlgründung; das ganze Widerlager ist äußerst leicht gebaut. Um die Rippenstärke in den Flügelmauern nach Möglichkeit zu vermindern, sind je zwei gegenüberliegende Rippen durch Zuganker miteinander verbunden (vergl. auch Abb. 136). Hierdurch wurde es möglich, die Rippen als Balken auf zwei Stützen mit Dreiecksbelastung zu rechnen, während ohne Zuganker die Rippen als frei herausragende Balken zu betrachten gewesen wären (vergl. auch Zeitschrift für Tiefbau 1909, Nr. 4). Pfahlgründungen nach Bauweise Strauß sind aus Abb. 496 zu ersehen. Bei sehr tiefliegender Gründungssohle kommen Senkbrunnen in Frage, ebenso pneumatische Fundierungen.

Gas-, Wasser- oder Kabelleitungen können in einfachster Weise zwischen den Tragbalken aufgehängt werden, wie Abb. 147 bis 150 zeigen. Schwere Kabelstränge legt man vorteilhafter in besondere Kammern, die in der Regel durch abnehmbare

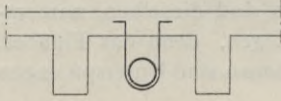


Abb. 147.

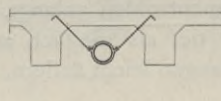


Abb. 148.

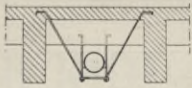


Abb. 149.

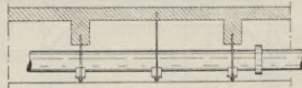


Abb. 150.

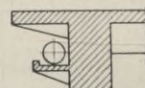


Abb. 151.

Platten in der Fußwegkonstruktion hergestellt werden (vergl. Abb. 183 u. 186), oder man verbindet, wie aus Abb. 275 ersichtlich ist, die beiden Fußwegbalken durch eine Platte bzw. durch mehrere Querbalken, die dann die Last der Kabelleitungen aufzunehmen haben (vergl. weiterhin den Abschnitt VII über „Brückenkanäle“). Gleiche Dienste leisten seitlich angebrachte Konsolen gemäß Abb. 151. Ebenso bequem lassen sich auch die zum Schutze gegen Rauchangriff über den Gleisen angebrachten durchgehenden Holz-, Blech- oder Eisenbetontafeln anbringen (Abb. 449).

Sind die Brückenträger frei aufgelagert, so muß durch mindestens 2 cm breite Anschlußfugen auf Temperatureinflüsse Rücksicht genommen werden.

Die Verbindung mit dem Lande wird durch übereinandergeschobene Bleche (Abb. 152, 153) oder, wie Abb. 128 zeigt, durch eine beiderseits festgehaltene Blechrinne ausgeführt.<sup>1)</sup> Nach Abb. 60 ist die Fuge mit Goudron verfüllt worden. Die eigentliche Abdeckung

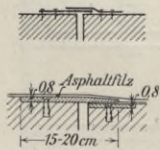


Abb. 152 u. 153.

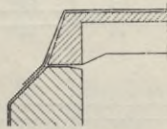


Abb. 154.

der Anschlußfuge erfolgt dann durch Asphalt oder durch gewöhnliche Aufschüttung, so daß Staub- und Sandansammlungen hinter dem Auflager

<sup>1)</sup> Vergl. auch Abb. 493.

von vornherein vermieden werden. Verzichtet man gemäß Abb. 154 ganz auf das Kammermauerwerk, so ist natürlich die Abdichtung noch einfacher auszuführen.<sup>1)</sup>

Trennungsfugen (Dehnungsfugen) in Richtung der Trägerspannung werden dann notwendig, wenn es sich — wie bei Bahnunterführungen, Personentunnel, Bahnüberdeckungen — um besonders lange Bauwerke handelt, wo also auch — bei schlechtem Boden — ungleichmäßige Setzungen der Widerlagerwände zu befürchten sind. Die Fugen werden in Entfernungen von etwa 15 bis 20 m angeordnet. Man rechnet in der Regel mit Temperaturwechsel von  $-20^{\circ}$  bis  $+30^{\circ}$ ; doch dürften Differenzen von 30 bis  $40^{\circ}$  schon genügend sein, da die Träger zumeist im Schatten der Fahrbahn liegen und es sich außerdem um große Betonmassen handelt, die sich nicht so rasch im Sommer erwärmen. Die Fugen sollen aber auch ein Schwinden des Betons unschädlich machen. Zweckmäßig sind sie auch bei Personentunnel zur Trennung der eigentlichen Eisenbahnbrücken von den Fußgängerbrücken (vergl. Abb. 321). Man lege die Fugen immer dorthin, wo Wasseransammlungen ausgeschlossen sind oder wo man das Wasser auf einfache Weise, z. B. durch überlappende Asphaltplatten, abführen kann. Die Abb. 155 bis 157 zeigen verschiedene Möglichkeiten für die Anordnung der Dehnungsfugen; am vorteilhaftesten ist wohl die zuerst angeführte Anordnung. Die Fugen werden mit Asphaltdachpappe, Asphaltfilzlagen, Goudron u. dergl. ausgefüllt und können gemäß Abb. 152, 153 abgedeckt werden.

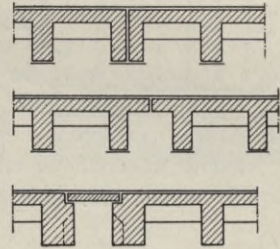


Abb. 155 bis 157.

Auch der Ausbildung der Geländer und Brüstungen ist eine genügende Beachtung zu schenken, da diese Teile in ästhetischer Hinsicht eine gewisse Rolle spielen. Die Geländer werden in reiner Eisenkon-

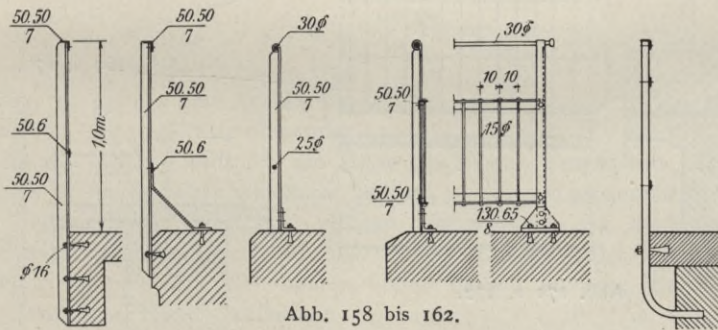


Abb. 158 bis 162.

struktion, in Eisenbeton oder in Vereinigung beider ausgeführt. Konstruktionen in Eisen zeigen die Abb. 158 bis 168. Ausführungen nach Abb. 158 u. 162 bieten den

<sup>1)</sup> Eine Ausführung nach Abb. 154a hat den Nachteil einer umständlicheren Abdichtung.

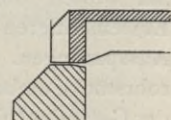


Abb. 154a.

Vorteil einer Vollaussnutzung der lichten Breite. Die Befestigung der Eisenpfosten, die in Entfernungen von etwa 2 m anzuordnen sind, erfolgt

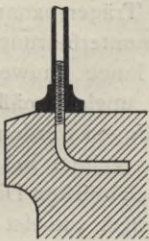


Abb. 163.

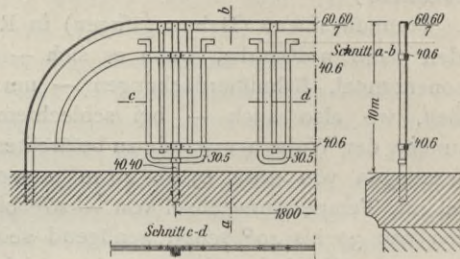


Abb. 165 u. 166.

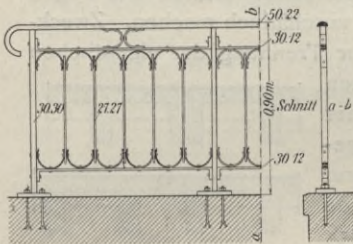


Abb. 164.

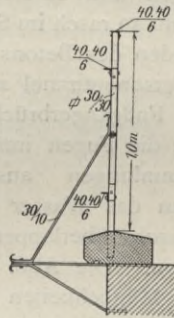


Abb. 167.

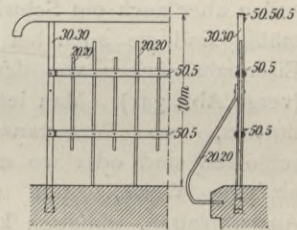


Abb. 168.

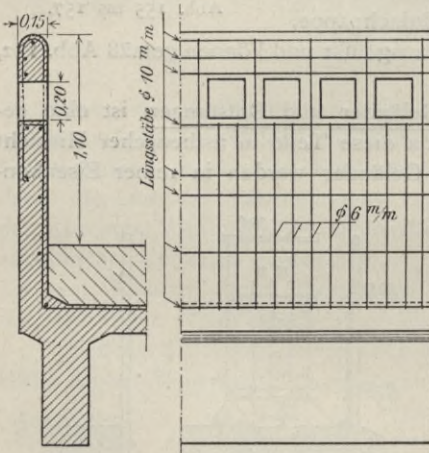


Abb. 171 u. 172.

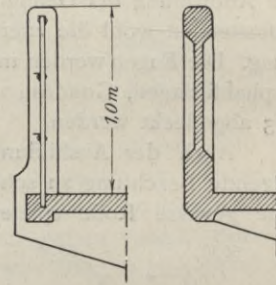


Abb. 169 u. 170.

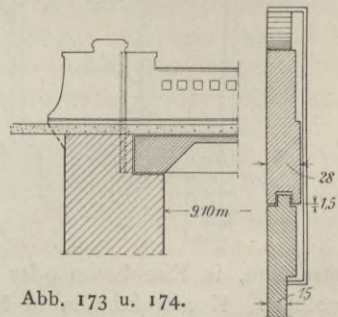


Abb. 173 u. 174.

am besten durch Dollen oder durch Einzementieren in zuvor hergestellte Aussparungen. Nach Abb. 163 sind Gasrohrstücke einbetoniert, auf welche die Pfosten aufgeschraubt werden. Höhe der Geländer (bis zur Handleiste) mindestens 1 m. Die Hauptpfosten werden in der Regel an den Enden der Fußwegrippen befestigt; nötigenfalls können

noch Zwischenpfosten vorgesehen werden. Abb. 167 u. 168 zeigen Geländerkonstruktionen mit besonderen Seitenabsteifungen. Nach Abb. 169 sind die Hauptpfosten in Eisenbeton ausgeführt und bilden die Verlängerung der Fußwegrippen. Die Füllungen können durch Eisenkonstruktion (Abb. 169) oder durch Eisenbetonplatten (Abb. 170) gebildet werden. Abb. 171 zeigt ebenfalls ein Eisenbetongeländer, diesmal — aus Schönheitsgründen — mit kleinen Durchbrechungen. Hat man es mit größeren Längen zu tun, so empfiehlt sich die Anordnung von Trennungsfugen (vergl. Abb. 14 u. 479). Die getrennten Teile greifen, in der Regel durch Zinkblech getrennt, wie Feder und Nut ineinander. Eisenbetonbrüstungen möchten möglichst nicht fest mit dem Tragwerk zusammenhängen; zum mindesten möchte man sie erst dann zur Ausführung bringen, wenn die Brücke schon ausgerüstet ist. Die Brüstungen, massiv ausgeführt, dienen auch als Schutzwände gegen Rauchbelästigung sowie gegen das Scheuwerden der Pferde bei Gleisüberführungen. Natürlich müssen derartige Schutzwände eine größere Höhe besitzen als die gewöhnlichen Geländer (vergl. Abb. 285). An den Brückenden erfolgt der Geländerabschluß in der Regel durch Postamente, durch Erker oder konsolartige Vorbauten, bei eisernen Geländern auch durch Stabverzierungen (vergl. Abb. 165). Die Hauptpfosten können hin und wieder durch Laternenmasten abgewechselt werden, die gegebenenfalls gleichzeitig zum Halten der Spanndrähte der Straßenbahn dienen. — Ist die Fahrbahn versenkt, so werden die Brüstungen durch die Hauptbrückenträger selber gebildet.

Die für die Ausbildung der Balkenbrücken in Betracht kommenden Grundformen zeigen die Abb. 175 bis 177. Ist die Spannweite sowie

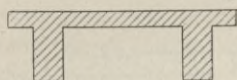


Abb. 175.

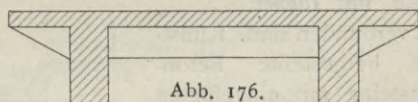


Abb. 176.

die Breite der Brücke — bei Fußgängerbrücken beispielsweise — eine geringe, so genügt eine Ausführung nach Abb. 175. Mit zunehmender Spannweite wächst natürlich die Höhe der beiden Tragbalken.

Ist eine größere Breite der Fahrbahnplatte bedingt, so kann man gemäß Abb. 176 die Platte durch Querträger stützen, desgleichen die auskragenden Seitenteile durch entsprechend angeordnete Rippen. Bei beschränkter Bauhöhe können statt der beiden hohen Balken mehrere Einzelbalken von geringerer Höhe genommen werden (Abb. 177).

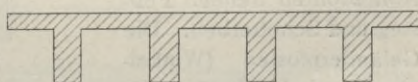


Abb. 177.

In den folgenden Abb. 178 bis 195 sind verschiedentlich ausgebildete Fahrbahnquerschnitte von Straßen- und Eisenbahnbrücken in einfachster Formgebung zur Anschauung gebracht.

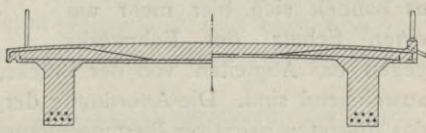


Abb. 178a.

Abb. 178b.

Abb. 178

zeigt den Querschnitt einer Fußgängerbrücke. Die Brückenbahn hat eine leichte Wölbung erhalten, so daß das Regenwasser nach beiden Seiten hin ungehindert abfließen kann.

Vorteilhafter ist aber ein erhöhter Rand gemäß Abb. 178b; das Wasser wird bis zur nächsten Entwässerungsstelle in Längsrichtung weitergeleitet (vergl. auch Abb. 185). Nach Abb. 178a kann das abfließende Wasser zu Beschmutzungen der Betonansichtsflächen Veranlassung geben.

In Abb. 179 sieht man den Querschnitt einer Straßenbrücke mit seitlich überragenden Fußstegen, die durch einen Teil der Tragstäbe der Platte mit dieser fest verbunden sind.

Künstlich hergestellte Betonrinnsteine mit eingefügten Abflußrohren trennen Fußsteg und Schotterbett. Die Geländerpfosten (Winkelisen) sind durch einbetonierte Bolzen seitlich am Fußsteg befestigt. Nach Abb. 180 sind drei Hauptbalken angewandt, die gemeinsam ein Schotterbett tragen. Eigentliche Gehwege sind nicht vorgesehen; es handelt sich hier mehr um einen Schutz des Fuhrwerks gegen das Abgleiten von der Brücke, wofür die Geländer an sich nicht ausreichend sind. Die Anordnung der Trageisen der Platten berücksichtigt das Auftreten negativer Biegunismomente. Eine ähnliche Ausführung zeigt Abb. 181. Besondere Bordsteine, von Konsolen getragen, begrenzen

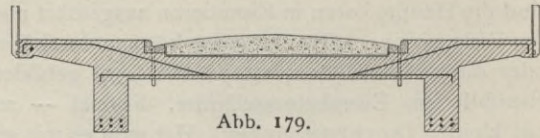


Abb. 179.

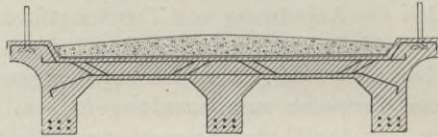


Abb. 180.

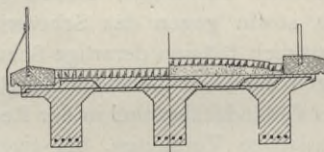


Abb. 181.

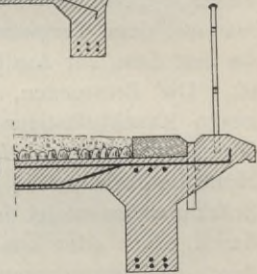


Abb. 182.

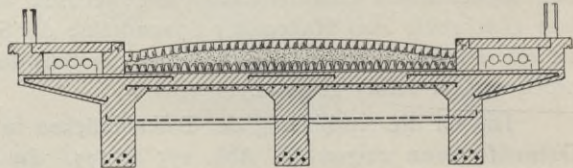


Abb. 183.

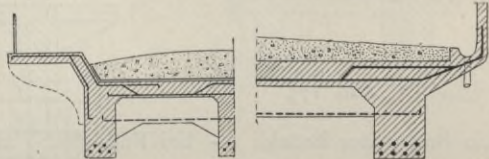


Abb. 184.

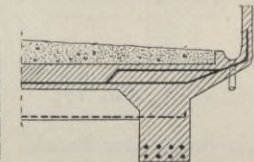


Abb. 185.

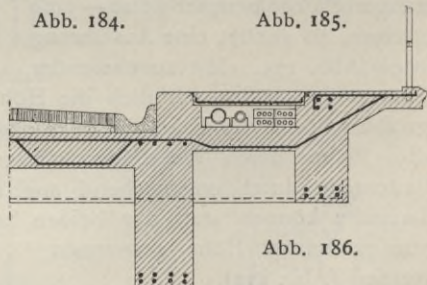


Abb. 186.

die Bordsteine, von Konsolen getragen, begrenzen



beiderseits die Brückenfahrbahn. Will man die Befestigung der Geländerpfosten in den Abdeckplatten vermeiden, so kann die Ausführung gemäß Abb. 182 erfolgen.

Weitere Querträgeranordnungen sind aus den Abb. 183 bis 186 ersichtlich.

Nach Abb. 183 bestehen die Fußstege aus

abdeckbaren Betonplatten zwecks Unterbringung von Leitungsrohren. Die Verwendung betoneiserner Abdeckplatten zu gleichem Zweck ist in Abb. 186 dargestellt. Weit auskragende Fußstege zeigt Abb. 187. Die Brüstung ist des besseren Aussehens wegen ebenfalls in Beton her-

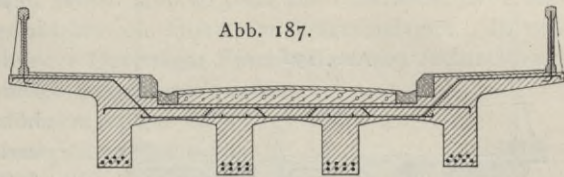


Abb. 187.

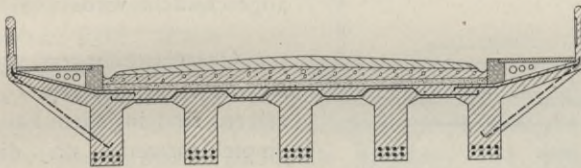


Abb. 188.

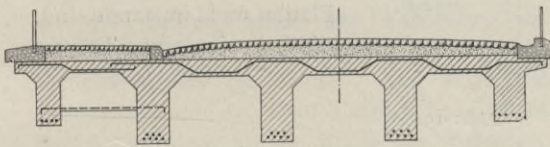


Abb. 190.

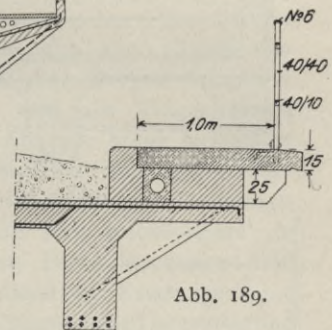


Abb. 189.

gestellt, durch außen angebrachte Vertikalrippen gestützt und durch besondere Ankerstäbe mit der Fahrbahn verbunden. Eine ähnliche, mit der Fahrbahn zusammenhängende Brüstung zeigt Abb. 188. Hier, wie auch in Abb. 189 sind die Seitenstege durch eisenverstärkte Rippen gestützt,

während unter der Abdeckung Rohrleitungen entlang geführt sind. Da die Außenträger der Straßenbrücken

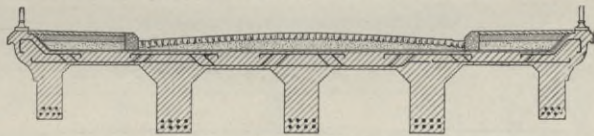
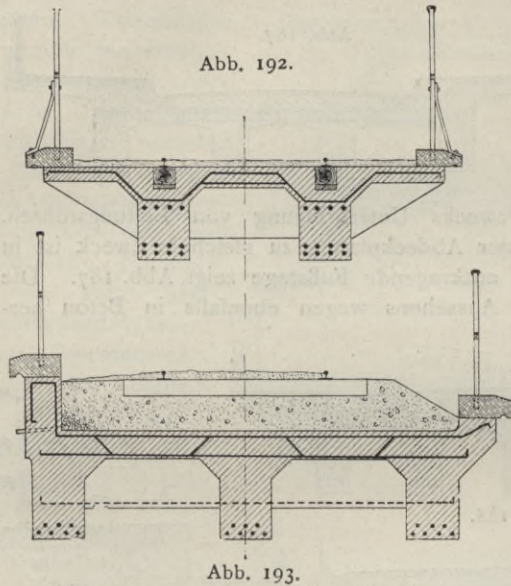


Abb. 191.

nicht in dem Maße durch Vertikallasten beansprucht werden wie die mittleren Feldträger, können sie auch kleinere Höhen- und Breitenabmessungen erhalten (Abb. 190). Ein gleiches gilt von der in Abb. 191 dargestellten Ausführung. Zur besseren Versteifung sind nach Abb. 190 die Seitenbalken durch Querträger mit den danebenliegenden Hauptbalken verbunden.

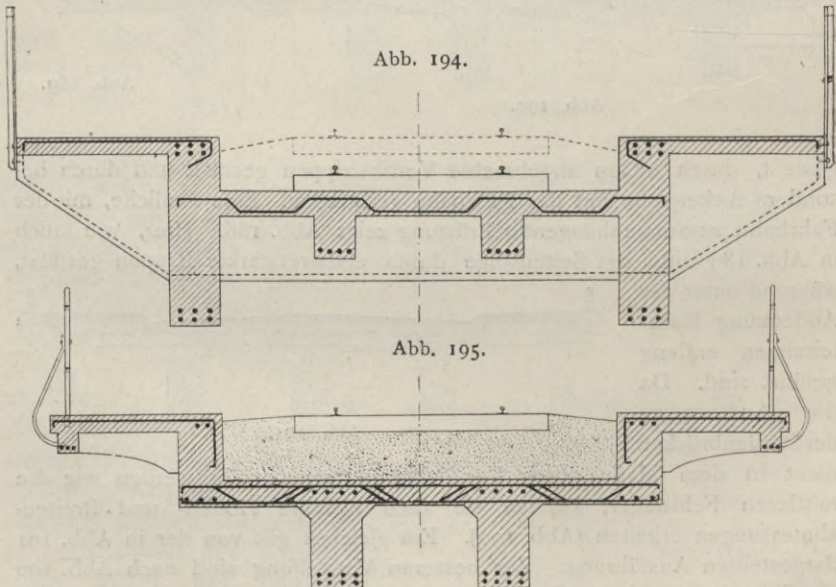
Abb. 192 zeigt den Querschnitt einer Eisenbahnbrücke, die gleichzeitig dem Fußverkehr dienen soll. Die Langschwelle liegen genau über Balkenmitte und ruhen auf einem besonders eingelegten elastischen

Polster.<sup>1)</sup> Die Betonoberfläche wird durch Kiesaufschüttung gegen Sonnenbestrahlung geschützt. Als vorteilhafter haben sich aber Querschnitts-



formen erwiesen, wie solche in den Abb. 193, 194 und 195 dargestellt sind. Die Schienen ruhen auf hölzernen Querschwellen und diese wiederum auf dem üblichen Bettungskörper, so daß also die Wirkung der rollenden Lasten auf die Brückenträger in hohem Grade abgeschwächt wird.

Querversteifungen, wie sie die Abb. 176, 183, 193 zeigen, sind in jedem Falle empfehlenswert, da die verhältnismäßig schwachen Platten nicht imstande sind, die Last des einen Trägers



auf die benachbarten Träger zu übertragen und die Durchbiegung einzelner Rippen zu verhindern. Querträger geben der ganzen Fahr-

<sup>1)</sup> Ist die zulässige Bauhöhe genügend groß, so wird man das Einlassen der Schienen in den Beton tunlichst vermeiden. Einmal wird der Betonquerschnitt in der Druckzone bedeutend geschwächt, und dann muß auch notwendigerweise für genügende Entwässerung der Schienenrinnen gesorgt werden.

bahntafel eine große Steifheit, die für eine gleichmäßige Verteilung der Brückenlasten auf mehrere Balken bürgt (vergl. auch Abb. 205). Man führe die Querträger zweckmäßig gemäß Abb. 213 bis zur Unterkante der Tragbalken oder doch wenigstens bis zur Höhe der Trägereinlagen. In vereinzelten Fällen sind statt der Querträger Einzelbalken von rechteckigem Querschnitt gemäß Abb. 196 genommen worden.

Auch die seitlich auskragenden Gehwege bieten in konstruktiver Hinsicht mancherlei Vorteile: Ersparnis an Widerlagerbreite, gleichseitige Belastung der Randbalken, Verringerung des positiven Plattenmomentes im ersten Feld durch

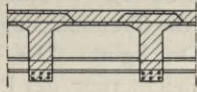


Abb. 196.

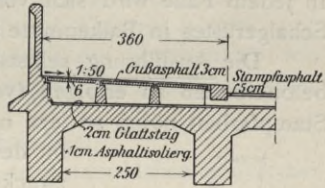
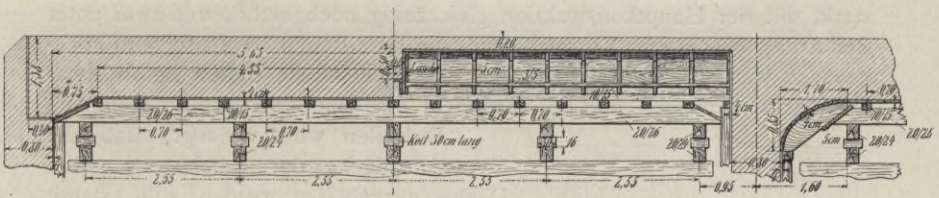


Abb. 197.

das negative Moment über den Randträgern. In statischer Hinsicht sind am vorteilhaftesten Ausführungen, wie sie die Abb. 177, 183 u. 192 zeigen, weil hier die Randbalken beiderseits eine Vergrößerung des Druckgurtes durch die Platte erhalten, und weil alle Träger gleich hoch sind. Werden die Randbalken, wie bei Abb. 187 höher ausgeführt als die Balken unter der Fahrbahn, so ergeben sich infolge der verschiedenartigen Durchbiegung der Träger oft sehr unklare Spannungsverhältnisse für die Platte. Alle diese Punkte sind insbesondere für Balkenstege mit nur zwei Trägern beachtenswert. Die Auskragungen sind fast stets kleiner als die Breite der Fußwege, damit die Kragarme keine Verkehrsbelastung erhalten. Gehwege mit Hohlräumen für Unterbringung von Leitungsröhren, Kabeln usw. sind in den Abb. 183, 186, 188 u. 189 dargestellt. Abb. 197 zeigt, daß man in dieser Hinsicht, sofern man die genügende Breite zur Verfügung hat, keinen Einschränkungen ausgesetzt ist.

Ueber Quergefälle der Gangbahnen (vergl. S. 70).



Ueber Einrüstungen der Brücken vergl. Kersten, Brücken in Eisenbeton, Teil II (Bogenbrücken), 3. Aufl., sowie Handbuch für Eisenbeton-

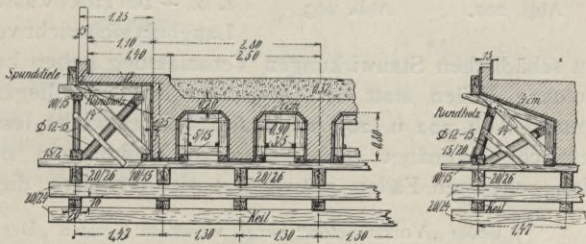


Abb. 198 bis 200.

bau, Band II, 2. Aufl. Es sei hier nur bemerkt, daß die Einschalung sehr schlanker Stege eine besondere Sorgfalt verlangt, daß man hier am besten — wie bei den Säulen — die eine Wand erst mit fortschreitender Betonierung schließt. Die Abb. 198 bis 200 geben ein Beispiel für eine zweckmäßige Einschalung. Durch Ausbildung von Sprengwerken kann man ein möglichst großes Durchfluß- bzw. Durchfahrtsprofil erlangen (vergl. Abb. 482). In jedem Falle wird sich von vornherein eine kleine Ueberhöhung des Schalgerüstes in Balkenmitte als zweckmäßig erweisen.

Die Ausführung selbst hat nach den gewöhnlichen Regeln für Eisenbetonarbeiten zu erfolgen (vergl. S. 10). Werden Unterbrechungen der Stampfarbeit nötig, so lege man die Trennungsfugen nach Möglichkeit nur in den Druckgurt. Die Eisen montiere man — zwecks Erleichterung der Prüfung — außerhalb der Schalung und hänge sie dann, fertig gebunden, in die Schalkästen ein. Besondere Sorgfalt verlangen auch die Stoßverbindungen, die Endumbiegungen, die Bügel usw. (vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Aufl.).

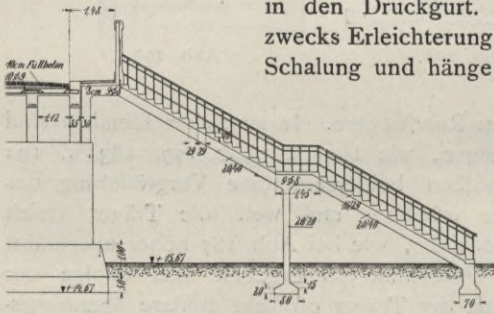


Abb. 201.

Abb. 201 zeigt die Ausbildung eines Treppenaufganges in Eisenbeton; vergl. weiterhin Abb. 497.

Für die Sichtflächen, insbesondere die Untersicht der Brückenfahrbahn genügt in der Regel ein einfacher Verputz oder ein Schlemmen. Sind höhere Anforderungen an das Aussehen der von außen sichtbaren Flächen (Widerlager, Randbalken, Zwischenpfeiler usw.) gestellt, so empfiehlt sich die Verwendung eines Vorsatzbetons<sup>1)</sup> in einem Mischungsverhältnis von etwa 1 : 3. Dieser Vorsatzbeton wird in der Regel, etwa 4 bis 6 cm stark, mit der Hauptkonstruktion gleichzeitig hochgeführt, und zwar unter Benutzung besonderer Vorsatzbleche, die dem Baufortschritt folgend hochgezogen werden. Es empfiehlt sich im allgemeinen, diesen Beton etwas feuchter anzumachen und in besonders eingehender Weise zu stampfen.

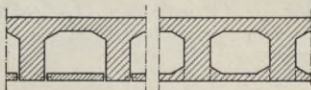


Abb. 202.

Abb. 203.

Bisweilen wird verlangt, daß die Untersichtsfläche der Brücke als glatte Decke ausgebildet werden soll, damit z. B. — bei Hochwasser — durchtreibendes Langholz sich nicht verfangen und dadurch

zu schädlichen Stauwirkungen Veranlassung geben kann. Man nimmt in solchen Fällen statt der Querträger horizontal liegende Querplatten, die gemäß Abb. 202 u. 203 am Tragbalken entweder fest angefügt oder nachträglich eingehängt sind. Derartige Maßnahmen sind allerdings nur in den seltensten Fällen notwendig; sie verteuern die Arbeit nicht unbe-

<sup>1)</sup> Ueber „Vorsatzbeton“ vergl. weiterhin Kersten „Der Eisenbetonbau“, Teil I, 8. Aufl., S. 113; außerdem „Bauausführungen mit Vorsatzbeton“, „Deutsche Bauzeitung 1911, Mitteilungen S. 137.

deutend, namentlich durch die Schwierigkeit der Einschalung bzw. das Herausbringen der Schalhölzer.

Um einen Anhalt für die Aufstellung des Entwurfes, für die **Wahl der Grundmaße** zu gewinnen, sind im Handbuch für Eisenbetonbau VI. Band, 2. Aufl. — bearbeitet von W. Gehler, Dresden — eine größere Anzahl ausgeführter Brücken mit Angabe der verschiedenen Grundmaße zusammengestellt worden. Das Ergebnis dieser vergleichenden Zusammenstellung ist in der Hauptsache das folgende (vergl. Abb. 204 u. 205):

Stützweite  $l = \text{Lichtweite } L + 2 \cdot \text{Abstand } e \text{ des Stützpunktes von Widerlagervorderkante.}$  Um zu starke Kantenpressungen zu vermeiden, nehme man

$$l = 1,03 L + 0,40^1 \text{ (in m gemessen).}$$

Ist bei schiefen Brücken  $\alpha$  der Winkel zwischen Brückenachse und Achse der Unterführung, so ist der Wert für  $l$  mit  $1/\cos \alpha$  zu multiplizieren.

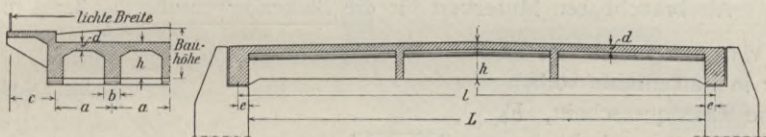


Abb. 204 u. 205.

Mindestbreite der Fahrstraße etwa 4 m. Es ist dann noch ein Ausweichen zweier sich begegnender Wagen möglich.

Trägerhöhe  $h = 1/10$  bis  $1/14 l$ , bei Gangstegen bis  $1/20 l$ . Bei nicht beschränkter Bauhöhe, aber großer Stützweite gehe man bis auf  $1/10 - 1/11 l$ .

Balkenbreite  $b = 1/2$  bis  $1/3 h$ , gewöhnlich 30 bis 40 cm. Zu schlanken Stege sind im allgemeinen nicht günstig. Es muß jedenfalls genügende Breite sowohl für die Scher- und Haftspannungen, als auch für das Einsteigen in den Schalkasten und das Einlegen der Eisen vorhanden sein.

Die Anzahl der Balken ist möglichst gering anzunehmen, im allgemeinen nicht mehr als fünf Stück. In wirtschaftlicher Hinsicht ist zu bedenken, daß jeder Balken einen besonderen Lehrgerüstbinder und eine besondere Einschalung benötigt. Der Abstand der Balkenmitten  $a$  ist gleichzeitig als Stützweite der Platte anzusehen und beträgt 1 bis 2 m. Bei Straßenbrücken ist er annähernd gleich der Spurweite der Wagen.

Die Plattenstärke  $d$  ist abhängig vom Balkenabstand  $a$ , von der Größe der Raddrücke und der Ausbildung der Fahrbahndecke. Uebliche Plattenstärken sind:

bei Gangstegen und leichten Weg-				
brücken . . . . .	8	bis	15	cm, i. M. 13 cm,
„ leichteren Straßenbrücken . .	12	„	16	„ „ 15 „
„ gewöhnlichen städtischen				
Straßenbrücken . . . . .	14	„	20	„ „ 17 „
„ schweren städtischen Straßen-				
brücken . . . . .	15	„	25	„ „ 20 „

<sup>1)</sup> Viele ausgeführte Brücken zeigen allerdings geringere Werte für  $l$ ; doch sollte man hier, schon in Rücksicht auf eine bessere Standfestigkeit der Widerlager, nicht allzu sparsam vorgehen.

Größere Plattenstärken können nur dann notwendig werden, wenn keine Querträger vorhanden sind.

Ueber Mindest-Fahrbahnstärken vergl. S. 73.

Auskrägung in Plattenform  $c : a = 0,30$  bis  $0,70$ . Bei höheren Werten sind Konsolrippen notwendig; die Einlagen der Platten liegen dann in Längsrichtung der Brücke.

Mindestbreite der seitlichen Gehwege zum Ausweichen zweier Personen =  $1,50$  m, bei gleichbleibender Verkehrsrichtung =  $0,80$  m. Gewöhnlich nimmt man als Breite dieser Gehwege etwa  $\frac{1}{3}$  der Fahrstraßenbreite an.

Für überschlägige Preisermittlungen kann man als Betonvolumen etwa  $0,4$  cbm für  $1$  m<sup>2</sup> der Brückentafel und als Schalungsverhältnis etwa  $2,2$  m<sup>2</sup> (bei sehr schlanken und eng angeordneten Stegen bis zu  $3,5$  m<sup>2</sup>) abgewinkelte Schalfläche auf  $1$  m<sup>2</sup> Brückentafel (Grundrißfläche der Brücke) rechnen.

Als brauchbaren Mittelwert für die Balkenbewehrung  $\frac{F_c}{F_b}$  kann man  $\frac{1}{2}$  vH. annehmen.  $F_c$  ist der in Balkenmitte vorhandene Eisenquerschnitt,  $F_b$  der Betonquerschnitt von Oberkante Platte bis zur Schwerlinie der Einlage (gemäß Abb. 206 =  $a \cdot h'$ ).



Abb. 206.

Lichte Durchfahrts-  
höhen bei Brücken über Wasserläufen mindestens  $0,50$  m über Hochwasserspiegel (bei unschiffbaren Gewässern), bei Brücken über öffentliche Straßen und Wege  $2,50$  bis  $4,50$  m und bei Brücken über Eisenbahngleisen (Vollspurbahnen) mindestens  $4,90$  m über Schienenoberkante. Abb. 207 zeigt das Lichtraumprofil für Eisenbahngleise der freien Strecke; oft wird hier noch eine Erweiterung der Maße um  $10$  cm verlangt.

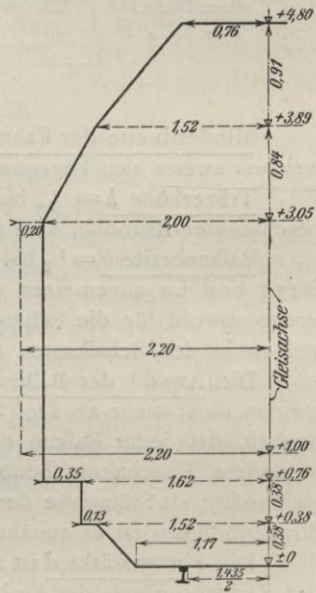


Abb. 207.

Im folgenden sollen verschiedenliche Formgebungen und Ausgestaltungen von einfachen Balkenbrücken zur kurzen Besprechung gelangen.

Zunächst zeigt Abb. 208 die Ausführung einer Fußwegunterführung auf Bahnhof Feuerbach i. B. Die Spannweite der Träger beträgt  $6$  m; für Balkenmitte sind als Einlage  $10$  Rundeisen  $32$  mm vorgesehen. Die Entwässerung des Brückenwerkes ist mit besonderer Sorgfalt vorgenommen worden. Bei derartigen, oft recht langen Unterführungen und Tunnel wählt man gerne, zur Vereinfachung der Einrüstung, die Abmessungen der Balken gleich groß und trägt den verschiedenen Belastungen dadurch Rechnung, daß man die Rippen weiter und enger legt und die Bewehrung verschieden stark macht.

Die Tiggebrücke im Zuge der Straße von Herzebrock nach Gütersloh, eine Ausführung der Firma Franz Schlüter, Dortmund, besteht, wie Abb. 212 zeigt, aus vier Balken von

12 m Lichtweite, 0,40 m Breite und 0,85 m Gesamthöhe. Die Bewehrung erfolgt durch je 10 Rundeisen von 30 bzw. 33 mm Durchmesser. Die Balken wurden als frei aufliegende Träger mit einer Stützweite von 12,60 m berechnet.<sup>1)</sup>

Als Verkehrsbelastung diente eine Dampfwalze von 20 t Gesamtgewicht. Die Platte ist 0,25 m stark und wurde als teilweise eingespannter Träger auf zwei Stützen für 1,75 m Stützweite (Entfernung der Balkenlängsachsen) berechnet. Die Bewehrung der

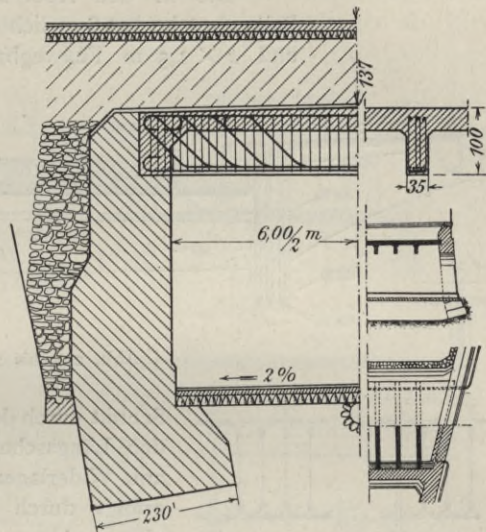


Abb. 208 bis 211.

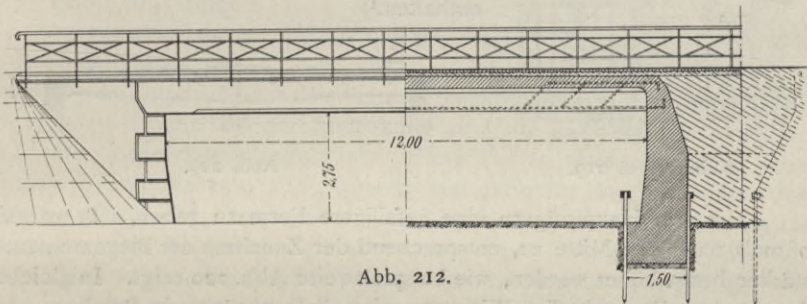


Abb. 212.

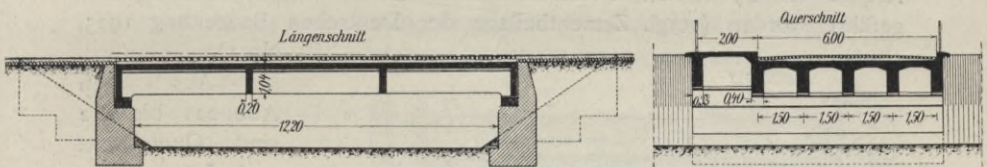


Abb. 213 u. 214.

Platte erfolgt durch 11 Rundeisen von 13 mm Durchmesser für 1 m Breite. Eine Fußstegauskragung von 1 m ist nur an einer Seite der Brückenfahrbahn vorgesehen.

<sup>1)</sup> Aus diesem Grunde wäre es auch vorteilhafter, wenn Tragwerk und Widerlager gemäß Abb. 154 durch eine Fuge voneinander getrennt werden; vergl. auch Abb. 52 auf S. 44.

Ein Brückenwerk gleicher Spannweite (12,20 m), ebenfalls mit nur einem seitlichen Fußsteg, ist aus den Abb. 213 u. 214 ersichtlich.

Die in den Abb. 215 bis 219 veranschaulichte Balkenbrücke hat 8 m lichte Spannweite, 5 m Fahrbahn- und  $2 \times 1,5$  m Fußwegbreite. Abb. 218 zeigt einen

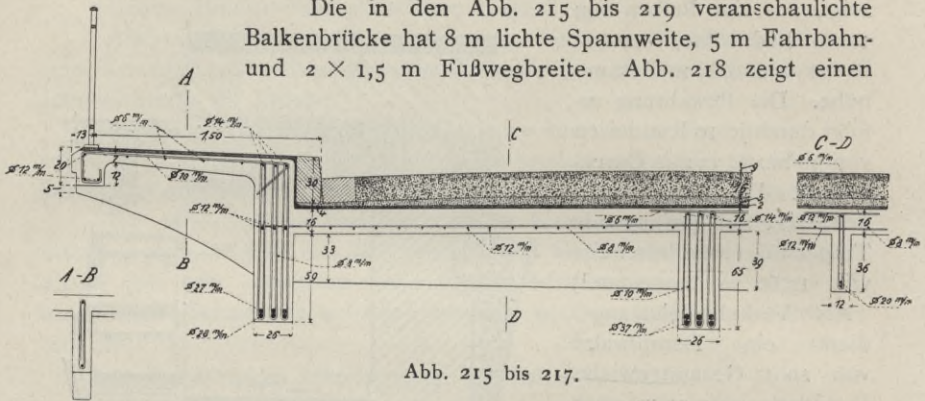


Abb. 215 bis 217.

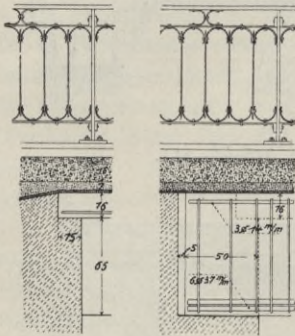


Abb. 218 u. 219.

Schnitt durch den Widerlagerkörper, Abb. 219 den Längsschnitt durch einen Hauptträger am Widerlager. Die Auflagerung selbst erfolgt durch eine etwa 2 cm starke Bleiplatte. Alle notwendigen Maße und Eisenangaben sind in den genannten Abbildungen enthalten.<sup>1)</sup>

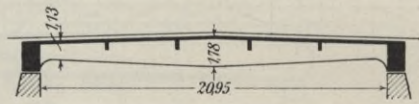


Abb. 220.

Um den Hauptträgern eine gefälligere Form zu geben, läßt man sie oftmals nach der Mitte zu, entsprechend der Zunahme der Biegemomente, stärker bzw. höher werden, wie beispielsweise Abb. 220 zeigt. In gleicher Art ist von Dyckerhoff u. Widmann eine Balkenbrücke in Bamberg ausgeführt worden (vergl. Zementbeilage der Deutschen Bauzeitung 1905, Nr. 1).

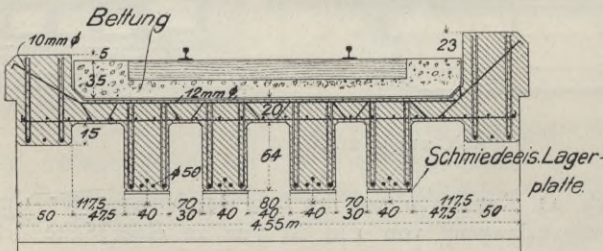


Abb. 221.

Aus den Abb. 221 bis 222 sind Querschnitt und Längsschnitt einer Eisenbahnbrücke auf der Strecke Villach—Rosenbachthal (k. Eisenbahnbau-

<sup>1)</sup> Ueber genauere Angaben vergleiche Tédesco „Recueil de types de ponts pour routes en ciment armé, calculés conformément à la circulaire ministérielle du 20. octobre 1906“.



leitung Klagenfurt) zu ersehen. Die lichte Weite beträgt 6 m und die Brückenbreite 4,55 m. Die Tragebalken ruhen, durch schmiedeeiserne Lagerplatten getrennt (vergl. auch Abb. 60), in einem Betonaufleger, das von einem Bruchsteinmauerwerk getragen wird. Die Stirnbalken sind hier, im Gegensatz zu Abb. 183, als Träger ausgebildet; vergl. auch Abb. 195. Die wasserdichte Abdeckung erfolgt durch Asphalt mit 2 Juteeinlagen und ist über die Widerlager geführt, um ein Durchnässen am Auflager zu verhindern. Damit diese

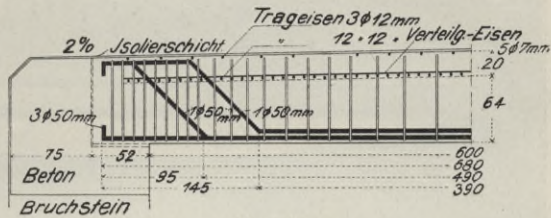
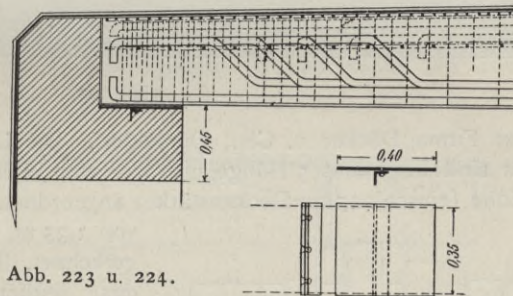


Abb. 222.

Asphaltabdeckung durch das Unterkrampen der Eisenbahnschwellen nicht beschädigt oder zerrissen wird, wurde sie mit einem Betonmörtelstrich von 2 cm Stärke versehen.

Abb. 223 zeigt die Ausgestaltung der Plattenbalkendecke für

Abb. 223 u. 224.



einen offenen Durchlaß nach den Wiener Vorschriften (vergl. S. 25 sowie S. 42). Unter allen Tragbalken der Abdeckung sind am Auflager 15 mm starke flußeiserne Lagerplatten angeordnet. Diese Platten werden sofort in dem frischen Widerlagerbeton (1 : 6) versetzt und dann vor dem Betonieren des Tragwerks auf der oberen Fläche mit einem fetten oder Graphitanstrich versehen. Das Schließen der Ausdehnungsfugen erfolgt auch hier mit Asphalt Dachpappe. Bei 4,55 m Gesamtbreite der Tragplatte, 0,80 m Balkenhöhe in Brückenmitte und 8 m lichter Brückenspannweite sind insgesamt erforderlich rd. 22 cbm Beton (1 : 3) und 57 m<sup>2</sup> Asphaltabdeckung. Die Druckeinlagen sind der besseren Uebersicht wegen gestrichelt angegeben, desgl. die Bügeleisen.

Auch die Möllersche Bauweise wird vielfach für Straßen- und Eisenbahnbrücken verwandt. Die Gurtträger üben nur lotrechten Druck, also keinen Seitenschub auf die Widerlager aus. Letztere brauchen deshalb nur geringe Stärken zu erhalten. Im allgemeinen genügen bei der Möllerbrücke die etwa vorhandenen Ufermauern vollständig als Widerlager. Die Träger wirken mehr wie ein Hängewerk, zählen also eigentlich nicht so recht zu den reinen Eisenbetonkonstruktionen. An Bauhöhe genügt im äußersten Falle  $\frac{1}{20}$  der Spannweite. Die Bewehrung erfolgt, wie schon auf Seite 39 erwähnt, in der Regel durch Flacheisen, die aber auch durch Stahlkabel ersetzt werden können. Die Druckeinlage bilden gewalzte Profile. Man kann ganz beträchtliche Spannweiten erzielen. Beispiels-

weise hat die Möller-Brücke über die Weißeritz in Dresden eine solche von 26 m. Eine kleinere Ausführung der Möller-Bauweise zeigt die Abb. 225, eine Straßenbrücke über den Mühlgraben in Herbede i. W., ausgeführt von

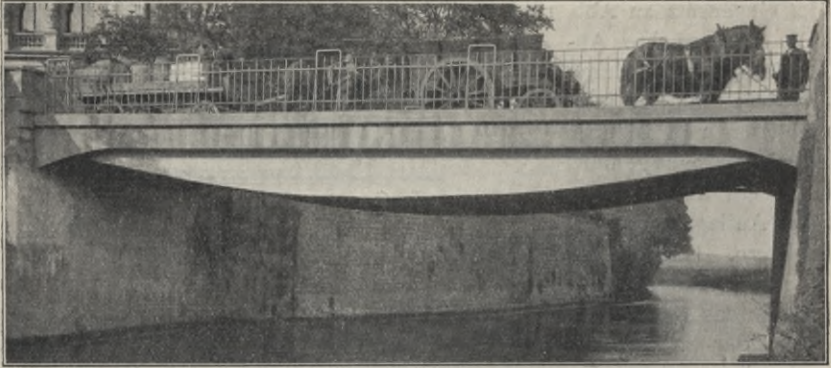


Abb. 225.

der Firma Dücker u. Cie., Düsseldorf. Die Lichtweite beträgt 14,50 m. Es sind insgesamt 5 Hängegurträger von 30 cm Breite und 1,15 m max. Höhe (einschl. 25 cm Deckenstärke) angeordnet, und zwar in Entfernungen von 1,35 m, von Mitte bis Mitte Träger gerechnet. Breite der Fahrbahn 4,50 m. des seitlichen Fußsteiges 1,50 m, Abb. 226 zeigt die Ausbildung eines Gurtendes; die abgewickelte Länge des Flacheisens (28,0 · 2,5 cm) beträgt rd. 16 m. In architektonischer Hinsicht sei darauf hingewiesen, daß die an sich schwere Wirkung der Brücke durch Flächen- und Massenvermehrung nach der Mitte hin — im Gegensatz zu den sonst üblichen Verhältnissen — wieder ausgeglichen wird durch die

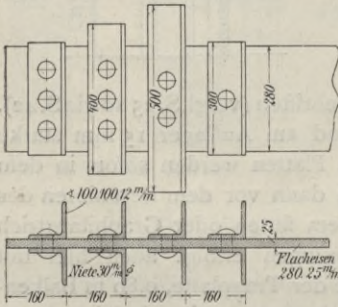


Abb. 226.

voutenförmige Eckausrundung der seitlichen Auskrägung.<sup>1)</sup>

**Freiträger mit Kragarmen** gelangen dann mit Vorteil zur Anwendung, wenn eine möglichst geringe Konstruktionshöhe gefordert wird und die Bodenverhältnisse für die Verwendung einer Bogenbrücke oder einer Rahmenkonstruktion — wegen des auftretenden Horizontalschubes — zu schlechte und unzuverlässige sind. Derartige Brückenformen eignen sich besonders für die Ueberführung einer auf geschüttetem Damm liegenden Straße über eine Bahnlinie (Abb. 228) oder einen Fluß (Abb. 231). Sie bieten hier den großen Vorteil, daß das wenig tragfähige, bewegliche

<sup>1)</sup> Ueber Berechnung einer Möller-Brücke (Straßenbrücke von 8,50 m Lichtweite) vergl. Zeitschrift für Tiefbau 1907, Nr. 3.

Böschungserdreich, das Setzungen oder Rutschungen befürchten läßt, keinen Druck erfährt, daß man die oft sehr kostspieligen Endwiderlager (vergl. Abb. 469) erspart und daß man auf statisch unbestimmte Balkenformen — kontinuier-

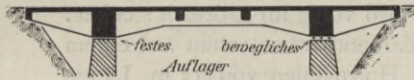


Abb. 227.

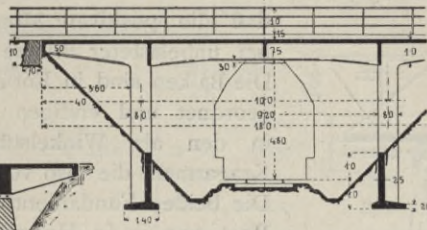
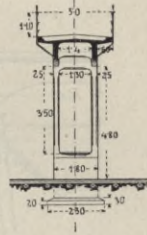


Abb. 228 u. 229.



liche Träger auf 4 Stützen mit großer Mittelöffnung — verzichten kann (vergl. Abb. 445). Immerhin sei darauf aufmerksam gemacht, daß eine einwandfreie statische Bestimmtheit eigentlich nur dann vorliegt, wenn gemäß Abb. 227 die Tragbalken mit den Stützen in keinem festen Zusammenhange stehen.<sup>2)</sup> Andernfalls handelt es sich mehr um zwei-stielige Rahmenkonstruktionen mit seitlichen Kragarmen (vergl. S. 167).

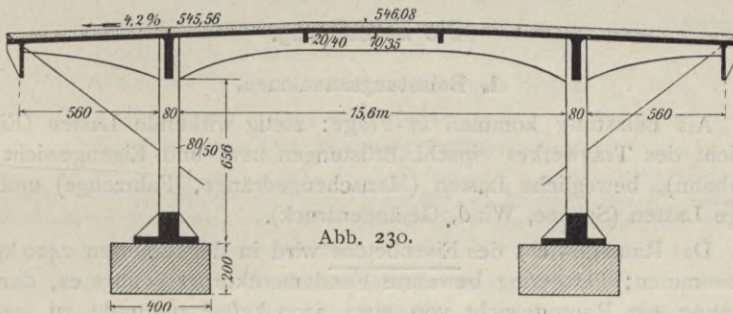


Abb. 230.

Die Spannweite der in Abb. 228 dargestellten Brücke beträgt 10 m, die beiderseitige Auskragung je 4 m, die lichte Brückenbreite 3 m. Abb. 230 zeigt den Längsschnitt einer Wegüberführung auf der Strecke Biberach—Ummendorf. Lichte Weite zwischen den Rahmenstützen 15,60 m, seitliche Auskragungen 6,10 m. Eisenbewehrung in Brückenmitte 2 R.-E. 28 mm und 1 R.-E. 26 mm im Zuggurt, 2 R.-E. 22 mm im Druckgurt. Eisenbewehrung über den Stützen (bei 1,80 m Balkenhöhe) 4 R.-E. 22 mm, 4 R.-E. 28 mm, 2 R.-E. 26 mm im Zuggurt, 2 R.-E. 26 mm und 3 R.-E. 28 mm im Druckgurt. Die Säulen sind mit 6 R.-E. 28 mm bewehrt; die Eisen sind spiralförmig umschnürt (R.-E. 7 mm, Ganghöhe oben 10 cm, unten 15 cm). Die Wölbung der Trägerunterkante, bedingt durch die Wirkung der Kragarme, wirkt auch in ästhetischer Hinsicht nur günstig.

Besonders empfehlenswert ist die Ausbildung der Kragarme als Winkelstützmauern, die nicht nur als Abschluß des Erdreiches zu dienen haben, sondern durch ihr Eigengewicht und das Gewicht der Ueberschüttung eine Verminderung der positiven Momente des frei auf-

<sup>2)</sup> Ueber Ausbildung der Pfeiler vergl. Abschnitt IV, D. (S. 152 u. f.).

liegenden Trägers herbeiführen sollen. Bei der in Abb. 231 dargestellten Brücke (Straßenbrücke in Kiel, Firma Weirich u. Reinken) von 16 m Lichtweite und 23,5 m Lichtbreite ist die Ausladung so bemessen worden, daß die positiven Momente in Brückenmitte bei unbelasteter Brücke nahezu Null werden. Die Balken sind in Entfernungen von 2,0 m angeordnet und endigen in Form von Rippen in den als Winkelstützmauer ausgebildeten Kragarmen, die also völlig im Erdreich stecken. Die beiden Fundamentplatten ruhen auf einem Rost von je 69 Holzpfählen von 15 m Länge und 35 cm Durchmesser. Ueber die Ausbildung der Lagerung vergl. S. 76, über die Berechnung der ganzen Brücke vergl. Beton u. Eisen 1910, S. 124. — Ueber ähnliche Ausführungen vergl. Abb. 419, 420 u. 445; ebenso vergl. Abb. 377 sowie S. 159 bis 165 (Gelenkträger).

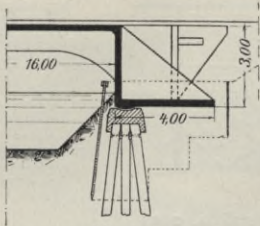


Abb. 231.

Weitere einfache Balkenformen sind auf den Seiten 152 bis 158 beschrieben.

### Die Berechnung.

#### 1. Belastungsannahmen.

Als Belastung kommen in Frage: stetig wirkende Lasten (Eigengewicht des Tragwerkes einschl. Brüstungen usw. und Eigengewicht der Fahrbahn), bewegliche Lasten (Menschengedränge, Fahrzeuge) und zufällige Lasten (Schnee, Wind, Geländerdruck).

Das Raumbgewicht des Eisenbetons wird in der Regel zu 2400 kg/m<sup>3</sup> angenommen; für gering bewehrte Fundamentkörper genügt es, der Berechnung ein Raumbgewicht von etwa 2300 kg/m<sup>3</sup> zugrunde zu legen.<sup>1)</sup>

Das Raumbgewicht des nicht bewehrten Betons ist sehr verschieden und richtet sich vornehmlich nach der Güte der aufgewandten Stampfarbeit, der Höhe des Wasserzusatzes und der Auswahl der Materialien, während die Wahl des jeweilig zu verwendenden Mischungsverhältnisses weniger von Belang ist.<sup>2)</sup> Unter normalen Verhältnissen sind die Raumbgewichte einzelner Betonsorten etwa folgende:

<sup>1)</sup> Die Schweizerischen „Vorschriften über Bauten in armiertem Beton“ (Juni 1909) schreiben ein Raumbgewicht von 2500 kg/m<sup>3</sup> als Grundlage für die statische Berechnung vor; hierbei ist jedoch die nicht beabsichtigte, aber kaum vermeidliche Zunahme an Dicke in der Ausführung mitberücksichtigt.

<sup>2)</sup> Für einen normal hergestellten Kiesbeton kämen vergleichsweise etwa folgende Mittelwerte in Frage:

Mischung . . . . .	1:3	1:5	1:7	1:10	1:12	1:15
Raumbgewicht in kg/m <sup>3</sup> . . . . .	2300	2250	2200	2170	2150	2140

Probewürfel zeigen in der Regel ein größeres Raumbgewicht, als solches dem Beton des betreffenden Bauwerkes entsprechen würde, da hier weitaus intensiver gestampft wird. Je kleiner das Raumbgewicht, um so geringer natürlich auch die Festigkeit des Betons.

Beton mit	Raumgewicht in kg/m <sup>3</sup>	Mittelwert in kg/m <sup>3</sup>
Kies (Kiessand) . . . . .	1800 bis 2400	2200
Granitschotter . . . . .	2000 „ 2500	2300
Basaltschotter . . . . .	2200 „ 2800	2400
Kalkstein oder Sandstein . . . . .	2000 „ 2200	2100
Ziegelschotter . . . . .	1500 „ 2000	1800
Bimskies <sup>1)</sup> . . . . .	1000 „ 1500	1300
Kohlenschlacke <sup>1)</sup> . . . . .	900 „ 1500	1300

Gewichtsmittelwerte für die Fahrbahnen, Widerlager und Flügelmauern sind folgende:

Ziegelmauerwerk . . . . .	1800 kg/m <sup>3</sup>	Stampfasphalt . . . . .	2400 kg/m <sup>3</sup>
Klinkermauerwerk . . . . .	1900 „	Gußasphalt . . . . .	2200 „
Granit . . . . .	2800 „	Gewalzter Kies . . . . .	2000 „
Sand . . . . .	1600 kg/m <sup>3</sup>		
Kiefern- und Eichenholz (getränkt) . . . . .	1000 „		
Schienen einschl. Kleineisenzeug 50 bis 60 kg/m Schiene			
Geländer in Eisen . . . . .	30 „ 80 „		
Geländer in Beton . . . . .	200 „ 500 „		
1 cm starker Zementmörtelputz . . . . .	25 kg/m <sup>2</sup>		
1 cm starkes zähes Dichtungsmaterial . . . . .	10 „		

Im Handbuch für Eisenbetonbau, VI. Band, 2. Auflage, sind für einige der gebräuchlichsten Fahrbahn- und Gehwegenordnungen die nachstehenden, für 1 m<sup>2</sup> Grundfläche berechneten Werte angegeben:

Granitpflaster von 16 cm Würfelgröße in 5 cm starkem Sandbett oder 2 cm starkem Mörtelbett versetzt . . . . .	rd. 500 kg/m <sup>2</sup>
Chaussierung von 25 cm Stärke . . . . .	„ 500 „
Kleinpflaster von 12 cm Würfelgröße auf 4 cm starkem Sandbett versetzt . . . . .	„ 340 „
Hartholzplaster von 10,5 cm Höhe auf gut geglätteter Beton- oberfläche in Asphalt versetzt <sup>2)</sup> . . . . .	„ 150 „
Stampfasphaltbelag von 5 cm Stärke . . . . .	„ 120 „
Granitplattenbelag für Fußwege, i. M. 13 cm stark, auf 5 cm starkem Sandbett versetzt . . . . .	„ 450 „
Gußasphalt von 3 cm Stärke oder Asphaltplattenbelag von gleicher Stärke auf glatt abgeriebener Betonoberfläche . . . . .	„ 70 „
Bekiesung von 10 cm Stärke . . . . .	„ 170 „

Schneebelastung bleibt zumeist außer Betracht, ebenso Winddruck. Nur beim Vorhandensein hoher Schutzwände gemäß Abb. 285 ist die wagerechte Windkraft in Rücksicht zu ziehen und das Windmoment auch bei der Berechnung der seitlichen Auskragungen in Rechnung zu stellen.

<sup>1)</sup> Für Bims- und Schlackenbeton werden zumeist zu geringe Raumgewichte angegeben; man hat sogar schon Raumgewichte von 1500 bis 1700 kg/m<sup>3</sup> für diese Betonsorten festgestellt.

<sup>2)</sup> Hirnholzplaster ist etwas leichter (rd. 130 kg/m<sup>2</sup>).

Für diese seitlichen Auskragungen kommt auch ein von innen nach außen wirkender Geländerdruck von 50 bis 100 kg/lfd. m, am Geländerholm angreifend, in Frage.<sup>1)</sup>

Was die Verteilung des Eigengewichtes und der Beschotterung auf die einzelnen Tragbalken betrifft, so nimmt man gewöhnlich auf die lastverteilende Wirkung der Querträger und der Platte keine Rücksicht und rechnet die Belastung von Mitte bis Mitte Platte. Sind Querträger vorhanden, so ist eine Verteilung der Lasten auf die einzelnen Träger im Verhältnis der Trägheitsmomente ihrer wirksamen Querschnitte gemäß

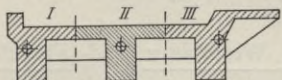


Abb. 232.

Abb. 232 empfehlenswerter. Zum mindesten müßte der Mittelwert aus beiden Rechnungsannahmen genommen werden.

Die behördlichen Vorschriften für Annahme von Menschengedränge sind verschieden.

Berlin schreibt 500 kg/m<sup>2</sup> für die Gangbahnen und 400 kg/m<sup>2</sup> für die Fahrbahn (neben den Fahrzeugen) vor, gleichmäßig verteilt.

Als Fahrzeuge für Straßenbrücken kommen in Betracht: Lastwagen (vergl. Abb. 257), Pferde- und Dampfwalzen (vergl. Abb. 255), Straßenbahnwagen. Straßenwalzen sind hauptsächlich für die Tragbalken in Rechnung zu stellen; für die Fahrbahnplatten kommen sie wegen der großen Felgenbreiten weniger in Frage. Stoßwirkungen bleiben mit Rücksicht auf die sonstigen reichlichen Annahmen und auf die große Masse des Tragwerkes zumeist unberücksichtigt.

Falls nicht besondere Vorschriften für die anzunehmende Verkehrslast vorliegen, ist es nach Gehler (Handbuch für Eisenbetonbau, VI. Band, 2. Auflage) empfehlenswert, den statischen Berechnungen der Straßenbrücken folgende Belastungen zugrunde zu legen:

1. bei Brücken auf dem Lande, für Feldwege, Nebenstraßen u. dergl., falls nicht Dampfpflüge oder Lokomobile in Betracht kommen, Menschengedränge von  $p = 350 \text{ kg/m}^2$  und eine einzelne Achslast von 2 t bzw. eine Pferdewalze von 6 t Gewicht bei 1 m Walzenbreite;
2. bei Brücken für Staatsstraßen und Hauptstraßen auf dem Lande, sowie für städtische Straßen von geringerer Bedeutung  $p = 400 \text{ kg/m}^2$ , einen 6 t-Wagen bzw. eine Achslast von 4 t oder eine Dampfwalze von 17,5 t Gewicht;
3. bei Brücken für städtische Straßen in Hauptverkehrszügen  $p = 560 \text{ kg/m}^2$  für die Gangbahnen,  $p = 400 \text{ kg/m}^2$  für die nicht von Wagen besetzten Teile der Fahrbahnen, für diese aber 12 t-Wagen bzw. eine einzelne Achslast von 8 t oder eine Dampfwalze von 23 t;
4. mit noch schwereren Wagen (Kesseltransporten von 20 bis 40 t) wäre nur bei Fabrikzufahrten oder bei einzelnen besonders auszuwählenden Brücken in Fabrikstädten zu rechnen.

Abb. 233 zeigt den Lastenzug für Eisenbahnbrücken der Klasse Ia der preußischen Staatsbahnen (Erlaß vom 1. Mai 1903). Neuerdings sind die Achslasten der Lokomotive auf 20 t und die des Tenders auf 15 t erhöht worden. Es ist ein Zug aus 2 Lokomotiven in ungünstigster

<sup>1)</sup> Hin und wieder wird für die statische Berechnung auch ein senkrecht wirkender Druck von 50 bis 100 kg/lfd. m Geländerholm vorgeschrieben.

Stellung mit einer unbeschränkten Anzahl einseitig angehängter Güterwagen anzunehmen. Bei der Berechnung kleinerer Brücken sind, soweit

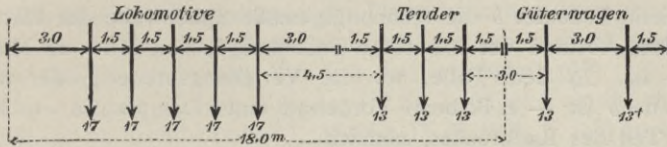


Abb. 233.

sich hierdurch größere Beanspruchungen ergeben als durch die angegebene Lokomotive, folgende Belastungen anzunehmen:

- |   |                 |      |           |      |
|---|-----------------|------|-----------|------|
| 1 | Achse mit . . . | 20 t | Belastung | oder |
| 2 | Achsen mit je   | 20 t | „         | „    |
| 3 | „ „ „           | 19 t | „         | „    |
| 4 | „ „ „           | 18 t | „         | „    |

mit einem Achsabstand von je 1,5 m. Vergl. weiterhin das „Taschenbuch der Hütte“, III. Band, 21. Auflage, S. 82.

## 2. Berechnung der Fahrbahnplatte.

Die Platte soll die Lasten aufnehmen, auf die Tragbalken übertragen, gleichzeitig dabei als Druckgurt für diese Balken dienen und schließlich noch — wenn keine Querträger vorhanden sind — die Balken gegenseitig absteifen.

Ungünstiger als Menschengedränge wirkt eine Einzellast in Plattenmitte. Man stellt also das Fahrzeug (Wagen oder Dampfwalze) in Richtung der Brückenachse so auf, daß der größte Raddruck gerade auf Plattenmitte zu stehen kommt. Dieser Raddruck verteilt sich dann — wie bei den Durchlaßplatten besprochen — durch die Schotterschicht bis auf die Betonplatte (oder bis auf die Eisenzone) unter einem Winkel von  $45^\circ$  oder  $60^\circ$ .

Beim Vorhandensein einer genügenden Quereinlage ermittelt man die Verteilungsbreite in Richtung der Plattenstützweite mit Hilfe der Formel (Abb. 67 u. 234)

$$t = a + 2 \delta$$

( $a$  = Felgen- bzw. Walzenbreite in cm und  $\delta$  = Stärke der Schotterfahrbahn in cm).

Quer zur Plattenstützweite (in Richtung der Tragbalken) kann man die Verteilungslänge gemäß Abb. 234 zu

$$s = a' + 2(\delta + d)$$

annehmen; und zwar bedeutet  $a'$  die in die Fahrbahn eingedrückte Strecke des Radumfanges.  $a'$  ist abhängig von der Beschaffenheit der Fahrbahn und vom Raddurchmesser; man nehme bei Lastwagen  $a' =$  Felgenbreite und bei Dampfwalzen  $a' = 0,20$  m. Die Größtwerte für  $t$  und  $s$  sind gleich dem Abstand der benachbarten Radlasten.

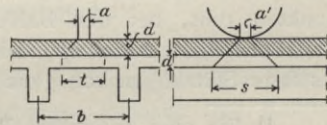


Abb. 234.

Man findet gemäß Abb. 260 das Moment in Plattenmitte zu<sup>1)</sup>

$$M_p = A \cdot \frac{b}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{t}{4} = \frac{P(2b - t)}{8}.$$

Hierin bedeutet  $b$  die rechnungsgemäße Spannweite der Platte, die gleich dem Abstand der lotrechten Balkenstege, von Mitte zu Mitte gemessen, ist. In dem Falle, wo die Verteilungsbreite größer als die Spannweite  $b$  ist — z. B. beim Vorderrad einer Dampfwalze —, kommt nur ein Teil des Raddruckes, nämlich

$$P' = \frac{b}{t} \cdot P$$

in Frage (vergl. Abb. 261). Das Größtmoment durch solche Belastung ist dann

$$M_p = \frac{P' \cdot b}{8}.$$

Hat man auf diese Weise das Verkehrsmoment ermittelt, so berechnet man noch das Moment  $M_g$  infolge bleibender Belastung. Da die Schotterstärke  $\delta$  bekannt ist und die Plattenstärke  $d$  in der Regel von Anfang an nach praktischen Gesichtspunkten festgesetzt wird (15 bis 20 cm), stößt die Ermittlung des  $M_g$  auf keine Schwierigkeiten.

Durch Addition von  $M_p$  und  $M_g$  findet man schließlich dasjenige Gesamtmoment, welches der weiteren Berechnung zugrunde zu legen ist:

$$M_{\max} = M_p + M_g.^2)$$

Will man auf die Kontinuität Rücksicht nehmen, so braucht nur  $\frac{4}{5}$  bis  $\frac{1}{2}$  des gefundenen Wertes für  $M_{\max}$  genommen zu werden, vorausgesetzt, daß genügend viel Querträger für eine gleichartige Durchbiegung aller Balken bürgen können. Weiter hinabzugehen dürfte sich kaum empfehlen, weil die Grundbedingung, daß die über mehrere Felder fortlaufende Platte auf festen, in einer horizontalen Ebene liegenden Stützpunkten ruht, bei den Balkenbrücken nur in seltenen Fällen erfüllt ist. Es können die einzelnen Balken ihrer Durchbiegung wegen nicht immer als feste Stützungen von gleichbleibender Höhenlage angesehen werden,<sup>3)</sup>

<sup>1)</sup> Die oben angegebene Berechnungsweise für das Verkehrsmoment  $M_p$  ist eigentlich nur dann statthaft, wenn eine ausreichende Quereinlage der Platte, also eine genügende Anzahl von Verteilungsstäben vorgesehen ist. Im Falle ungenügender Quereinlage rechnet man folgendermaßen (vergl. Seite 50):

$$\begin{aligned} F &= s \cdot t \\ p &= \frac{P}{s \cdot t} \\ M_p &= \frac{p \cdot b^2}{8}. \end{aligned}$$

Diese Berechnungsweise liefert ein für die Querschnittsbestimmung ungünstigeres Ergebnis, hat sich aber sowohl bei den Durchlaßplatten, als auch bei den Balkenbrücken recht eingebürgert. Vergl. weiterhin den Aufsatz „Last-(Raddruck-)Verteilung bei Fahrbahntafeln aus Eisenbeton und die Vorschriften für Oesterreich“, Beton u. Eisen 1911, S. 281.

<sup>2)</sup> Zur Erzielung einer besseren Uebersichtlichkeit und Vermeidung unnötig großer Genauigkeit gebe man die Momente in mt an (1 t = 1000 kg, 1 mt = 100000 cmkg, 1 kg/cm<sup>2</sup> = 10 t/m<sup>2</sup>).

<sup>3)</sup> Vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Auflage, Seite 148.



insbesondere dann, wenn die Randbalken stärker konstruiert sind als die anderen Tragbalken (Abb. 187), die Durchbiegungen der Balken also verschieden sind. Ueber die graphische Berechnung der Plattendecke als ein über mehrere Stützen fortlaufender Träger vergl. Abb. 295.

Eine allseitige Einspannung der Platte kann nur dann angenommen werden, wenn die Querträger genügend eng angeordnet sind; vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Auflage, Seite 148.1)

Die erforderlichen Eisenstärken  $f_e$  findet man am einfachsten mit Hilfe der im Eisenbetonbau I, Abschn. IX (8. Aufl., S. 199) angegebenen Tabelle. Ergibt sich für  $f_e$  ein zu kleiner Wert, so kann man die Plattenstärke verringern bezw. die Balkenstege weiter auseinanderlegen. Im umgekehrten Falle ist die Plattenstärke zu vergrößern oder die Rippenabstände  $b$  zu verringern. Nach den Auflagern, den Balken zu müssen die Einlagen, teilweise wenigstens, nach oben geführt werden, um den negativen Momenten Rechnung zu tragen. Außerdem empfiehlt sich in jedem Falle ein Konsolübergang zwischen Platte und Rippe, weil dort die Schubkräfte am ungünstigsten wirken. Bei Annahme vollkommener Einspannung der Platte sind die Einlagen in ungefähr  $\frac{1}{5}$  der Rippenabstände abzubiegen, also dort, wo das Moment = Null werden würde. Demgemäß haben die Konsolen ungefähr da zu beginnen, wo das negative Moment =  $\frac{g \cdot b^2}{24}$  beträgt. An der Einspannungsstelle ist dann die Plattenstärke =  $h_s$ .

Die Deckenplatten sind möglichst oben und unten zu bewehren, schon im Hinblick auf die verschiedenartige Durchbiegung der Tragbalken. Sind besonders hohe Randbalken vorhanden, so wird eine solche Doppelbewehrung zur Notwendigkeit.

Auf die Wichtigkeit lastverteilerender Querträger ist schon mehrfach hingewiesen worden; vergl. auch Beton u. Eisen 1909, S. 154.

### 3. Berechnung der Tragbalken.

In statischer Hinsicht sind die Plattenbalken als beiderseits frei aufliegend anzusehen. Nur beim Vorhandensein kräftiger Verankerungen im Widerlager (vergl. den Abschnitt „Eingespannte Brücken und Rahmenträger“) darf eine Einspannung berücksichtigt werden.

1) Gehler bringt folgende Werte in Vorschlag (Platte auf mehreren starren Stützen):

für das Endfeld (ohne seitliche Konsole)

$$M_g = \frac{2}{3} \frac{g \cdot b^2}{8} = \frac{g \cdot b^2}{12}$$

$$M_p = \frac{4}{5} \frac{g \cdot b^2}{8} = \frac{g \cdot b^2}{10}$$

für ein Mittelfeld (bezw. ein Endfeld, wenn die Platte den Randbalken konsolförmig um die Länge  $c = 0,41 b$  überragt)

$$M_g = \frac{1}{3} \frac{g \cdot b^2}{8} = \frac{g \cdot b^2}{24}$$

$$M_p = \frac{2}{3} \frac{g \cdot b^2}{8} = \frac{g \cdot b^2}{12}$$

Die Höhe der Ueberschüttung sowie die Abmessungen der Balken seien von vornherein als gegeben zu betrachten; es kann also in üblicher Weise das Größtmoment infolge unveränderlicher Belastung berechnet werden:

$$M_g = \frac{Q \cdot l}{8}$$

( $l$  = lichte Spannweite + Auflagerbreite).

Was nun den Einfluß der Verkehrslast anlangt, so genügt bei Straßenbrücken kleinerer Spannweite in der Regel die Sonderbelastung durch eine Dampfwalze, bei welcher Annahme sowohl von Wagenbelastung als auch von Menschengedränge abgesehen wird. Die in der Praxis zumeist übliche Annahme ist aber die: Aufstellung des vorgeschriebenen Lastenzuges in der für den Träger ungünstigsten Stellung und Ausfüllung der übrigen Brückenfläche mit Menschengedränge.

Von einem Stoßzuschlage<sup>1)</sup> wird zumeist abgesehen, dafür aber auch keine Verteilung der Raddrücke durch das Schotterbett berücksichtigt; die Raddrücke werden vielmehr als in ihrer Mittellinie wirkend angenommen.

Dampfwalzen werden oftmals schiefstehend angenommen, so daß die Achse eines Vorderrades und die eines Hinterrades auf dem gleichen Träger zu liegen kommt.

Im folgenden sind die üblichsten Verfahren zur Bestimmung des Größtmomentes  $M_p$  angegeben.

a) Nach Ermittlung der für einen Hauptträger in Betracht kommenden Einzellasten (vergl. Beispiel 3) ist die ungünstigste Stellung derselben für den Brückenbalken festzustellen. Die vor und hinter dem Fahrzeug liegende Fahrbahn ist durch Menschengedränge zu belasten und schließlich das größte Verkehrsmoment  $M_p$  auf graphischem Wege zu suchen (vergl. Abb. 236). Man zeichnet für eine Lastengruppe (Menschengedränge und Raddrücke), die länger als die Spannweite der Brücke ist, ein Seilpolygon. Die von links nach rechts zu beziffernden Lasten werden auf einer Senkrechten aneinandergereiht. Um nun das Größtmoment  $M_p$  zu finden, stellt man den Träger probeweise so unter den Lastenzug, daß die Ordinate  $y$  zwischen Polygon und Schlußlinie zum Größtwert wird. Dann ist

$$M_p = H \cdot y_{\max}.$$

$M_p$  und  $M_g$  geben dann zusammen das Größtmoment  $M_{\max}$ , welches für die Ermittlung des erforderlichen Eisenquerschnitts in Frage kommt.

b) Wiederum wird nach Aufstellung des Lastenzuges die übrige Brückenbahn durch Menschengedränge belastet gedacht. Man ermittle den Abstand derjenigen Achslast vom Auflager, welche voraussichtlich das Größtmoment erzeugt. Dieser Abstand wird als Variable in Rechnung gebracht, indem eine Momentengleichung aufgestellt wird für die Auflagerkraft als Funktion jener Variablen. Man differenziert die Gleichung,

<sup>1)</sup> Gegebenenfalls können Stoßwirkungen dadurch Berücksichtigung finden, daß die Verkehrslast — ohne Rücksicht auf die Befestigungsart der Fahrbahn — mit dem 1,2 fachen Betrage in Rechnung gestellt wird oder daß die zulässigen Spannungen im Beton und Eisen herabgesetzt werden.

welche unter Benutzung dieses Ausdruckes für die Auflagerkraft aufgestellt wird, und findet auf diese Weise den genauen Wert der Veränderlichen, für welchen das Moment zum Größtwert wird. Durch Einsetzung der gefundenen Größe in die Momentengleichung ergibt sich der tatsächliche Wert des  $M_p$  (vergl. Beispiel 6 auf Seite 144).

c) Nach Bestimmung des  $M_g$  ermittle man das Größtmoment für gleichmäßig über den ganzen Plattenbalken verteiltes Menschengedrange. Dann verringert man die Raddrücke um den entsprechenden Wert für Menschengedrange unter dem Lastenwagen. Ist beispielsweise  $l$  die Länge und  $b$  die Breite des Wagens, so kommt auf je ein Rad eine Fläche von  $\frac{b \cdot l}{4} \text{ m}^2$ , also ein Lastabzug von  $\frac{b \cdot l}{4} \cdot g$ , wenn  $g = \text{Menschengedrange}$  in  $\text{kg/m}^2$ . Die Ermittlung der ungünstigsten Lastenstellung erfolgt am besten auf rechnerischem Wege.

Sind die beiden Lasten  $P_1$  und  $P_2$  verschieden groß, so wird das Moment unter einer dieser Lasten zum Größtwert ( $M_p'$ ), wenn die betreffende Last von Trägermitte ebensoweit entfernt liegt, wie die Kraftsumme  $R$  aus beiden Lasten (vergl. Abb. 235):

$$R \cdot x = P_2(s - x) - P_1 \cdot x$$

$$R = P_1 + P_2$$

$$x = \frac{P_2 \cdot s}{2(P_1 + P_2)}$$

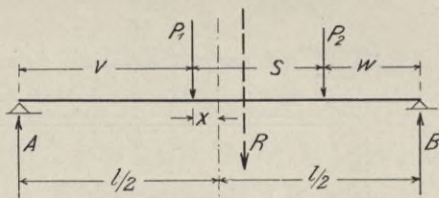


Abb. 235.

$$\text{Auflagerdruck } A = \frac{P_1(l - v) + P_2 \cdot w}{l} = P_1 \left( 1 - \frac{v}{l} \right) + P_2 \cdot \frac{w}{l}$$

$$\left( v = \frac{l}{2} - x \quad \text{und} \quad w = l - v - s \right)$$

$$\text{Größtmoment unter } P_1 = M_p' = A \cdot v = A \left( \frac{l}{2} - x \right).$$

Da aber in den meisten Fällen das Eigengewichtsmoment  $M_g$  (in Balkenmitte) größer als das Verkehrsmoment ist, kommt für die Ermittlung des Gesamtgrößtmomentes nicht  $M_p'$  unter  $P_1$ , sondern  $M_p$  in Balkenmitte in Frage:

$$M_p = A \cdot \frac{l}{2} - P_1 \cdot x.$$

Sind die Raddrücke einander gleich, ist also  $P_1 = P_2 = P$ , so wird

$$R = 2P \quad \text{und} \quad x = \frac{s}{4}$$

$$A = \frac{P(l - v) + P \cdot w}{l} = P \left( 1 - \frac{v}{l} + \frac{w}{l} \right)$$

$$M_p' = A \left( \frac{l}{2} - \frac{s}{4} \right) \quad M_p = A \cdot \frac{l}{2} - P \cdot \frac{s}{4}$$

Es sei beispielsweise  $l = 10$  m,  $P_1 = 3500$  kg,  $P_2 = 2500$  kg,  $s = 3,50$  m.  
Dann ist

$$x = \frac{2500 \cdot 3,50}{2(3500 + 2500)} = 0,73 \text{ m}$$

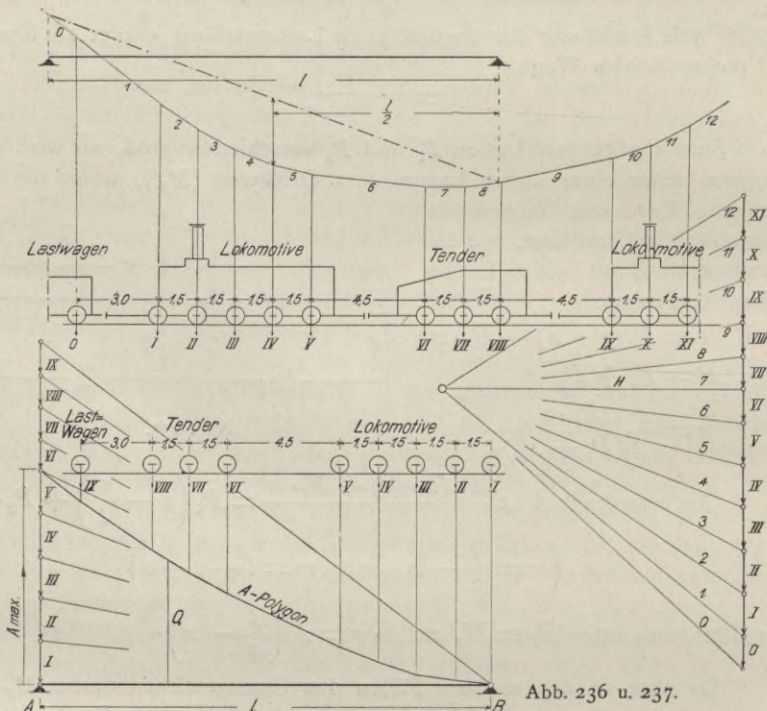
$$v = \frac{10,0}{2} - 0,73 = 4,27 \text{ m}$$

$$w = 10,0 - 4,27 - 3,50 = 2,23 \text{ m}$$

$$A = 3500 \left( 1 - \frac{4,27}{10,0} \right) + 2500 \frac{2,23}{10,0} = 2563 \text{ kg}$$

$$M_p' \text{ (unter } P_1 \text{ liegend)} = 2563 \cdot 4,27 = 10\,944 \text{ mkg}$$

$$M_p \text{ (in Balkenmitte)} = 2563 \cdot 5,00 - 3500 \cdot 0,73 = 10\,260 \text{ mkg.}$$



Wird  $P_1 = P_2 = 3000$  kg gesetzt, so ist

$$x = \frac{3,50}{4} = 0,875 \text{ m}$$

$$v = \frac{10,0}{2} - 0,875 = 4,125 \text{ m}$$

$$w = 10,0 - 4,125 - 3,50 = 2,375 \text{ m}$$

$$A = 3000 \left( 1 - \frac{4,125}{10,0} + \frac{2,375}{10,0} \right) = 2475 \text{ kg}$$

$$M_p' \text{ (unter } P \text{ liegend)} = 2475 \cdot 4,125 = 10\,209 \text{ mkg}$$

$$M_p \text{ (in Balkenmitte)} = 2475 \cdot 5,0 - 3000 \cdot 0,875 = 9008 \text{ mkg.}$$

Bei Eisenbahnbrücken größerer Spannweite erfolgt die Bestimmung des größten Verkehrsmoments am besten auf graphischen Wege gemäß Abb. 236 u. 237. Die Untersuchung ist wie unter a) angegeben.

Ueber die Berechnung der inneren Spannungen vergl. u. a. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Auflage, sowie Mörsch, Der Eisenbetonbau. Hier sei nur noch auf den — bei Balkenbrücken allerdings gewöhnlichen — Fall aufmerksam gemacht, daß die Nulllinie weit außerhalb der Platte fällt. In diesem Falle empfiehlt es sich, auch die Druckspannungen im Steg mit zu berücksichtigen, da dadurch eine Verminderung des rechnerischen Spannungswertes  $\sigma_b$  erzielt werden kann. Gegebenenfalls ist man sogar in der Lage, infolge des verminderten  $\sigma_b$  mit einer kleineren Balkenhöhe auszukommen.

Den erforderlichen Eisenquerschnitt in Trägermitte ermittle man zunächst nach der Näherungsformel<sup>1)</sup>

$$f_e' = \frac{M}{\sigma_e \left( h' - \frac{d}{2} \right)}$$

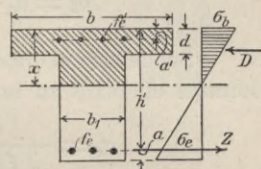


Abb. 238.

Die Berechnung der Beton- und Eisenspannungen bei Mitberücksichtigung der Druckspannungen im Steg ist folgende (vergl. Abb. 238):

Formel für die Ermittlung des Nulllinienabstandes  $x$ :

$$b_1 \cdot x^2 + 2x [d(b - b_1) + n(f_e + f_e')] = d^2(b - b_1) + 2n(f_e \cdot h' + f_e' \cdot a')$$

Formel für die Ermittlung des Trägheitsmoments  $J$  in bezug auf die Nulllinie:

$$J = \frac{1}{3} [b \cdot x^3 - (b - b_1)(x - d)^3] + n f_e' (x - a')^2 + n f_e (h' - x)^2$$

Formeln für die Spannungen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$ :

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

Ist nur eine Zugeinlage vorhanden, so ist in den beiden ersten Formeln  $f_e' = \text{Null}$  zu setzen.

Beispiel:

Es sei gegeben:  $M = 13\,950\,000$  cmkg,  $f_e = 98,96$  cm<sup>2</sup>,  $h' = 160$  cm,  $b = 150$  cm,  $b_1 = 35$  cm,  $d = 15$  cm.

$$\begin{aligned} 35 \cdot x^2 + 2x [15(150 - 35) + 15 \cdot 98,96] \\ = 15^2(150 - 35) + 2 \cdot 15 \cdot 98,96 \cdot 160 \\ x = 59 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3} [150 \cdot 59^3 - (150 - 35)(59 - 15)^3] + 15 \cdot 98,96 (160 - 59)^2 \\ &= 22\,145\,927 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_b = 37,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 955 \text{ kg/cm}^2$$

<sup>1)</sup> Vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Aufl., S. 240, Formel 34.

Bei Nichtberücksichtigung der Druckspannungen im Steg ergeben sich folgende Resultate: <sup>1)</sup>

$$x = \frac{n \cdot f_e (h - a) + \frac{d^2 \cdot b}{2}}{d \cdot b + n \cdot f_e} = 68,12 \text{ cm}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 60,93 \text{ cm}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e (h - a - x + y)} = 923 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \sigma_e \cdot \frac{x}{n(h - a - x)} = 45,70 \text{ kg/cm}^2.$$

Schließlich sei noch gezeigt, daß man mit Hilfe einfachster Näherungsformeln ebenfalls zu brauchbaren Resultaten kommen kann:

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left( h' - \frac{d}{2} \right)} = 924 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e}{n} \cdot \frac{(2n \cdot h' \cdot f_e + b \cdot d^2)}{b \cdot d (2h' - d)} = 45,6 \text{ kg/cm}^2.$$

Was die Schubspannungen anlangt, so gelten bei gleichmäßig verteilter Belastung die gleichen Regeln und Formeln wie im einfachen Hochbau.<sup>2)</sup> An den Auflagern führe man stets einen Teil der Einlagen in die obere Druckzone; ebenso ordne man lieber zu viel als zu wenig Bügel an. Sie rufen eine höhere statische Wirkung beider Baustoffe hervor, indem sie eine innige Verbindung des Druckgurtes mit dem Zuggurt darstellen. Man behauptet sogar, daß durch einen solchen festen Zusammenhang aller Balkenteile neue Festigkeitseigenschaften entstehen, weshalb bei heftigen Erschütterungen die Gefahr einer Rissebildung und eines Ausweichens des Betons in der Druckzone in bedeutendem Maße vermindert wird. Jedenfalls ist gerade bei Brücken die Verwendung der Bügel von besonderem Vorteil, da hier dynamische Wirkungen unausbleiblich sind.

Aus den Abb. 239 bis 251 sind verschiedentliche Bügelanordnungen ersichtlich. Man nimmt in jedem Falle Flach- oder Rundeisen, die zumeist mit der Hand gebogen werden. Die in den Abb. 247 u. 248 dargestellte Anordnung besonderer Querstäbe verfolgt den Zweck, die Lage der Zugstäbe untereinander genau festzulegen und Längsrisse an der Steguntersicht zu vermeiden. Man ordne die Bügel reichlich genug an, desgleichen die Stabaufbiegungen (vergl. Abb. 208); auch gebe man den Aufbiegungen einen reichlich großen Krümmungshalbmesser, etwa 15 bis 20 *d*. Die Trageisen ordne man nicht zu dicht und nicht in zu viel Reihen an; auch mache man die Stegbreite  $b_1$  genügend groß.

<sup>1)</sup> Vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Aufl., S. 226 u. 227, Formel 20 bis 23.

<sup>2)</sup> Ausführliches hierüber in Kersten, Eisenbetonbau I, 8. Aufl., Abschnitt XIII.

Die Ermittlung des sogenannten  $A$ -Polygons, der Begrenzung des Schubkraftdiagramms bei veränderlicher Belastung, geschieht gemäß

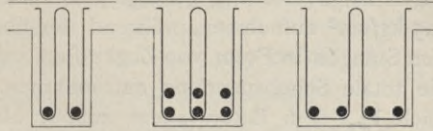
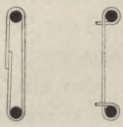


Abb. 239 bis 243.

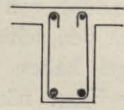


Abb. 244.

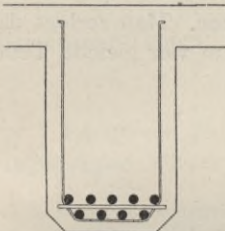


Abb. 247 a.

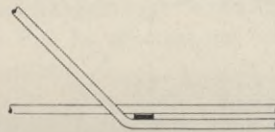


Abb. 247 b.

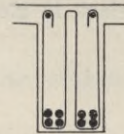


Abb. 245.

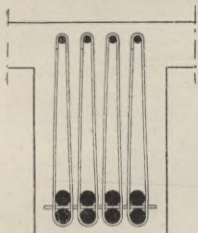


Abb. 248 a.

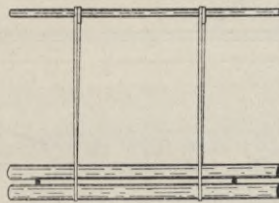


Abb. 248 b.

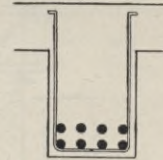


Abb. 246.

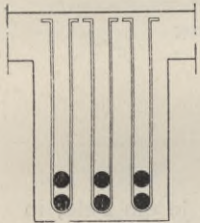


Abb. 249 a.

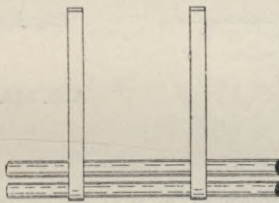


Abb. 249 b.

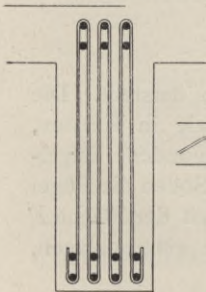


Abb. 250.

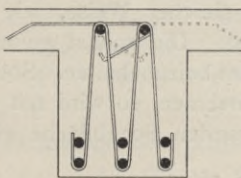


Abb. 251.

Abb. 237 auf folgende Weise: Man trägt den Lastenzug in der Richtung von  $A$  nach  $B$  fahrend auf, so daß Last  $I$  über  $B$  steht. Dann reiht man diese Lasten, bei  $A$  mit  $I$  beginnend, auf einer Lotrechten aneinander und nimmt im Abstände  $l$  vom Kräftezuge  $B$  als Pol an. Es wird dann zu den Lasten ein Seilpolygon gezeichnet, dessen Seiten mit den Seilstrahlen parallel laufen. Die Ordinaten zwischen dem  $A$ -Polygon und der Wagerechten  $AB$  sind gleich den jeweilig auftretenden Schubkräften  $Q$ .

Betrachtet man nun das  $A$ -Polygon näherungsweise als eine Gerade, so kann für die Bestimmung der Bügelentfernung das gleiche graphische Verfahren angewandt werden wie bei gleichmäßig verteilter Last. In

Abb. 252 ist eine allgemeine graphische Berechnungsmethode sowohl für die Ermittlung der Lage der Bügel als auch für die Feststellung der Stangenabbiegungen zur Darstellung gelangt.<sup>1)</sup> Der Beton soll eine Schubspannung von  $4,5 \text{ kg/cm}^2$  aufnehmen, während der übrige Teil der Schubkraft den schiefen Stangen in Form von Zugkräften zugewiesen wird. Die Bügel haben die totale Schubspannung aufzunehmen. Da also ein Teil des  $V_{\max}$ , nämlich  $V_b$ , dem Beton allein zufällt, bleibt die schraffierte Fläche  $F$  den schiefen Stangen als Kraft zur Aufnahme übrig. Sind beispielsweise 8 Zügeisen vorhanden und sollen von diesen 4 Stück abgebogen werden, so hat jedes Eisen  $\frac{1}{4} F$  aufzunehmen. Man zerlegt das Dreieck in gleicher Weise wie bei der Bügelteilung in vier gleiche Teile.

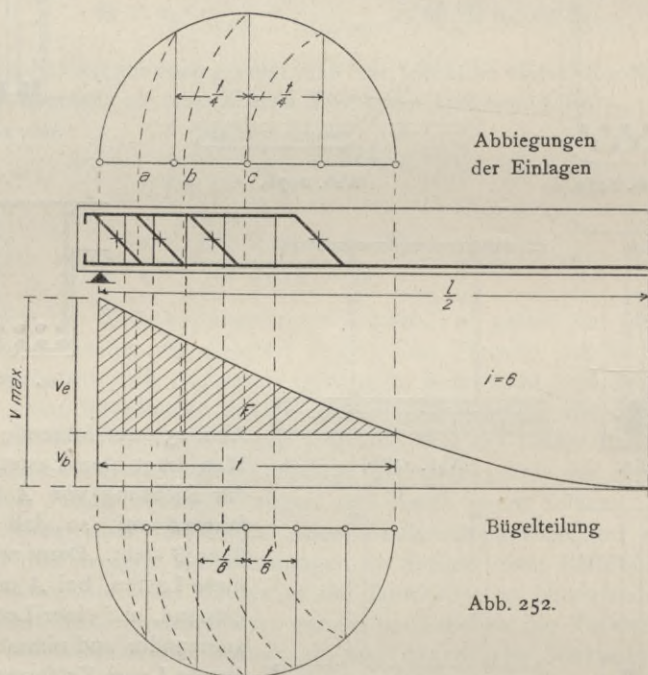


Abb. 252.

Die Punkte  $a, b, c$  werden heruntergelotet und begrenzen je ein Feld, in welchem ein Eisen abgebogen werden muß. Die Zugspannungen in den schiefen Eisen sind dann

$$\sigma_e = \frac{F}{4 \cdot f'}$$

wenn  $f'$  den Querschnitt einer der abgebogenen Stangen darstellt. Die Einteilung der Bügel vollzieht sich in gleicher Weise, wie in Kersten, Eisenbetonbau I, 8. Auflage, angegeben. Die zuletzt gefundene Bügelentfernung ist für die Balkenmitte konstant beizubehalten. Sollen die Bügel nur den Ueberschuß der Schubkraft aufnehmen, so wird mit der Fläche  $F$  das gleiche Verfahren wie mit der gesamten Schubfläche eingeschlagen.

<sup>1)</sup> Vergl. hierzu Beton u. Eisen 1906, S. 266.



Beispiel 3:

Entwurfsberechnung für eine Straßenbrücke.

Die von vornherein angenommenen Abmessungen in Längs- und Querschnitt sind aus den Abb. 253 u. 254 ersichtlich.

Die Belastungsannahmen sind folgende:

Ständige Lasten: 10 cm Granitpflaster = 2700 kg f. 1 m<sup>2</sup>,  
 12 cm Bettungsbeton = 2200 „ „  
 Eisenbeton = 2400 „ „

Bewegliche Lasten: Dampfwalze nach Abb. 255, 256,  
 Lastwagen nach Abb. 257 bis 259,  
 Menschengedränge = 500 kg f. 1 m<sup>2</sup>.

Es ist von Fall zu Fall zu untersuchen, ob Walze oder Wagen die ungünstigste Wirkung ausübt.

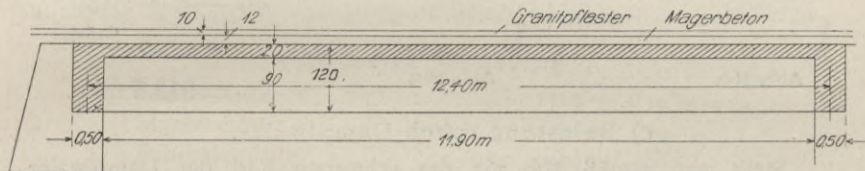


Abb. 253.

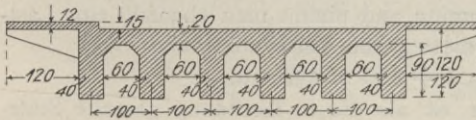


Abb. 254.

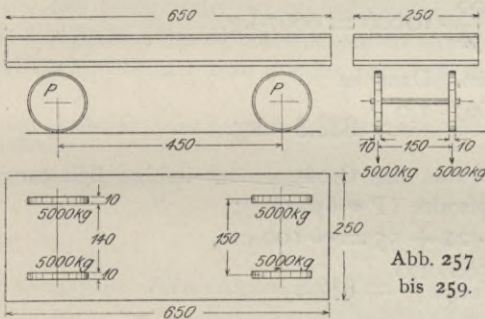


Abb. 257  
bis 259.

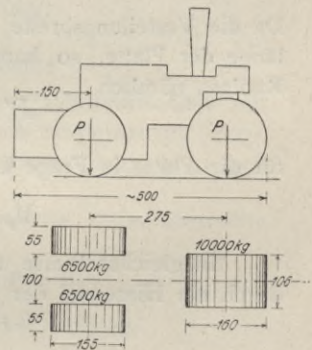


Abb. 255 u. 256.

1. Berechnung der Fahrbahnplatte.

a) Ständige Belastung.

Granitpflaster  $1,0^2 \cdot 0,10 \cdot 2700 = 270 \text{ kg/m}^2$ ,  
 Magerbeton  $1,0^2 \cdot 0,12 \cdot 2200 = 264 \text{ „}$ ,  
 Fahrbahnplatte  $1,0^2 \cdot 0,20 \cdot 2400 = 480 \text{ „}$   
 zusammen = 1014 kg/m<sup>2</sup>.

Bei Berücksichtigung einer Einspannung ist

$$M_g = \frac{2}{3} \cdot \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{Q \cdot l}{12} = \frac{1014 \cdot 1,0^2}{12} = 84,5 \text{ mkg.}$$

## b) Belastung durch Wagen.

Die Platte wird dann am ungünstigsten beansprucht, wenn ein Wagenrad (also  $P=5000$  kg) in Plattenmitte gestellt wird. Nimmt man an, daß der Raddruck sich unter  $45^\circ$  auf die Betonplatte verteilt, so ist die Verteilungsbreite

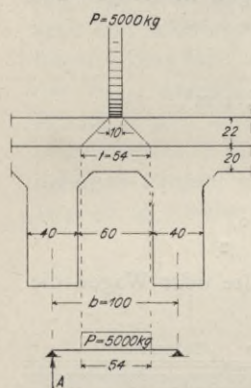


Abb. 260.

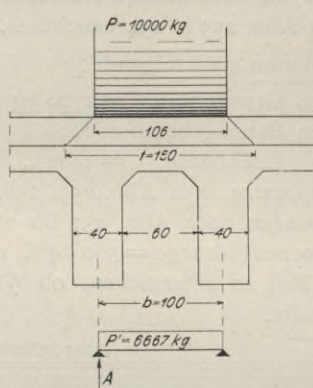


Abb. 261.

(Abb. 260)

$$t = 2 \cdot 22 + 10 \\ = 54 \text{ cm.}$$

Dann ist

$$A = 2500 \text{ kg}$$

und

$$M_p = 2500 \cdot 0,50 \\ - 2500 \cdot \frac{0,54}{4} \\ = 912,5 \text{ mkg.}$$

## c) Belastung durch Dampfwalze.

Stellt man gemäß Abb. 261 das schwerste Rad der Dampfwalze (also  $P=10000$  kg) auf Plattenmitte und nimmt man ebenfalls eine Lastverteilung unter  $45^\circ$  an, so ist diesmal die Verteilungsbreite

$$t = 2 \cdot 22 + 106 = 150 \text{ cm.}$$

Da die Verteilungsbreite größer ist als die in Rechnung gesetzte Stützweite der Platte, so kann auch nur der auf 1,0 m wirkende Teil der Radlast, nämlich

$$P' = \frac{100}{150} \cdot 10000 = 6667 \text{ kg,}$$

für die Platte in Frage kommen. Dann ist

$$M_p = \frac{6667 \cdot 1,0}{8} = 833,3 \text{ mkg.}$$

In gleicher Weise findet man das Größtmoment infolge Belastung durch ein Hinterrad der Dampfwalze ( $P=6500$  kg);

$$t = 2 \cdot 22 + 55 = \sim 100 \text{ cm,}$$

$$M_p = \frac{6500 \cdot 1,0}{8} = 812,5 \text{ mkg.}$$

## d) Größtmoment.

Die Biegemomente infolge Belastung durch Dampfwalze sind kleiner als diejenigen infolge Wagenlast. Das größte Verkehrsmoment beträgt demnach, wenn auch hier eine Einspannung berücksichtigt wird, bei Wagenbelastung

$$M_p = \frac{2}{3} \cdot 912,5 = 608,3 \text{ mkg.}^1)$$

$$\text{Gesamtmoment } M_{\max} = M_g + M_p = 84,5 + 608,3 = 692,8 \text{ mkg.}$$

<sup>1)</sup> Bei der Annahme, daß sich der Raddruck in Länge und Breite unter  $45^\circ$  verteilt und daß die Berührung zwischen Rad und Pflaster sich auf 10 cm

## e) Erforderlicher Eisenquerschnitt.

Die Nutzhöhe ( $h - a$ ) sei  $20 - 1,5 = 18,5$  cm.

$$K = \frac{18,5}{\sqrt{692,8}} = \frac{18,5}{26,3} = 0,701;$$

$$f_e = \sim 0,156 \cdot 26,3 = 4,1 \text{ cm}^2 = 11 \text{ Einlagen von } 7 \text{ mm Durchm.}$$

Wie die Tabelle zeigt, sind die Betonspannungen sehr gering ( $\sigma_b = \sim 19 \text{ kg/cm}^2$ ); man wird aber zur Versteifung der einzelnen Balkenstege die Plattenstärke von 20 cm beibehalten.

## 2. Berechnung des Plattenbalkens.

Die lichte Weite der Brücke beträgt 11,90 m. Rechnet man je 0,50 m Auflagerung, so ist die in Rechnung zu setzende Stützlänge

$$11,90 + 0,50 = 12,40 \text{ m.}$$

Entfernung der Rippen, von Mitte zu Mitte gemessen,  $b = 1$  m.

## a) Ständige Belastung:

$$\text{Granitpflaster . . . . } 1,00 \cdot 0,10 \cdot 2700 = 270 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Magerbeton . . . . } 1,00 \cdot 0,12 \cdot 2200 = 264 \text{ „}$$

$$\text{Fahrbahnplatte . . . } 1,00 \cdot 0,20 \cdot 2400 = 480 \text{ „}$$

$$\text{Balken einschl. Vouten } 1,05 \cdot 0,40 \cdot 2400 = 1008 \text{ „}$$

$$\text{zusammen } 2048 \text{ kg/m}^2$$

$$M_g = \frac{2048 \cdot 12,4^2}{8} = 39380 \text{ mkg.}$$

b) Belastung durch Dampfwalze.<sup>1)</sup>

Die Dampfwalze ist so aufzustellen, daß ihre Symmetrieachse mit der Längsachse des zu untersuchenden Balkens  $M-N$  zusammenfällt (vergl. Abb. 262). Nimmt man wieder an, daß die Druckverteilung unter  $45^\circ$

Länge erstreckt ( $s = 2 \cdot 22 + 10 = 54$  cm), würde man für 1,0 m Plattentiefe ermitteln:

$$\text{bei Wagenbelastung: } p = \frac{5000}{0,54} = 9250 \text{ kg, } A = 4625 \text{ kg,}$$

$$M_p = 4625 \cdot 0,5 - 4625 \cdot \frac{0,54}{4} = 1687 \text{ mkg;}$$

$$\text{bei Dampfwalze, Vorderrad: } p = \frac{10000}{1,50 \cdot 0,54} = 12350 \text{ kg,}$$

$$M_p = \frac{12350 \cdot 1,0^2}{8} = 1545 \text{ mkg;}$$

$$\text{bei Dampfwalze, Hinterrad: } p = \frac{6500}{1,0 \cdot 0,54} = 12050 \text{ kg,}$$

$$M_p = \frac{12050 \cdot 1,0^2}{8} = 1505 \text{ mkg.}$$

$$\text{Größtes Verkehrsmoment} = \frac{2}{3} \cdot 1687 = 1124 \text{ mkg.}$$

Vorstehende Berechnungsannahme ist also wesentlich ungünstiger als die oben angegebene. In der Praxis hat sie sich aber nicht eingebürgert (vergl. die späteren Beispiele).

<sup>1)</sup> Wagenbelastung kommt für die Rechnung nicht in Betracht, da dieselbe hier bedeutend günstiger wirkt als die Belastung mit Dampfwalze.

erfolgt, so ergibt sich gemäß Abb. 263 für das Vorderrad ( $P = 10000$  kg) eine Verteilungsbreite von  $t = 1,50$  m. Dann ist der Auflagerdruck einer Platte

$$\frac{P}{2} \left( b - \frac{t}{4} \right) = \frac{P}{2} \left( 1 - \frac{t}{4 \cdot b} \right) = \frac{10000}{2} \left( 1 - \frac{1,50}{4 \cdot 1,0} \right) = 3125 \text{ kg.}$$

Der Gesamtauflagerdruck ist dann

$$A = 2 \cdot 3125 = \mathbf{6250 \text{ kg.}}$$

Der Abstand der Hinterräder, von Mitte zu Mitte gemessen, beträgt  $1,55$  m und die Verteilungsbreite je eines Hinterrades  $t = \sim 1,00$  m. Die in Frage kommende Belastungsbreite ist gemäß Abb. 264

$$1,00 - 0,28 = 0,72 \text{ m,}$$

$$P' = \frac{6500 \cdot 0,72}{1,0} = 4680 \text{ kg.}$$

Auflagerdruck einer Platte

$$\frac{4680 \cdot 0,72}{1,00} = 1685 \text{ kg.}$$

Der Gesamtauflagerdruck ist dann

$$A = 2 \cdot 1685 = \mathbf{3370 \text{ kg.}^1}$$

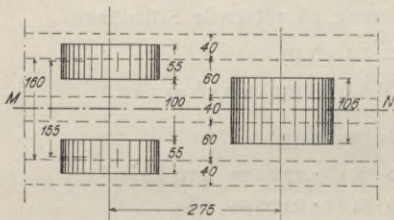


Abb. 262.

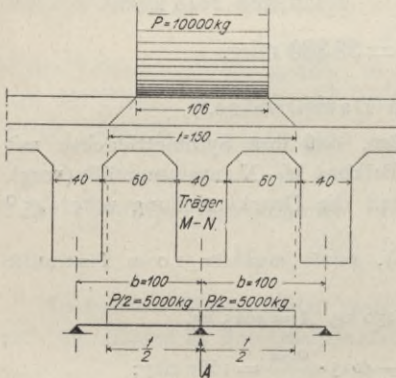


Abb. 263.

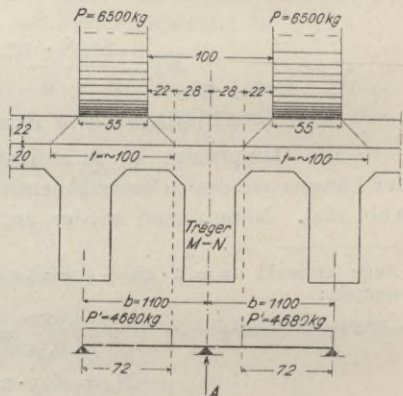


Abb. 264.

Nach Ermittlung der für den Träger  $MN$  in Betracht kommenden Einzellasten ist nunmehr die ungünstigste Stellung derselben für den Brückenbalken festzustellen. Die vor und hinter der Dampfwalze liegende Fahrbahn soll durch Menschengedränge  $p = 500$  kg/m<sup>2</sup> belastet werden, also  $1,0 \cdot 500 = 500$  kg f. 1 lfd. m.

<sup>1)</sup> Andere Lösung: Die vom Vorderrad auf den Balken entfallende Belastung ist

$$\frac{10000 \cdot 1,0}{1,5} = 6667 \text{ kg}$$

und die von den Hinterrädern entfallende Belastung

$$2 \left( \frac{6500 \cdot 0,72}{1,0} \right) \cdot \frac{0,36}{1,0} = 3370 \text{ kg.}$$

Das größte Verkehrsmoment ist auf graphischem Wege (Abb. 265) gefunden worden. Steht das Vorderrad über Trägermitte, so beträgt

$$M_p = H \cdot y = 9000 \cdot 3,25 = \sim 29250 \text{ mkg.}$$

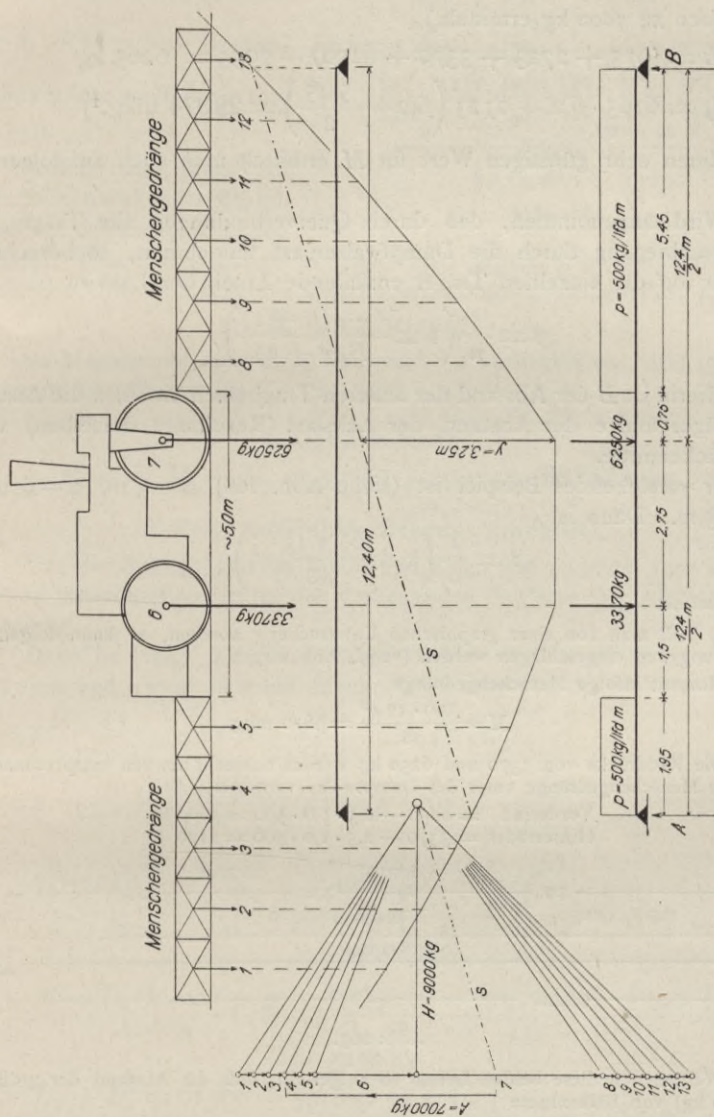


Abb. 265 u. 266.

Genauer findet man den Wert auf rechnerischem Wege: Nach Abb. 266 ist der bei A gelegene Teil des Menschengehänges

$$1,95 \cdot 500 = 975 \text{ kg;}$$

der andere bei B liegende Teil ist dann

$$5,45 \cdot 500 = 2725 \text{ kg.}$$

$$A = \frac{975 \left( 12,4 - \frac{1,95}{2} \right) + 3370(6,2 + 2,75) + 6250 \cdot 6,2 + 2725 \cdot \frac{5,45}{2}}{12,40}$$

$$= 7055 \text{ kg.}$$

(Graphisch zu 7000 kg ermittelt.)

$$B = (975 + 2725 + 3370 + 6250) - 7055 = 6265 \text{ kg}$$

$$M_p = 6165 \cdot 6,2 - 2725 \left( 6,2 - \frac{5,45}{2} \right) = 29374 \text{ mkg.}^1)$$

Einen sehr günstigen Wert für  $M$  ermittelt man auch auf folgende Weise:

Wird angenommen, daß durch Querverbindungen alle Träger an der Durchbiegung durch die Dampfwalzenlast teilnehmen, so berechnet sich der auf die einzelnen Träger entfallende Anteil der Last zu

$$\beta = \frac{1}{n} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e (n-1)}{B(n+1)} \right).$$

Hierin ist  $B$  der Abstand der äußeren Tragbalkenmitten,  $n$  die Anzahl der Träger und  $e$  der Abstand der Achslast (Resultante derselben) von der Brückenmitte.

Für vorstehendes Beispiel ist (siehe Abb. 268)  $B = 5 \text{ m}$ ,  $n = 6$  und  $e = 1,15 \text{ m}$ . Dann ist

$$\beta = \frac{1}{6} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 1,15 \cdot 5}{5,0 \cdot 7} \right)$$

<sup>1)</sup> Will man von einer graphischen Untersuchung absehen, so kann folgender Annäherungsweg eingeschlagen werden (vergl. Abb. 267):

Moment infolge Menschengedränge

$$M = \frac{500 \cdot 12,4^2}{8} = 9610 \text{ mkg.}$$

Die Raddrücke von 3370 und 6250 kg werden nunmehr um den entsprechenden Wert für Menschengedränge unter der Dampfwalze verringert; also

$$\text{Vorderrad} = 6250 - 2,5 \cdot 1,0 \cdot 500 = 5000 \text{ kg}$$

$$\text{Hinterräder} = 3370 - 2,5 \cdot 1,0 \cdot 500 = 2120 \text{ ,,}$$

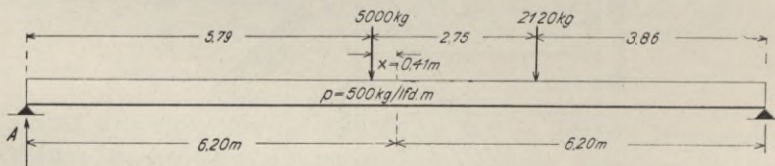


Abb. 267.

Werden nun diese beiden Lasten so aufgestellt, daß der Abstand der größten (= 5000 kg) von Balkenmitte

$$x = \frac{2120 \cdot 2,75}{2 \cdot 7120} = 0,41 \text{ m}$$

$$\text{beträgt, so ist } A = 5000 \left( 1 - \frac{5,79}{12,4} \right) + \frac{2120 \cdot 3,86}{12,4} = 4696 \text{ kg}$$

$$M' = 4696 \cdot 6,2 - 5000 \cdot 0,41 = 27065 \text{ mkg,}$$

Gesamtmoment infolge Verkehrslast also

$$M_p = M + M' = 9610 + 27065 = 36675 \text{ mkg.}$$

für Träger I (links)  $\beta_1 = 0,33$  und für Träger III (rechts)  $\beta_6 = +0,002$ . Der Wert  $\beta_6$  muß positiv werden, andernfalls wäre die Anordnung entsprechend zu ändern.

Für die hintere Achslast

$$\text{wird } \beta_1 \cdot R_1 = \frac{1}{3} \cdot 13,0 = 4,33 \text{ t;}$$

$$\text{für die vordere } \beta_2 \cdot R_2 = \frac{1}{3} \cdot 10,0 = 3,33 \text{ t.}$$

Werden nun diese auf einen Balken wirkenden Einzellasten um den entsprechenden Wert für Menschengedränge verringert, so ergibt sich wie vor (ohne graphische Untersuchung) das Größtmoment infolge Verkehrslast zu

$$M_p = 22610 \text{ mkg.}$$

Das Moment ist sehr klein und wird im vorliegenden Falle nicht in Rechnung gestellt werden.

c) Größtmoment.

$$M_{\max} = M_y + M_p = 30380 + 29374 = \mathbf{68754 \text{ mkg.}}$$

d) Erforderlicher Eisenquerschnitt.

Um die Spannungen im Beton und Eisen von 40 bzw. 1000 kg/cm<sup>2</sup> nicht zu überschreiten, ist für den vorliegenden Fall eine Doppelbewehrung notwendig.

Dann ist (vergl. Kersten I, 8. Auflage, S. 253), wenn  $h'$  zu 120 — 5 = 115 cm und  $a = a'$  zu 5 cm angenommen wird:

$$x = h' \cdot \frac{15}{\gamma + 15} = 115 \cdot \frac{15}{25 + 15} = 44,2 \text{ cm,}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 44,2 - 10 + \frac{100}{6(88,4 - 20)} = 34,8 \text{ cm}$$

$$D_2 = \frac{\sigma_b + \sigma_b \cdot \frac{x - d}{x}}{2} \cdot d \cdot b = \frac{40 + 40 \cdot \frac{44,2 - 20}{44,2}}{2} \cdot 20 \cdot 100 = 61900 \text{ kg}$$

$$D_1 = \frac{M - D_2(h' - x + y)}{h' - a'} = \frac{6875400 - 61900(115 - 44,2 + 34,8)}{115 - 5} = 3218 \text{ kg}$$

$$Z = D_2 + D_1 = 61900 + 3218 = 65118 \text{ kg}$$

$$f_e = \frac{Z}{\sigma_e} = \frac{65118}{1000} = 65,2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_e' = \frac{\sigma_b \cdot n(x - a')}{x} = \frac{40 \cdot 15(44,2 - 5)}{44,2} = 532 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_e' = \frac{D_1}{\sigma_e'} = \frac{3218}{532} = 6,05 \text{ cm}^2.$$

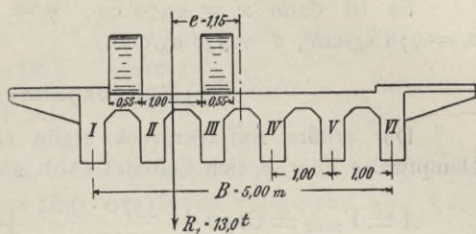


Abb. 268.

Gewählt  $f_e$  (unten) 10 Rundeseisen Durchm. 29 mm ( $f_e = 66,10 \text{ cm}^2$ ),  
 $f_e'$  (oben) 4 „ „ 14 „ ( $f_e' = 6,16 \text{ „}$ ).

Es ist dann  $x = 43,70 \text{ cm}$ ,  $y = 34,70 \text{ cm}$ ,  $\sigma_b = 39,9 \text{ kg/cm}^2$ ,  
 $\sigma_c = 978 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma' = 530 \text{ kg/cm}^2$ .

### e) Schubspannungen.

Der größte Auflagerdruck ergibt sich, wenn das Vorderrad der Dampfwalze über  $A$  sich befindet (Abb. 269). Dann ist

$$A = V_{\max} = 6250 + \frac{3370 \cdot 9,65}{12,4} + \frac{500 \cdot 8,15^2}{2 \cdot 12,4} + 6,2 \cdot 2048 \\ = 22910 \text{ kg.}$$

Schubkraft

$$\tau_0 = \frac{V_{\max}}{b \cdot z} = \frac{22910}{40 \cdot (120 - 5 - 43,7 + 34,7)} = 5,4 \text{ kg/cm}^2.$$

Die zulässige Schubspannung  $\tau_0 = 4,5 \text{ kg/cm}^2$  ist also überschritten.

Berechnung der Bügel:

$$c = \frac{(\tau_0 - 4,5)}{\tau_0} \cdot \frac{l}{2} = \frac{5,4 - 4,5}{5,4} \cdot 6,2 = 1,035 \text{ m}$$

$$f_c = 6,3 \cdot c \cdot b_1 (\tau_0 - 4,5) = 6,3 \cdot 1,03 \cdot 0,40 (5,4 - 4,5) = 2,35 \text{ cm}^2.$$

Nimmt man Bügel-  
 flacheisen 20/2 mm, so ist

$$f_c = 2 (2 \cdot 0,2) = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$i = \frac{2,35}{0,8} = 3 \text{ Bügel.}$$

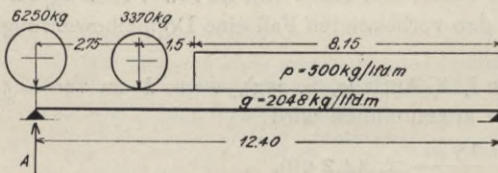


Abb. 269.

Auspraktischen Grün-  
 den wird man mehrere Bügel

anordnen und dieselben über die ganze Balkenlänge verteilen, nach den Auflagern hin in geringeren Abständen (vergl. Abb. 276).

Zweckmäßig wird man im Abstände  $c = 1,03 \text{ m}$  (siehe oben) von den Auflagern zur Aufnahme von Schubspannungen drei der unteren Einlagen unter  $45^\circ$  nach oben führen. Dann ist die Haftspannung der 7 unten verbleibenden Einlagen am Auflager

$$\tau_1 = \frac{5,4 \cdot 40}{7 \cdot 2,9 \cdot \pi} = 3,4 \text{ kg/cm}^2.$$

### 3. Berechnung der Fußwegplatten.

Plattenstärke  $h = 12 \text{ cm}$ . Entfernung der Kragträger von Mitte zu Mitte  $l = 2,0 \text{ m}$  (vergl. Abb. 270).

Belastung:

$$\text{Menschengedränge } 2,0 \cdot 1,0 \cdot 500 = 1000 \text{ kg}$$

$$\text{Eigengewicht } 2,0 \cdot 1,0 \cdot 0,12 \cdot 2400 = 576 \text{ „}$$

$$\text{zusammen} = 1576 \text{ kg.}$$



Bei Berücksichtigung einer Einspannung ist

$$M = \frac{1576 \cdot 2,0}{10} = 315,2 \text{ mkg}$$

$$(h - a) = 12 - 1,5 = 10,5 \text{ cm}$$

$$K = \frac{10,5}{\sqrt{315,2}} = \frac{10,5}{17,75} = 0,591$$

$$f_e = \sim 0,186 \cdot 17,75 = 3,30 \text{ cm}^2.$$

Da wiederum 7 mm-Eisen verwandt werden, so ist  $f_e = 3,47 \text{ cm}^2 = 9$  Rundeisen Durchm. 7 mm für 1 m Breite, insgesamt also  $1,2 \cdot 9 = \sim 11$  Rundeisen.

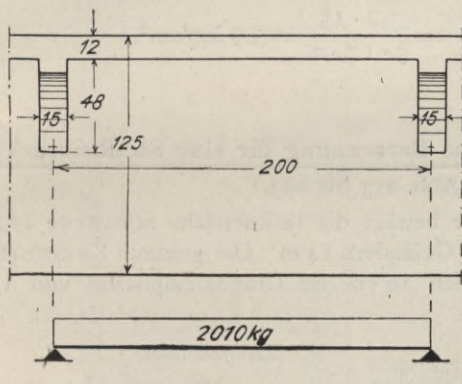


Abb. 270.

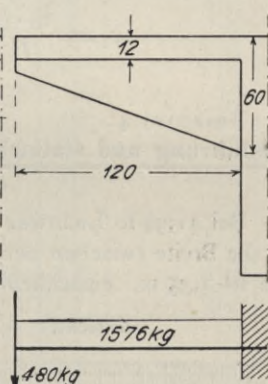


Abb. 271.

#### 4. Berechnung der Kragträger.

Kraglänge = 1,20 m (Abb. 271).

Belastung durch die Platte  $1576 \cdot 1,2 = 1892 \text{ kg}$ .

Gewicht des Trägers

$$\frac{0,48 + 0,06}{2} \cdot 1,2 \cdot 0,15 \cdot 2400 = \sim 118 \text{ kg.}^1)$$

Geländergewicht und Druck von Menschenlast gegen das Gelände

$$(2 \cdot 120) \cdot 2,0 = 480 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = \frac{(1892 + 118) \cdot 1,20}{2} + 480 \cdot 1,2 = 1782 \text{ mkg}.$$

Das Moment ist negativ; die Zugzone liegt also oben; Trägerbreite  $b = 0,15 \text{ m}$  (Abb. 272).

$$h - a = 57 \text{ cm}.$$

$$K = \frac{57}{\sqrt{\frac{1782}{0,15}}} = \frac{57}{109} = 0,523$$

$$f_e = 0,212 \sqrt{1782 \cdot 0,15} = 0,212 \cdot 16,7 = 3,47 \text{ cm}^2 = 3 \text{ Rundeisen Durchm. } 13 \text{ mm}.$$

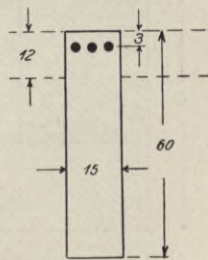


Abb. 272.

<sup>1)</sup> Das Gewicht des Trägers greift eigentlich im Schwerpunkt der Trapezfläche an; doch läßt man der einfacheren Rechnung halber das Gewicht ebenfalls in Trägermitte angrreifen.

Zweckmäßig führt man die gleiche Bewehrung auch in der Druckzone durch (vergl. Abb. 183).

Größte Schubkraft

$$Q = 2010 + 480 = 2490 \text{ kg.}$$

Bei Vernachlässigung der Druckeisen ist (siehe Kersten I, 8. Auflage, S. 199)

$$x = 0,294 \cdot 57 = 15,3 \text{ cm.}$$

Schubkraft des Betons

$$\tau_0 = \frac{V_{\max}}{b \cdot z} = \frac{2490}{15(57 - 5,1)} = 3,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Haftspannung des Eisens

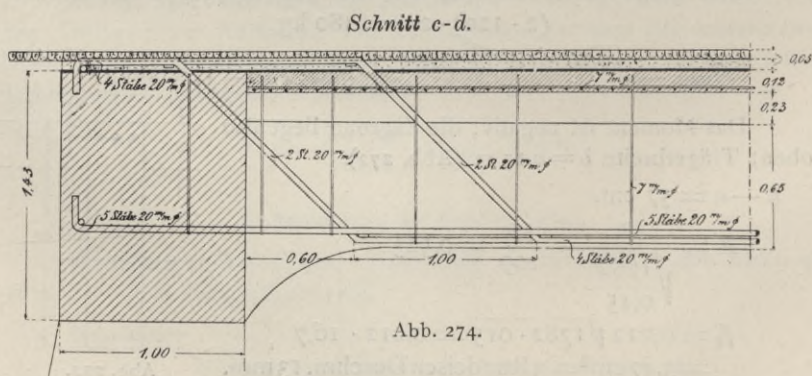
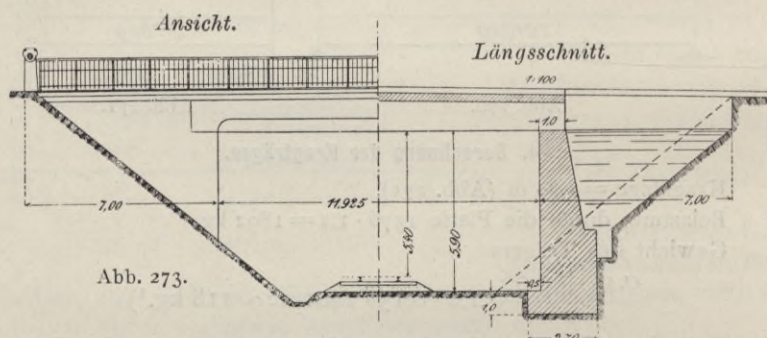
$$\tau_1 = \frac{\tau_0 \cdot b}{U} = \frac{3,2 \cdot 15}{3 \cdot 1,3 \cdot \pi} = 3,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Beispiel 4:

### Ausführung und statische Berechnung für eine Straßenbrücke.<sup>1)</sup>

(Abb. 273 bis 283.)

Bei 11,92 m Lichtweite beträgt die rechnerische Stützweite 12,40 m und die Breite zwischen den Geländern 14 m. Die gesamte Konstruktionshöhe ist 1,35 m, einschließlich 10 cm für Granitkleinpflaster und 15 cm



<sup>1)</sup> Ueberbrückung der Rixdorf-Mittenwalder Kleinbahn im Zuge der Germaniastraße, Berlin, ausgeführt von der Aktien-Gesellschaft für Beton- und Monierbau.



für Magerbetonbettung und Isolierung. Die Widerlager sind aus Kiesbeton im Mischungsverhältnis 1 : 7 hergestellt und auf der Rückseite mit doppelter Teergoudronschicht versehen. Die eigentliche Brückenausführung erfolgte in einem Kiesbeton-Mischungsverhältnis 1 : 3 bei 6 vH. Wasserzusatz. Durch Versuche wurde für diese Mischung nach 28tägiger Erhärtung des Betons eine Druckfestigkeit von 221 kg/cm<sup>2</sup> und eine Zugfestigkeit von 35,70 kg/cm<sup>2</sup> festgestellt.

Die Abdeckung der Oberfläche erfolgte durch eine doppelte Lage Elastiquepappe. Die seitlichen Ansichtsflächen erhielten nach erfolgter Ausschalung einen 2 cm starken Zementverputz, während die Untersicht nach erfolgter Probelastung zweimal mit Zementmilch geschlänmt wurde. Aus Abb. 275 ist ersichtlich, daß zwischen den beiden Fußwegbalken eine dünne Eisenbetondecke — zwecks Aufnahme von Röhren und Leitungen — vorgesehen ist.

Die Bauausführung erfolgte im Sommer 1905; die Betonierung der Fahrbahnbalken nahm 12 Tage in Anspruch. Die Ausführungskosten setzten sich folgendermaßen zusammen:

Widerlager (Fundamentsohle über Grundwasserstand) . . . . .	12 900 Mk.
Plattenbalken mit Abdeckung . . . . .	8 720 „
Fahrbahn und Fußweg . . . . .	1 670 „
Geländer . . . . .	1 650 „
	zusammen rd. 24 940 Mk.

Da die überdeckte Fläche rd. 200 qm beträgt, stellt sich der Einheitspreis für 1 qm Eisenbeton einschließlich Pappabdeckung, Gesims und Schlämmen etwa auf 44 Mk.

Der **Berechnung** war eine Dampfwalze von 23 t zugrunde gelegt. (Vorderrad 10 t, Hinterräder 2 × 6,5 t.)

Für die Fußwege wurde eine gleichmäßig verteilte Belastung von 500 kg/m<sup>2</sup> in Rechnung gesetzt. Für die Zwischenplatten wie für die Längsträger ergaben sich die größten Beanspruchungen bei Nichtberücksichtigung von Menschengedränge vor und hinter der Dampfwalze.

a) Platte unter dem Fahrdamm.<sup>1)</sup>

1. Eigengewicht:

Granitpflaster	$1,0^2 \cdot 0,10 \cdot 2700 = 270$ kg/m <sup>2</sup>
Magerbeton	$1,0^2 \cdot 0,12 \cdot 2200 = 264$ „
Platte . . .	$1,0^2 \cdot 0,20 \cdot 2400 = 480$ „
	zusammen = 1014 kg/m <sup>2</sup> .

$$M_g = \frac{1014 \cdot 1,0^2}{12} = 84,5 \text{ mkg.}$$

<sup>1)</sup> Die nun folgende statische Berechnung ist nur im Auszug wiedergegeben.

## 2. Verkehrslast:

Gemäß Abb. 277 u. 278 sind die Verteilungsbreiten für die Last des Vorderrades der Dampfwalze

$$1,06 + 2(0,10 + 0,125 + 0,04) = 1,59 \text{ m}$$

bezw.  $0,10 + 2(0,10 + 0,125 + 0,04) = 0,63 \text{ ,,}$

Die Belastung ist demnach

$$\frac{10000}{1,59 \cdot 0,63} = 10000 \text{ kg/m}^2$$

$$M_p = \frac{10000 \cdot 1,0^2}{12} = 833,3 \text{ mkg.}$$

Gesamtmoment

$$M_{\max} = \text{rd. } 918 \text{ mkg.}$$

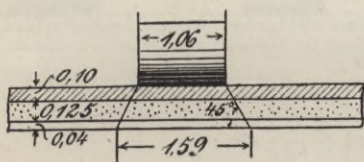


Abb. 277.

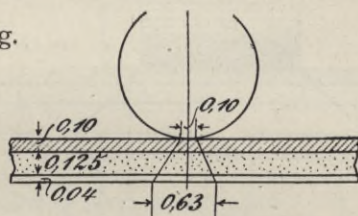


Abb. 278.

## b) Platte unter dem Fußweg.

## 1. Eigengewicht:

Granitmosaikpflaster  $1,0^2 \cdot 0,05 \cdot 2700 = 135 \text{ kg/m}^2$

Magerbeton . . .  $1,0^2 \cdot 0,05 \cdot 2200 = 110 \text{ ,,}$

Platte . . . . .  $1,0^2 \cdot 0,12 \cdot 2400 = 288 \text{ ,,}$

zusammen = 533 kg/m<sup>2</sup>.

2. Verkehrslast 500 kg/m<sup>2</sup>:

$$M_{\max} = \frac{1033 \cdot 2,3^2}{12} = \text{rd. } 455 \text{ mkg.}$$

## c) Balken unter dem Fahrdamm.

Die zur Verfügung stehende Bauhöhe beträgt

$$h = 1,35 - 0,15 - 0,10 = 1,10 \text{ m.}$$

Spannweite = 12,40 m.

## 1. Eigengewicht:

Granitpflaster .  $1,0 \cdot 0,10 \cdot 2700 = 270 \text{ kg}$

Magerbeton . .  $1,0 \cdot 0,15 \cdot 2200 = 330 \text{ ,,}$

Platte . . . .  $1,0 \cdot 0,20 \cdot 2400 = 480 \text{ ,,}$

Balken . . . .  $0,90 \cdot 0,40 \cdot 2400 = 870 \text{ ,,}$

zusammen 1950 kg f. 1 lfd. m.

$$M_p = \frac{1950 \cdot 12,4^2}{8} = 37500 \text{ mkg.}$$

## 2. Verkehrslast:

Das größte Moment tritt auf, wenn die Vorderachse der Dampfwalze sich in einem Abstände von 5,6 m vom Auflager befindet (vergl. Abb. 279) und die Symmetrieachse der Dampfwalze mit der Mittelachse

des Balkens zusammenfällt (vergl. auch S. 112). Die auf den Balken vom Vorderrade der Dampfwalze entfallende Belastung ist gemäß (Abb. 280):

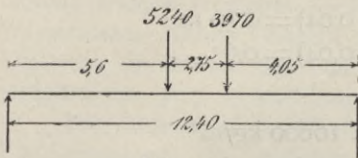


Abb. 279.

$$P_1 = \frac{10000 \cdot 1,0}{1,91} = 5240 \text{ kg}$$

und von den beiden Hinterrädern

$$P_2 = 2 \left( 6500 \cdot \frac{0,425}{1,40} \right) = 3970 \text{ kg.}$$

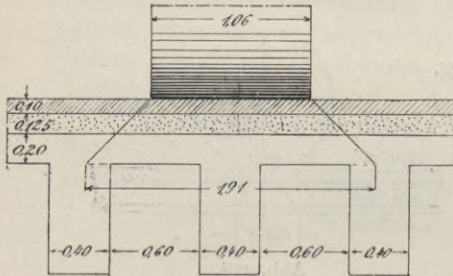


Abb. 280.

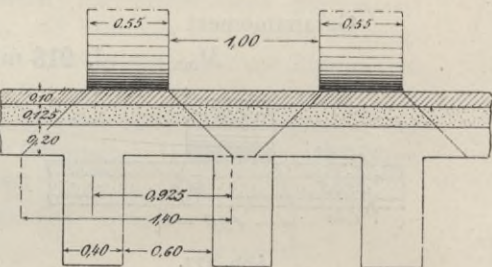


Abb. 281.

Dann ist der Auflagerdruck

$$A = \frac{5240 \cdot 6,8 + 3970 \cdot 4,05}{12,4} = 4170 \text{ kg}$$

$$M_p = 4170 \cdot 5,6 = 23\,352 \text{ mkg.}$$

Gesamtmoment

$$M_{\max} = 60\,852 \text{ mkg.}$$

Es wird ermittelt:

$$x = 49,3 \text{ cm, } y = 40,2 \text{ cm, } \sigma_e = 675 \text{ kg/cm}^2, \sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2.$$

#### Berechnung der Schubspannungen.

Die größte Auflagerkraft beträgt:

1. infolge Eigengewichts

$$V_g = \frac{1950 \cdot 12,4}{2} = 12090 \text{ kg,}$$

2. infolge Verkehrslast (gemäß Abb. 282)

$$V_p = 5240 + \frac{3970 \cdot 9,65}{12,40} = 8330 \text{ kg}$$

$$V_{\max} = 12090 + 8330 = 20420 \text{ kg.}$$

Schubspannung

$$\tau_0 = \frac{20420}{40(110 - 5 - 49,3 + 40,2)} = 5,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Haftspannung an den am Auflager noch unten liegenden 3 Runden von 33 mm Stärke

$$\tau_1 = \frac{40 \cdot 5,3}{5 \cdot 3,14 \cdot 3,3} = 4,09 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Aufbiegen der unteren Eiseneinlagen geschieht in einem Abstände von 2 m vom Auflager. Die größte daselbst auftretende Schubkraft ist gemäß Abb. 283

1. infolge Eigengewichts . . . . .  $12090 - 1950 \cdot 2,0 = 8190 \text{ kg}$
  2. infolge Verkehrslast . . . . .  $\frac{5240 \cdot 10,40 + 3970 \cdot 7,65}{12,40} = 6840 \text{ „}$
- zusammen 15030 kg.

Schubspannung

$$\tau_0 = \frac{15030}{40(110 - 5 - 49,3 + 40,2)} = \text{rd. } 4,0 \text{ kg/cm}^2.$$

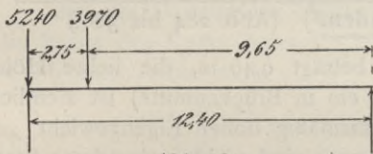


Abb. 282.

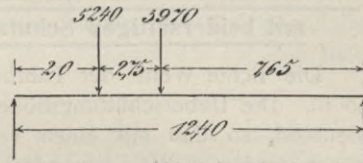


Abb. 283.

d) Balken zwischen Fußweg und Fahrbahn.

1. Eigengewicht:

$$\text{Granitmosaikpflaster} \cdot \frac{2,3}{2} \cdot 1,0 \cdot 0,05 \cdot 2700 = 155 \text{ kg}$$

Magerbeton der Bettung

$$\frac{(1,2 \cdot 0,12 + 2,3 \cdot 0,05)}{2} \cdot 2200 = 286 \text{ „}$$

$$\text{Granitpflaster} \cdot \frac{1,2}{2} \cdot 0,1 \cdot 2700 = 160 \text{ „}$$

$$\text{Platte} \cdot \left( 0,12 \cdot \frac{2,3}{2} + 1,2 \cdot \frac{2,20}{2} \right) \cdot 2400 = 624 \text{ „}$$

$$\text{Balken} \cdot 0,9 \cdot 0,35 \cdot 2400 = 755 \text{ „}$$

$$\text{Bordschwelle} \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 2700 = 240 \text{ „}$$

zusammen 2220 kg f. 1 lfd. m.

2. Verkehrslast: Da von der Dampfwalzenbelastung nur ein sehr kleiner Teil auf diesen Balken entfällt, so wirkt eine Verkehrslast durch Menschengedränge ( $500 \text{ kg/m}^2$ ) ungünstiger, und zwar ist alsdann die Belastung f. 1 lfd. m

$$500 \left( \frac{2,30 + 1,2}{2} \right) = 880 \text{ kg.}$$

Das  $M_{\text{max}}$  ergibt sich zu

$$\frac{(2220 + 880) \cdot 12,40^2}{8} = \mathbf{59\ 582 \text{ mkg.}}$$

e) Randbalken unter dem Fußweg.

1. Eigengewicht:

$$\text{Granitmosaikpflaster} \cdot \frac{2,3}{2} \cdot 1,0 \cdot 0,05 \cdot 2700 = 155 \text{ kg}$$

$$\text{Magerbeton der Bettung} \cdot \frac{2,3}{2} \cdot 0,05 \cdot 2200 = 127 \text{ „}$$

$$\text{Platte} \cdot \frac{2,3}{2} \cdot 0,12 \cdot 2400 = 331 \text{ „}$$

$$\text{Balken} \cdot 0,8 \cdot 0,3 \cdot 2400 = 577 \text{ „}$$

zusammen 1190 kg f. 1 lfd. m.

2. Verkehrslast: Uebertrag 1190 kg f. 1 lfd. m.  
 Menschengedränge . . . . .  $\frac{2,30}{2} \cdot 500 = 575 \text{ kg}$   
 zusammen 1765 kg f. 1 lfd. m.

$$M_{\max} = \frac{1765 \cdot 12,4^2}{8} = 33\,930 \text{ mkg.}$$

Beispiel 5:

**Ausführung und statische Berechnung für eine Straßenbrücke mit beiderseitigen Schutzwänden.<sup>1)</sup>** (Abb. 284 bis 300.)

Die lichte Weite der Fahrbahn beträgt 9,40 m, die lichte Höhe 4,90 m. Die Ueberschüttungshöhe (35 cm in Brückenmitte) ist ziemlich bedeutend, so daß mit einem verhältnismäßig hohen Eigengewicht gerechnet werden mußte. Besondere Fußwege sind nicht vorhanden. Statt eines Geländers ist beiderseitig eine 2 m hohe, auf Winddruck berechnete Schutzwand vorgesehen, um ein Scheuwerden der Pferde infolge Rauches und Geräusches durchfahrender Züge zu vermeiden. Zwei lastverteilende Querträger dienen zur gegenseitigen Versteifung jener Schutzwände. Die Endquerträger sind besonders bewehrt und ruhen auf Sandstein-Rollschichten. In beiden Hauptzeichnungen (Abb. 292 u. 293) ist die Rüstung mit angegeben worden.

**1. Belastungen.**

Ruhende Last:

Schotter, 0,35 m stark . . . . . 1 m<sup>3</sup> = 1,8 t  
 Eisenbeton . . . . . 1 m<sup>3</sup> = 2,5 t.<sup>2)</sup>

Bewegliche Last:

1. Kesselwagen (Abb. 284 u. 285),
2. Dampfwalze (Abb. 286).

Der verbleibende Raum ist mit Menschengedränge zu 400 kg/m<sup>2</sup> belastet.

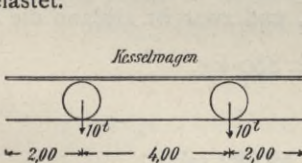


Abb. 284.

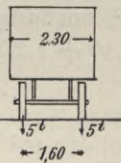


Abb. 285.

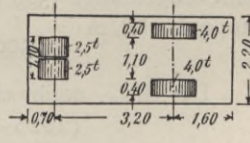


Abb. 286.

Für die Berechnung der Fahrbahntafel ist das Rad des Kesselwagens maßgebend, da durch die Druckverteilung unter 45° durch den Schotter auf die Fahrbahntafel die Verteilungsfläche bei der Dampfwalze eine viel größere ist als beim Kesselwagen (vergl. Abb. 287).

<sup>1)</sup> Eisenbahnunterführung der Linie Zittau—Löbau, ausgeführt von der Firma Joh. Odorico, Dresden.

<sup>2)</sup> Für gewöhnliche Fälle, zu 2,4 t f. 1 m<sup>3</sup> angenommen; vergl. Seite 25.



Für die Berechnung der Balken ist zu untersuchen, welche von den beweglichen Lasten die ungünstigste ist.

Bei dem Kesselwagen liegen je 2 Räder in einer Ebene. Die Breite der Räder beträgt 20 cm, die des Balkens 30 cm, mithin stehen die Räder unmittelbar auf den Balken. Der Abstand der Balken beträgt 1,30 m.

Das größte Biegemoment ergibt sich stets unter einem Rade, und zwar muß die Mitte des Balkens gleich weit entfernt sein von der Resultierenden der 2 Lasten und der maßgebenden Last (vergl. Abb. 288):

$$M_{\max} = \frac{P}{2l} (l - c)^2 = \frac{5000}{2 \cdot 9,4} (9,40 - 2,00)^2 = 15\,420 \text{ mkg.}$$

Bei der Dampfwalze stellen wir das kleine Rad auf den Balken. Die Breite des Rades beträgt 1,10 m, der Auflagerdruck für den Balken ist folgender (Abb. 289):

$$B' = \frac{2,50 \cdot 0,275}{1,30} = 0,53 \text{ t}$$

$$A' = 2(2,50 - 0,53) = 3,94 \text{ t.}$$

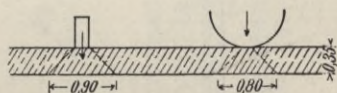


Abb. 287.

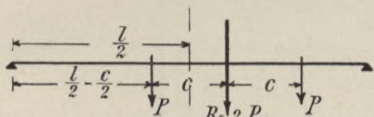


Abb. 288.

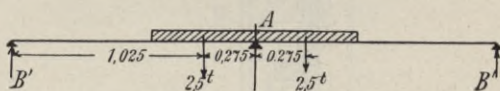


Abb. 289.

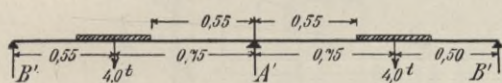


Abb. 290.

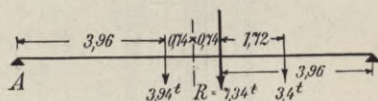


Abb. 291.

Der Auflagerdruck der zwei hinteren Räder ist (Abb. 290)

$$B' = \frac{4,0 \cdot 0,75}{1,30} = 2,30 \text{ t}$$

$$A' = 2(4,0 - 2,3) = 3,40 \text{ t.}$$

Abstand der Achsen = 3,20 m. Dann ist gemäß Abb. 291

$$A = \frac{7,34 \cdot 3,96}{9,40} = 3,09 \text{ t}$$

$$B = 4,25 \text{ t}$$

$$M_{\max} = 3090 \cdot 3,96 = 12\,236 \text{ mkg.}$$

Das größte Moment ergibt sich also bei dem Kesselwagen, und ist somit dieser für die Berechnung maßgebend.

## 2. Berechnung der Fahrbahnplatte.

Die Berechnung der über 6 Stützen fortlaufenden Platte erfolgte auf graphischem Wege gemäß Abb. 295.<sup>1)</sup> Die so ermittelten Momente sind:

$$\begin{array}{l|l} +M_g = 0,14 \cdot 1000 = 140 \text{ mkg} & +M_p = 0,25 \cdot 3000 = 750 \text{ mkg} \\ -M_g = 0,19 \cdot 1000 = 190 \text{ „} & -M_p = 0,40 \cdot 3000 = 1200 \text{ „} \end{array}$$

<sup>1)</sup> Vergl. Culmann, Ritter, Anwendungen der graphischen Statik, Teil III: Der kontinuierliche Balken, Zürich 1900.

Die Größtmomente sind dann

$$+ M_{\max} = 140 + 750 = \mathbf{890 \text{ mkg}}$$

$$- M_{\max} = 190 + 1200 = \mathbf{1390 \text{ mkg.}}$$

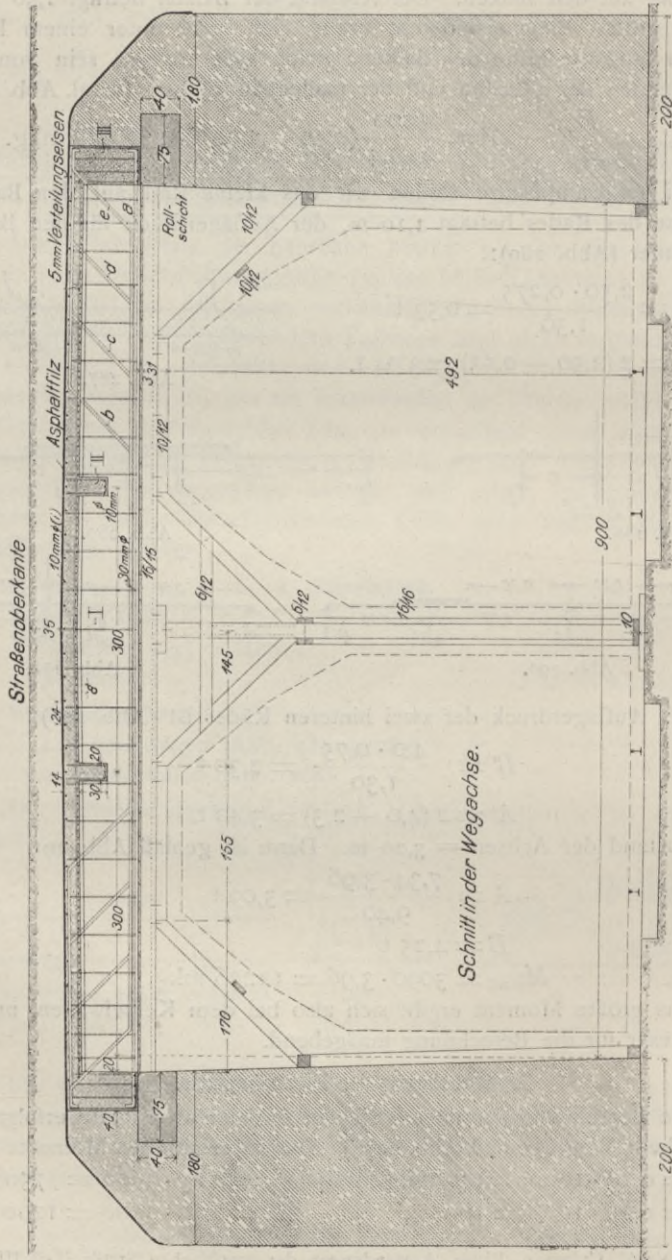


Abb. 292.

Abb. 294.

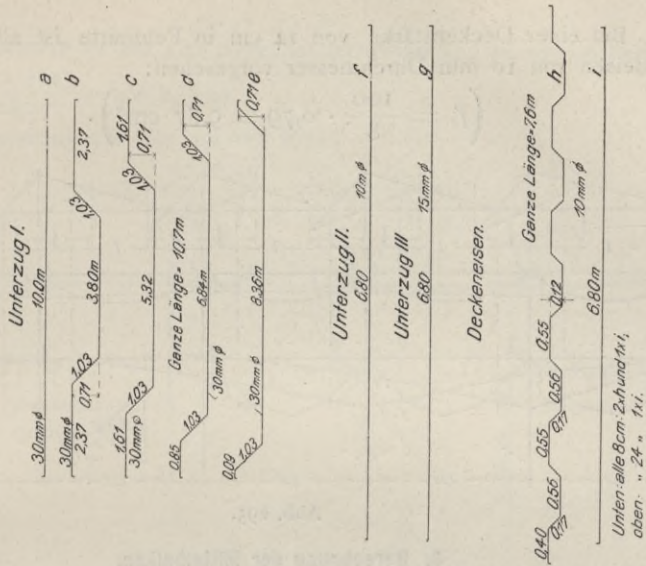
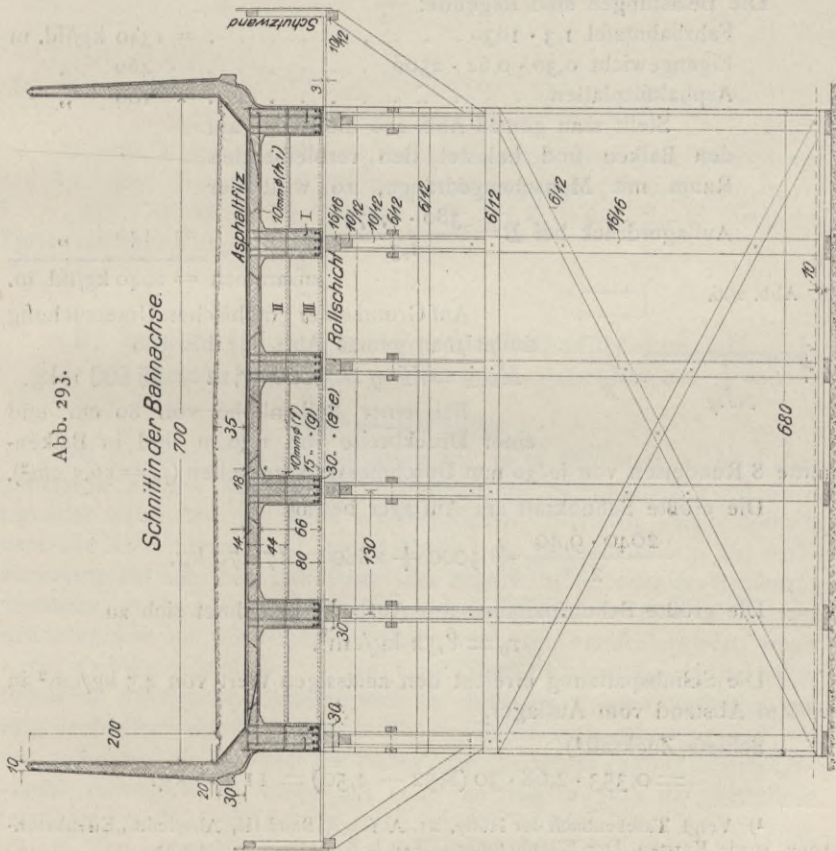


Abb. 293.

Schnitt in der Bahnachse.



Bei einer Deckenstärke von 14 cm in Feldmitte ist alle 8 cm ein Rundeisen von 10 mm Durchmesser vorgesehen:

$$\left( f_e = \frac{100}{8} \cdot 0,79 = 9,87 \text{ cm}^2 \right).$$

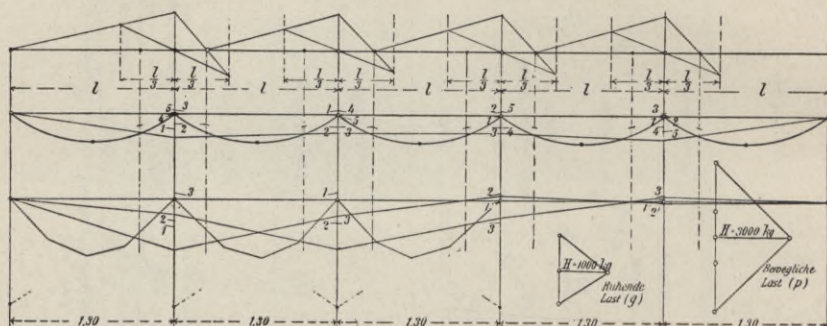


Abb. 295.

### 3. Berechnung der Mittelbalken.

Die Belastungen sind folgende:

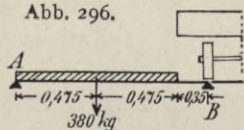
Fahrbahntafel	1,3 · 1030 . . . . .	= 1340 kg/lf. m
Eigengewicht	0,30 · 0,62 · 2500 . . . . .	= 460 „
Asphaltfilzplatten	. . . . .	= 100 „

Stellt man gemäß Abb. 296 die Räder auf den Balken und belastet den verbleibenden Raum mit Menschengedränge, so wird der

$$\text{Auflagerdruck bei } B = \frac{380 \cdot 0,475}{1,3} . . . . . = 140 \text{ „}$$

zusammen = 2040 kg/lf. m.

Abb. 296.



Auf Grund einer graphischen Untersuchung findet man gemäß Abb. 297 bis 300

$$M_{\max} = H \cdot y = 5000 \cdot 7,12 = 35\,600 \text{ mkg.}$$

Bei einer Balkenhöhe von 80 cm und einer Druckbreite von 1,30 m sind in Balkenmitte 8 Rundeisen von je 30 mm Durchmesser vorgesehen ( $f_e = 56,5 \text{ cm}^2$ ).

Die größte Schubkraft am Auflager beträgt

$$\frac{2040 \cdot 0,40}{2} + 5000 + 2880 = 17\,470 \text{ kg.}$$

Die größte Schubspannung am Auflager berechnet sich zu

$$\tau_0 = 8,52 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Schubspannung erreicht den zulässigen Wert von  $4,5 \text{ kg/cm}^2$  in 2,68 m Abstand vom Auflager.

Schiefe Zugkraft<sup>1)</sup>

$$= 0,353 \cdot 2,68 \cdot 30(8,52 - 4,50) = 11\,470 \text{ kg.}$$

<sup>1)</sup> Vergl. Taschenbuch der Hütte, 21. Auflage, Band III, Abschnitt „Eisenbetonbau“, sowie Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Auflage, Seite 270.

Zugspannung in den vier abgebogenen Eisen von je 30 mm Durchmesser =  $\frac{11\,470}{28,27} = 406 \text{ kg/cm}^2$ .

Haftspannung der vier unteren Eisen

$$\tau_1 = \frac{30 \cdot 8,52}{4 \cdot 3,0 \cdot 3,14} = 6,77 \text{ kg/cm}^2.$$

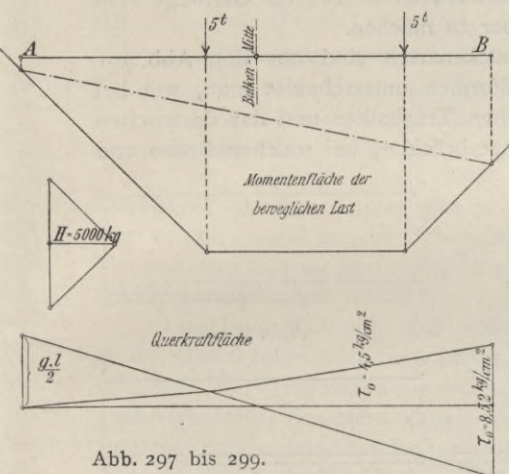


Abb. 297 bis 299.

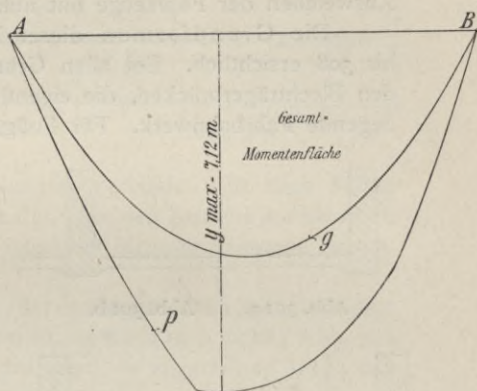


Abb. 300.

Betreffs weiterer Rechnungsbeispiele vergl. Beton u. Eisen 1909, S. 258 u. 285; Zement und Beton 1909, S. 653, 1910, S. 665, 760, 1911, S. 121, 173; Zeitschrift für Tiefbau 1905, Nr. 6, 1906, Nr. 1; Deutsche Technikerzeitung 1907, S. 169.

## B. Beiderseits frei aufliegende Balkenbrücken mit unten liegender (versenkter) Fahrbahn.

### Die Ausführung.

Bei größeren Spannweiten als 8 bis 10 m (bis etwa 15 m), aber geringeren Breiten als 5 bis 6 m kommen die Balkenbrücken mit oben liegender Fahrbahn, wie unter A. besprochen, in vielen Fällen deshalb nicht zur Anwendung, weil ihre Bauhöhe, die Entfernung von Bauwerkunterkante bis zum höchsten Punkt des Schotterbettes oder bis Schienenoberkante, zu bedeutend wird. Im allgemeinen ist die Anwendung von Balkenbrücken mit versenkter Fahrbahn nur dann empfehlenswert, wenn — bei geringster Bauhöhe — die lichte Breite kleiner ist als die halbe Lichtweite der Brücke. Ist man nicht in der Lage, durch Anordnung von Zwischenpfeilern ein fortlaufendes Trägersystem zu verwenden, und will man andererseits die kostspieligen Widerlagkörper eines gewölbten Brückenhogens vermeiden, so bleibt nur noch die Balkenbrücke mit versenkter Fahrbahn zur Wahl übrig. Sie empfiehlt sich in erster Linie — bei möglicher Vermeidung hoher Auffahrtrampen — für Ueberführungen von

Bahneinschnitten, wo es sich bekanntlich darum handelt, Niveautübergänge zu ersetzen. Sie bieten hier neben der geringen Konstruktionshöhe auch den Vorteil, Fußgänger und Pferde gegen den Rauch und Dampf der Lokomotiven zu schützen und das Herabfallen von Gegenständen auf den Bahnkörper zu verhindern. Nachteilig für die Brücken mit versenkter Fahrbahn ist der Umstand, daß die lichten Breiten größer sein müssen als sonst, weil hier die Möglichkeit fortfällt, einen Teil der Gehwege zum Ausweichen der Fahrzeuge mit nutzbar zu machen.

Die Grundformen dieser Brückenarten sind aus den Abb. 301 bis 308 ersichtlich. Bei allen Grundformen unterscheidet man, wie bei den Blechträgerbrücken, die eigentlichen Tragbalken und das dazwischen liegende Fahrbahnwerk. Für Fußgängerbrücken, bei welchen Breite und

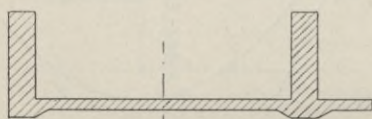


Abb. 301a.

Abb. 301b.

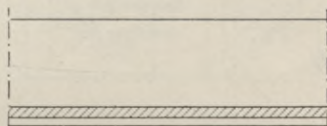


Abb. 302.

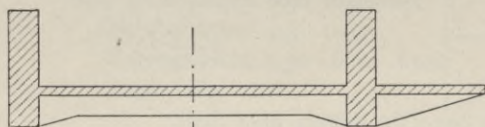


Abb. 303a.

Abb. 303b.

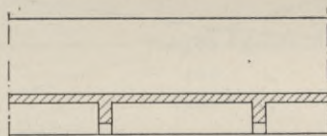


Abb. 304.

Länge der Fahrbahn sowie die Belastungen gering sind, genügt eine Brückenform nach Abb. 301a. Beide Tragbalken sind in der Ebene des Untergurtes durch eine gewöhnliche, fest verspannte Platte miteinander verbunden (vergl. auch Abb. 321); Abb. 302 zeigt den dazugehörigen Längsschnitt. Soll noch ein seitlicher Fußsteig vorgesehen werden, so kann man die Ausführung desselben gemäß Abb. 301b vornehmen. Diese Kragplatten erlauben zwar eine Einschränkung der Bauhöhe, schließen aber die Möglichkeit eines Querverkehrs auf der Brücke aus. Bei größeren Brückenabmessungen und Belastungen, insbesondere bei Straßenbrücken, empfiehlt sich die Anordnung besonderer Querträger, welche fest in den Balken eingespannt sind (Abb. 303). Die Tragstäbe der Fahrbahnplatte laufen parallel zur Brückenachse. Seitliche Fußsteige können gemäß Abb. 303 in der Weise ausgeführt werden, daß man die Querträger jenseits der Balken in Konsolrippen enden läßt und diese Rippen durch eine fortlaufende Platte miteinander verbindet. Ist die Konstruktionshöhe äußerst beschränkt, so kann man nötigenfalls zu einer Anordnung gemäß Abb. 305

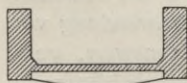


Abb. 305.

seine Zuflucht nehmen. Bei besonders starken Belastungen und Brückenbreiten, namentlich auch bei Eisenbahnbrücken, werden Längsträger notwendig, die wie bei den Blechträgerbrücken die Querbalken in Richtung der Brückenachse steif miteinander verbinden. Die Trageisen

der Platten laufen dann rechtwinklig zur Brückenachse und sind in den Hauptbalken fest verankert. Bei Eisenbahnbrücken dienen die Längsträger zur Auflagerung der Schienen. Sie übertragen die Raddrücke auf die Querträger und diese wieder auf die Hauptbalken (vergl. Abb. 194). Die Fußsteige können gleichfalls mit Zuhilfenahme eines Längsträgers ausgeführt werden, welcher die einzelnen Konsolrippen, die Ausläufer der

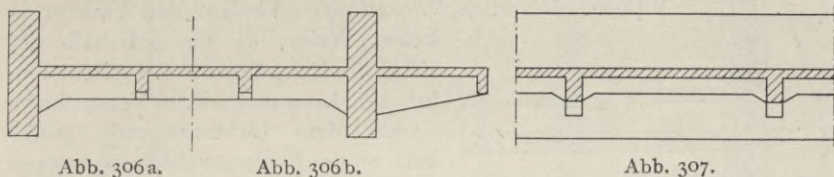


Abb. 306 a.

Abb. 306 b.

Abb. 307.

Querträger an den Köpfen fest miteinander verbindet. In allen Fällen wird es sich empfehlen, die Uebergänge der einzelnen Bauteile zur besseren Verspannung und zur Berücksichtigung negativer Biegemomente voutenförmig auszugestalten.

Liegt der Fall vor, daß außer der geringen Bauhöhe auch eine größere Brückenbreite zu berücksichtigen ist, so kann man gemäß Abb. 308 insgesamt vier Tragbalken vorsehen, die dann so anzuordnen sind, daß Fußsteige und Fahrbahn durch besondere Balken voneinander getrennt werden. Die Lichtweite der im Querschnitt dargestellten Brücke beträgt rd. 12 m.

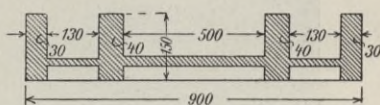


Abb. 308.

Was die Ausführung der Tragbalken anlangt, so kann man durch kräftige Bewehrung im Ober- und Untergurt die Höhenabmessungen vermindern. Die Trägerhöhe ist natürlich eine Funktion der Brückenbreite, und je größer die letztere ist, um so höher müssen die Balken sein. Große Ersparnis an Baustoff kann dadurch erzielt werden, daß man die Balken als Träger gleicher Biegefestigkeit ausführt, diese also entsprechend

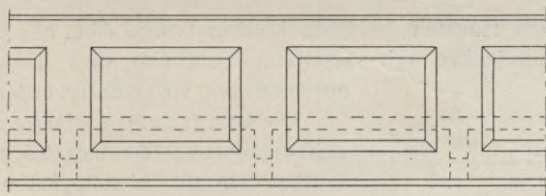


Abb. 309.

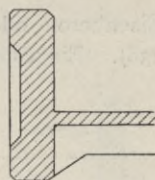


Abb. 310.

der Abnahme der Biegemomente nach den Auflagern hin allmählich niedriger werden läßt (vergl. Abb. 319). Man verleiht auch auf solche Weise den Balkenträgern ein gefälligeres Aussehen. Bei Straßenbrücken können die seitlichen Balken gleichzeitig als Brüstung benutzt werden, sofern sie nicht zu hoch hergestellt sind und dadurch die Aussicht wegnehmen. Um die Nacktheit einer glatten Betonfläche zu vermeiden und

das Eigengewicht der Träger möglichst zu verringern, kann man gemäß Abb. 310 Aussparungen an der Außenseite des Trägers vornehmen.<sup>1)</sup>

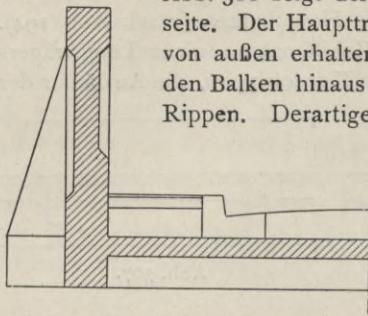


Abb. 311.

Abb. 311 zeigt derartige Aussparungen auch an der Innenseite. Der Hauptträger hat hier eine besondere Versteifung von außen erhalten; die Querträger gehen ein Stück über den Balken hinaus und stützen ihn durch aufwärtsstrebende Rippen. Derartige Versteifungen hindern den Verkehr in keiner Weise, da sie außerhalb der Fahrbahnfläche liegen. Bei Eisenbahnbrücken kann man solche Versteifungsrippen dem Lichtraumprofil gemäß auch an der Balkeninnenseite anbringen (vergl. hierzu Abb. 96).

Da die ganze Brückenlast durch die beiden Hauptträger auf die Widerlager übertragen wird, die Auflagerkräfte also ganz bedeutende sind, verwendet man gern besondere Auflagerklötze, die aus Beton oder

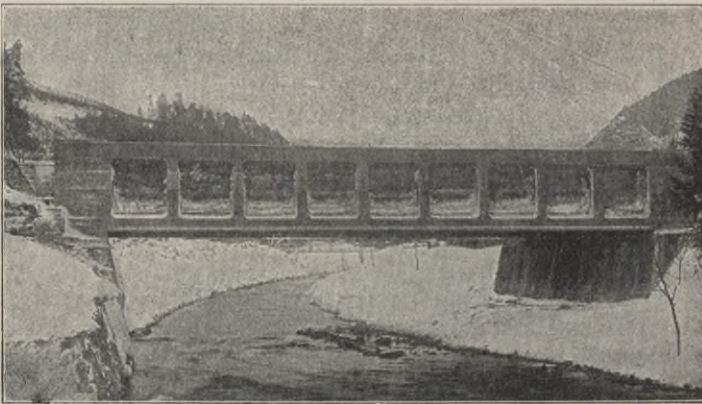


Abb. 312.

Eisenbeton oder auch aus Haustein bestehen können (vergl. Abb. 284 u. 338). Eingespannte Hauptbalken mit versenkter Fahrbahn sind bisher nur vereinzelt ausgeführt worden.

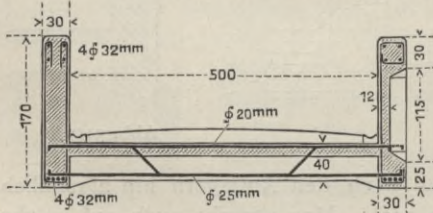


Abb. 313.

Die Abb. 312 u. 313 zeigen Ansicht und Querschnitt einer Brücke in Freudenstadt (Christophsthal) in Württemberg. Die lichte Weite beträgt 11,5 m, die Fahrbahn-

Brückenmitte am tiefsten und vermindert diese Nischentiefe nach den Auflagern hin allmählich bis auf Null. Die Endfelder bleiben in der Regel ohne Vertiefung.

Bei einer Ausführung in Freising wurden die 6 cm tiefen Aussparungen mit Neutraltinte getönt und die sonstigen Flächen sauber gestockt.

<sup>1)</sup> Entsprechend der Zunahme der Querkräfte nach den Auflagern hin macht man vorteilhaft die Nischen in



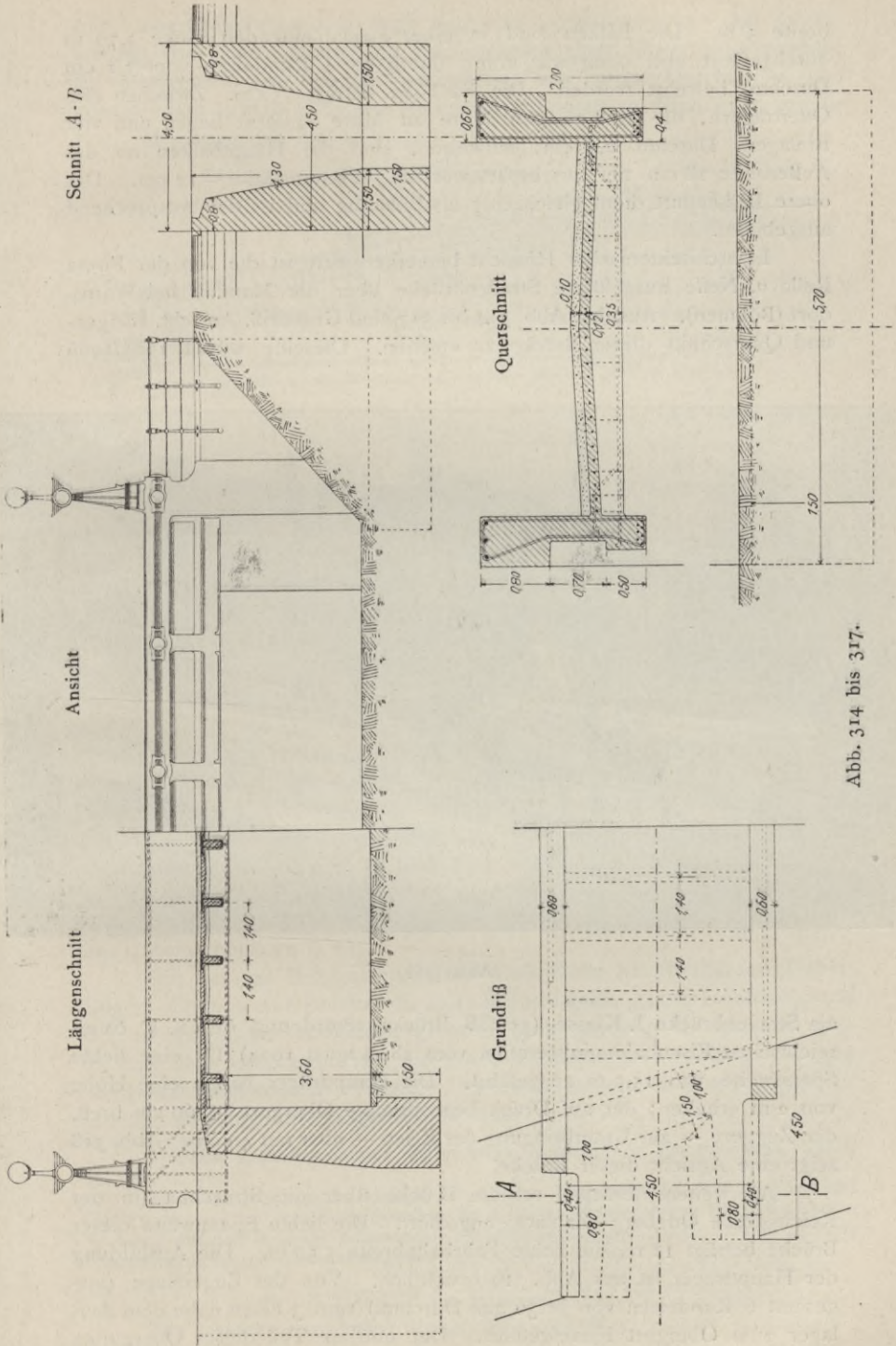


Abb. 314 bis 317.

breite 5 m. Die Balken sind in einer gleichbleibenden Höhe 1,70 m durchgeführt und oben wie unten durch je 4 Rundeisen von 3,2 cm Durchm. bewehrt worden. Die Bauhöhe beträgt 75 cm. Zwischen den Querträgern, die 1,28 m von Mitte zu Mitte entfernt liegen und vier Einlagen, Durchm. 2,5 cm, aufweisen, sind die Hauptbalken an der Außenseite 18 cm tief ausgespart worden. Plattenstärke = 12 cm. Der obere Balkengurt dient gleichzeitig als Brüstung und ist dementsprechend ausgebildet.

In architektonischer Hinsicht bemerkenswert ist die von der Firma Rella u. Neffe ausgeführte Straßenbrücke über die Mandau bei Warnsdorf (Böhmen). Aus den Abb. 314 bis 317 sind Grundriß, Ansicht, Längen- und Querschnitt dieser Brücke zu ersehen. Dieselbe wurde 1905/1906

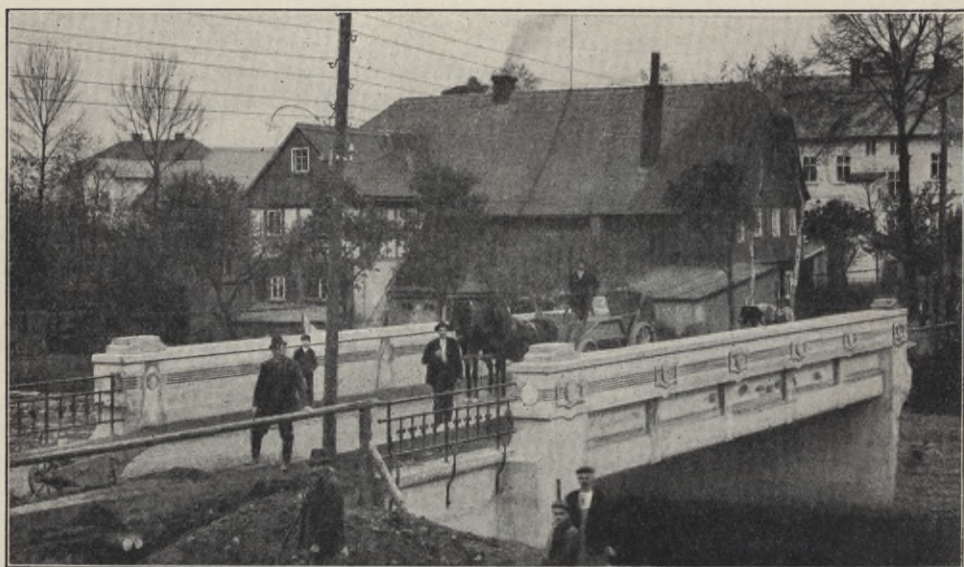


Abb. 318.

als Straßenbrücke I. Klasse (gemäß Brückenverordnung des k. k. österreichischen Eisenbahnministeriums vom 28. August 1904) für eine lichte Spannweite von 15,5 m ausgeführt. Die Hauptträger haben eine Höhe von 2 m erhalten; der auf Druck beanspruchte Obergurt ist 60 cm breit, der Zuggurt — zur Unterbringung der Eisen — aber nur 40 cm. Abb. 318 zeigt eine Ansicht dieser Brücke.

Als weiteres Beispiel sei die Brücke über die Struschka (in der Reichsstraße Odeberg—Zablacs) angeführt. Die lichte Spannweite dieser Brücke beträgt 12 m, die lichte Fahrbahnbreite 5,50 m. Die Ausbildung der Hauptträger ist aus Abb. 319 ersichtlich. Von der Zugeinlage (insgesamt 6 Rundeisen von je 36 mm Durchm.) sind 3 Eisen nahe dem Auflager zum Obergurt hinaufgeführt. Der mittlere Teil dieses Obergurtes

zeigt eine Spiralbewehrung nach Bauweise Considère,<sup>1)</sup> die den Zweck verfolgt, die Randspannung des stark beanspruchten Obergurtquerschnitts zu verringern.<sup>2)</sup> Die Spirale — Rundeisen von 10 mm Durchm. — umspannt einen lichten Kern von 30 cm und besitzt 10 Windungen auf je 1 m. Mischung des Betons 1 : 3.

Längenschnitt durch den Hauptträger

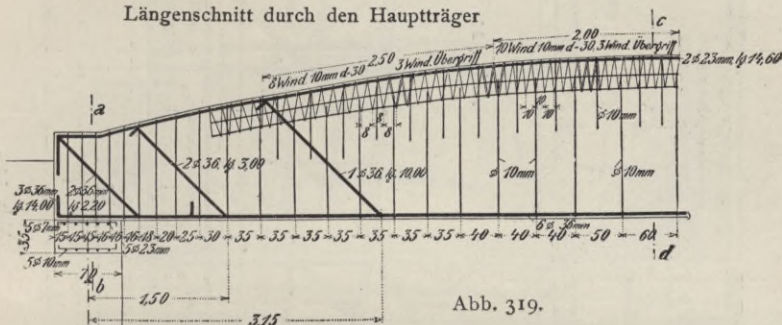


Abb. 320 zeigt den Querschnitt einer kleinen Balkenbrücke von etwa 4 m Lichtweite für Eisenbahnbetrieb. Die beiden Randträger tragen je einen ausgekragten Fußsteig. Da die Spannweite eine sehr geringe ist, konnten die Tragbalken auf eine Höhe von nur 80 cm gebracht werden. Ueber die statische Berechnung einer solchen Brückenform vergl. Zement und Beton 1911, S. 122 u. 173.

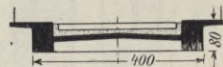


Abb. 320.

Auch bei der Bahnsteigunterführung auf Bahnhof Gmünd (Abb. 321 u. 322) sind, um an Konstruktionshöhe zu sparen, Balkenträger mit versenkter Fahrbahn angeordnet. Die Trennung der eigentlichen Gleisbrücken von den Bahnsteigplatten erfolgt durch 5 cm weite Fugen. Man gewinnt auf diese Weise getrennte Bauteile, die für sich arbeiten können und die bei Gleisänderungen leicht gerückt, unter Umständen sogar neben den Gleisen hergestellt und in Betriebspausen fertig eingeschoben werden können. Für die Abdichtung ist ein 3 cm starker Zementglattstrich mit Drahtnetzeinlage verwandt worden (vergl. weiterhin Deutsche Bauzeitung 1911, Zementbeilage S. 91).

Ein weiteres Beispiel bildet die Aachbrücke bei Wehhausen (Ueberlingen—Baden), eine Brücke von 20,40 m Lichtweite, 3,75 m Lichtbreite und 2,20 m Trägerhöhe in Spannungsmittle. Abb. 323 zeigt die sparsame Ausbildung der Widerlager, die auf einen Pfahlrost gesetzt sind, Abb. 324 die Bewehrungsweise der Träger. Die Brücke ist von der Firma Brenzinger u. Cie., Freiburg i. B. ausgeführt worden.

<sup>1)</sup> Ueber spiralumschnürten Beton vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Aufl., S. 313.

<sup>2)</sup> In dem vorliegenden Beispiel ist  $\sigma_d$  (ohne Umschnürung) = 50,4 kg/cm<sup>2</sup> und der Prozentsatz des dem Spinalgewichte für 1 lfd. m gleichwertigen Eisenquerschnitts in bezug auf den in Frage kommenden Betonquerschnitt  $p = 0,006$ . Dann ist nach Considère die durch Umschnürung verringerte Randspannung

$$\sigma = \frac{\sigma_d}{1 + 32p} = \frac{50,4}{1 + 32 \cdot 0,006} = 42,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Spannungsverringering beträgt also rd. 13 vH.

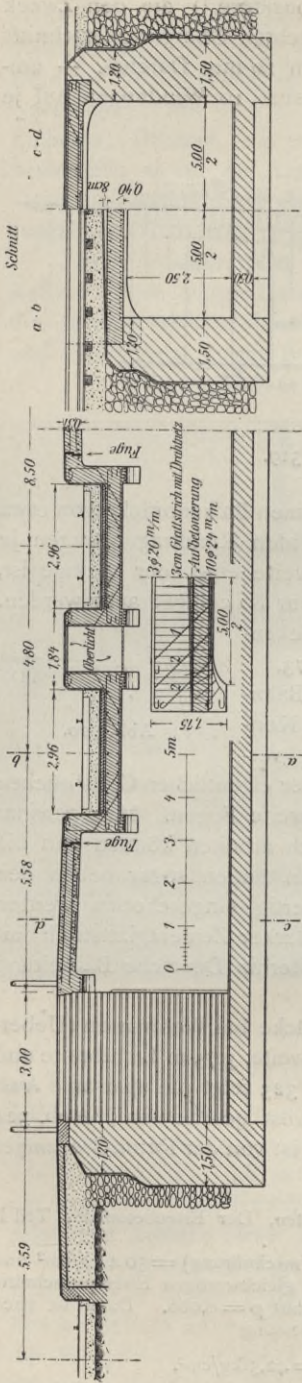


Abb. 321.

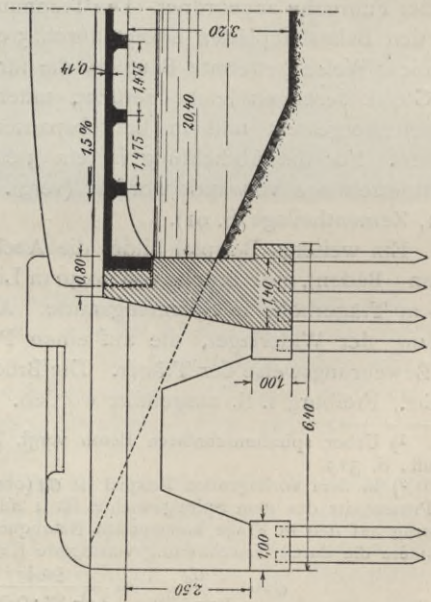


Abb. 323.

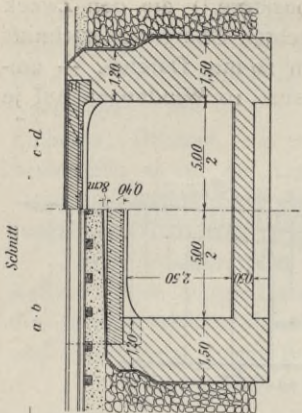


Abb. 322.

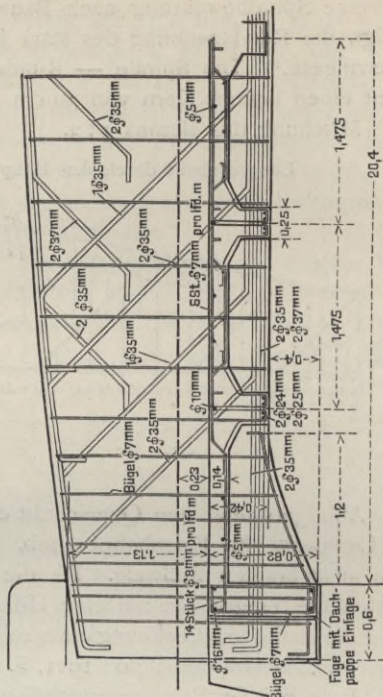


Abb. 324.

Ebenfalls im Großherzogtum Baden (in Bretten) zur Ausführung gekommen ist die in den Abb. 325 bis 329 dargestellte Straßenüberführung von 12,30 m Spannweite und 7,80 m Gesamtbreite. Die Höhe der Hauptträger beträgt 2,50 m. Die Ansichtsflächen, in Kalksteinvorsatzbeton, sind steinmetzmäßig bearbeitet worden. Für die Auflagerung der Tragbalken

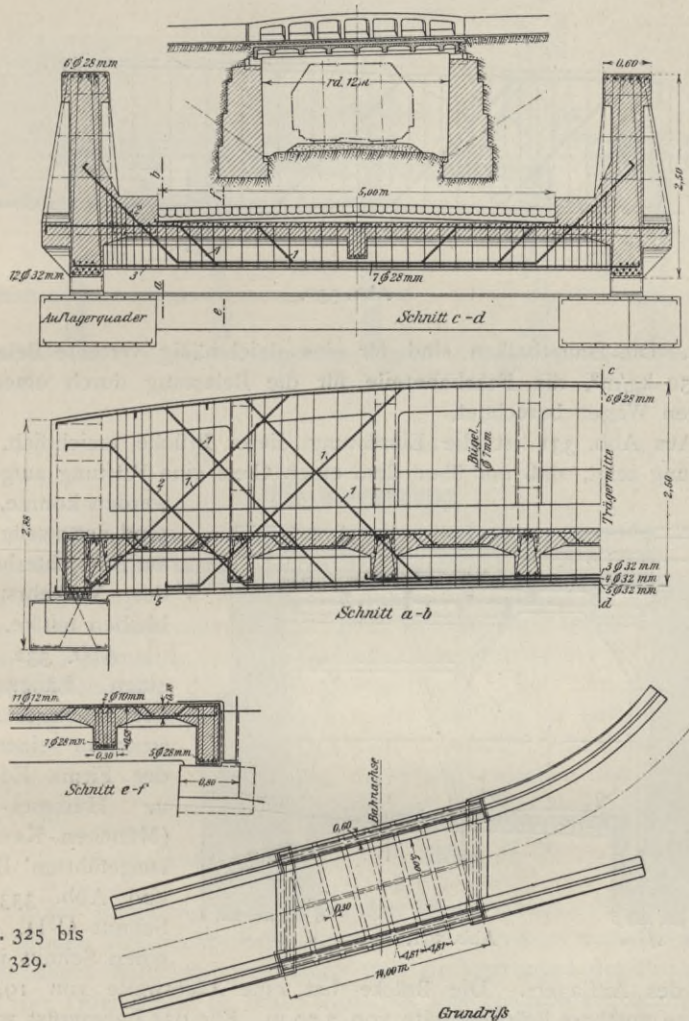


Abb. 325 bis  
329.

dienen Quadern aus Eisenbeton mit schwach gewölbtem Rücken. Die feste Auflagerung auf der einen Seite wird durch Einführung besonderer Ankerisen erzielt (vergl. Abb. 327).

Aus Abb. 330 ist Längsschnitt und Trägereinlage einer Wegeüberführung in Grimmelfingen bei Ulm ersichtlich. Lichte Weite 9 m, lichte Breite 4,5 m. Da die Einlagen im Trägerquerschnitt nebeneinandergelegt

sind, hat man den beiden Balken eine Breite von 70 cm gegeben. Die Bewehrung der Querträger erfolgt durch 4 Rundstangen von je 2,6 cm Durchm. Die Fahrbahn ist mit Asphaltfilzplatten abgedeckt und zur besseren Wasserabführung in Längs- und Querrichtung der Brücke beiderseits mit Gefälle versehen worden. Da die durch die Träger gebildete Brüstung zu niedrig ist, hat man noch ein besonderes Geländer darauf-

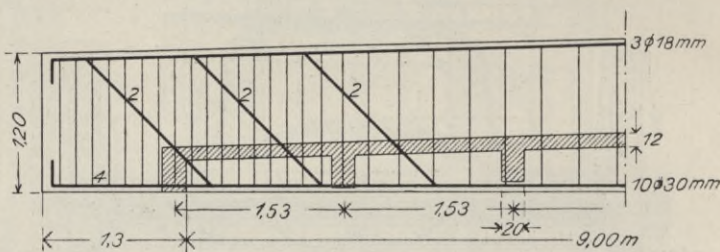


Abb. 330.

gesetzt. Die Hauptbalken sind für eine gleichmäßig verteilte Belastung von  $450 \text{ kg/m}^2$ , die Fahrbahnteile für die Belastung durch einen 6 t schweren Wagen berechnet.

Aus Abb. 331 ist die Einrüstung dieser Brücke ersichtlich. Die Abbildung zeigt, daß nur über dem einen Gleis eine Rüstung aufgestellt

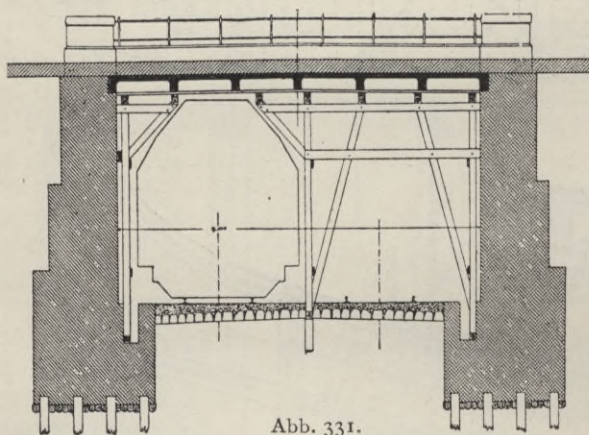


Abb. 331.

werden konnte, während das zweite Gleis zur Aufrechterhaltung des Verkehrs freibleiben mußte.

Abb. 332 zeigt einen Längsschnitt der Lehrgerüstkonstruktion einer von der Firma Edwards u. Hummel-Kunz (München-Kempton) ausgeführten Brücke und Abb. 333 den Schnitt C-D, sowie einen Schnitt in der

Nähe des Auflagers. Die Brücke hat eine Lichtweite von 19,80 m und eine nutzbare Brückenbreite von 3,50 m. Für das Lehrgerüst wurden 25 cm starke Holzpfähle in Abständen von 2,50 m längs der beiden Hauptbalken und der Brückenachse gerammt, diese durch Streben und Zangen gegenseitig verbunden und dann auf den Pfahlköpfen ein Kantholz 25/25 cm befestigt. Zur leichteren Ausrüstung wurden jeweils an den Einspannungsstellen der Querträger Eichenkeile angeordnet, auf diesen Keilen in Längsrichtung 10 cm starke Bohlen und senkrecht zu ihnen 1,75 m weit gespannte Kanthölzer gelegt, welche die Querträger zu tragen

hatten. Letztere bildeten zugleich die Auflager für die Lehren der Fahr-  
bahnplatte. Die Einschalung der Balkenwandungen erfolgt absatzweise  
von unten aus, dem Fortschreiten der Betonierarbeit entsprechend.

Ueber andere Brückenbauten mit versenkter Fahrbahn vergl. die  
Abb. 510, 512, 515, 575, 576, 583, 585, 588, 608, 610, 623.

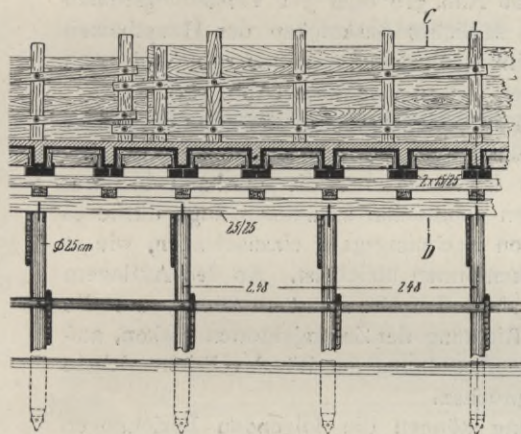


Abb. 332.

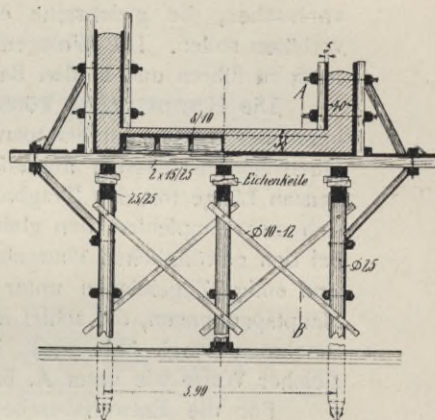


Abb. 333.

### Die Berechnung.

Die Berechnung der Balkenbrücken mit unten liegender Fahrbahn  
erfolgt in ähnlicher Weise wie bei den Blechträgerbrücken. Was zunächst  
die Fahrbahnplatte anlangt, so stimmt die Berechnung derselben mit  
jener unter A. besprochenen im Grundgedanken durchaus überein: Einzel-  
lasten in Plattenmitte erzeugen größere Biegemomente als gleichmäßig  
verteilte Belastung durch Menschengedränge. Bei Annahme gleicher  
Höhenlage der Querträger kann man die Fahrbahn als fortlaufende Platte  
bei freier Lagerung auf den Querträgern ansehen. Berücksichtigt man  
andererseits die feste Einspannung der Platte zwischen den Querträgern,  
so genügt eine Querschnittsermittlung nach den Größtmomenten

$$+M = \frac{Q \cdot l}{24} \quad -M = \frac{Q \cdot l}{12}$$

Beide Rechnungsarten setzen aber Dinge voraus, die in der Praxis  
zum großen Teil nicht vorhanden sind. Man erspart sich deshalb gern  
umständliche Berechnungen, nimmt freie Auflagerungen der Plattenstücke  
über den Querträgern an und vermindert das gefundene Moment um  $\frac{3}{4}$   
oder  $\frac{2}{3}$  seines Wertes. Natürlich müssen über den Querträgern genügend  
viel Einlagen im Obergurt der Platte vorhanden sein, um den dort auf-  
tretenden Zugkräften Rechnung zu tragen. Sind Längsträger vorhanden,  
so kann man auch mit allseitiger Auflagerung bzw. allseitiger (teilweiser)  
Einspannung rechnen und demgemäß die Querschnittsform bestimmen.

Die Längsträger werden in der Regel so angeordnet, daß die  
Platten gleiche Spannweite erhalten. Bei Eisenbahnbrücken ist ihre gegen-  
seitige Entfernung von der Spurweite des Gleises abhängig.

Für die Querträger ist die ungünstigste Lastenstellung besonders zu ermitteln. Die Stützweite geht von Mittelachse bis Mittelachse Tragbalken. Man kann die Träger als beiderseits eingespannte oder frei aufliegende Balken berechnen. In letzterem Falle ist das gefundene Moment um etwa  $\frac{2}{3}$  seines Wertes zu vermindern. Zur Aufnahme der negativen Einspannungsmomente sind gemäß Abb. 310 oder 311 Versteifungsrippen vorzusehen, die gleichzeitig ein seitliches Ausknicken der Hauptbalken verhüten sollen. Die Einlagen sind nach den Seiten hin zum Teil nach oben zu führen und in den Balken fest zu verankern (Abb. 313).

Die Hauptträger können in gleicher Weise wie die Blechträger berechnet werden, indem man alle Lasten an den Knotenpunkten, den Querträgeranschlüssen, angreifen läßt. Da aber die Fahrbahn in ihrer ganzen Länge mit den Tragbalken unmittelbar zusammenhängt, dürfte es sich mehr empfehlen, den gleichen Rechnungsgang einzuschlagen, wie er bei den gewöhnlichen Plattenbalkenformen üblich ist. An den Auflagern sind einige Zugeinlagen unter  $45^\circ$  in den Druckgurt zu führen, um die Hauptspannungen, die schief in Richtung der Zugtrajektorien wirken, aufzunehmen (vergl. Abb. 330). Die Anordnung der Bügel vollzieht sich in gleicher Weise wie unter A. besprochen.

Für die Entwurfsbearbeitung können die folgenden Beziehungen gelten (vergl. S. 89 und Abb. 204):

Bezeichnet  $L$  die Lichtweite in m,

$B$  die Lichtbreite in m,

$h$  die Trägerhöhe in Balkenmitte (gewöhnlich 1,40 bis 2,00 m),

$h_s$  die Bauhöhe (einschl. Fahrbahnstärke  $s$ ),

$b_1$  die Tragbalkenbreite (gewöhnlich 0,30 bis 0,40 m), so ist:

$$\text{Stützweite } l = L + 1,0 \text{ m,}$$

$$\text{Trägerhöhe } h = \frac{1}{8} \text{ bis } \frac{1}{10} l,$$

$$\text{Balkenbreite } b_1 = \frac{1}{40} \text{ bis } \frac{1}{60} l,$$

$$\text{Bauhöhe } h_s = \frac{B + b_1}{10} + s.$$

Das Schalungsverhältnis  $S$  ist im Mittel = 2,6 (vergl. Seite 90) und die Bewehrung im Mittel rd. 1 vH., wenn man den Betonquerschnitt gleich  $h \cdot b_1$  setzt. Vergl. Handbuch für Eisenbetonbau, VI. Band, 2. Auflage.

Beispiel 6.

### Ausführung und statische Berechnung einer Straßenbrücke mit versenkter Fahrbahn.<sup>1)</sup> (Abb. 334 bis 350.)

Bei der zuständigen Behörde, dem schlesischen Landesbauamt, war anfangs eine eiserne Brücke in Vorschlag gebracht worden, und zwar eine solche mit halbparabelförmigen Hauptträgern; denn es sollte die Bedingung erfüllt werden, die Brückenform an den Enden so niedrig wie möglich zu halten, damit die Langholzwagen bequem einfahren könnten. Eine zweite Bedingung war die Innehaltung einer äußersten Bauhöhe von

<sup>1)</sup> Franzensbrücke in Buchelsdorf bei Freiwaldau (Oesterr.-Schlesien), ausgeführt im Jahre 1905 von der Bauunternehmung Ed. Ast u. Co., Wien.



55 cm. Abb. 335 u. 342 zeigen, daß die Ausführung der Brücke in Eisenbeton auch ästhetischen Anforderungen vollauf genügt. Sämtliche Sichtflächen der Brücke sind mit Portlandzementmörtel fein verputzt, die Oberflächen der Hauptträger, deren obere Biegelinie als flache Parabel ausgebildet ist, sind wasserdicht geglättet. Die Oberfläche der Fahrbahn-

Längenschnitt.

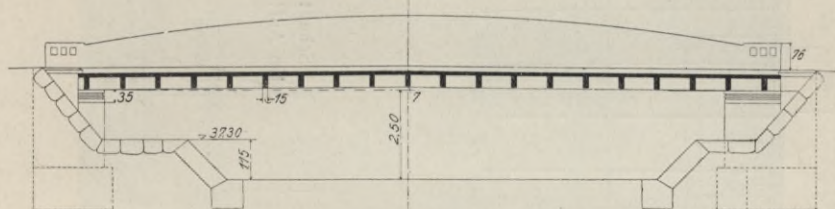


Abb. 334.

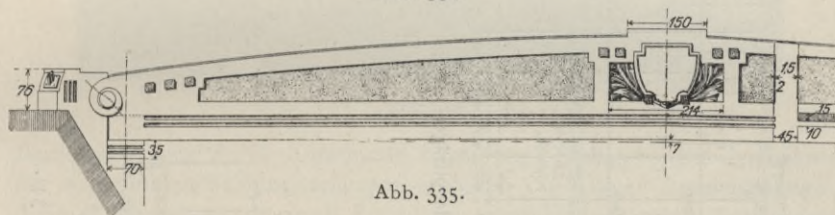


Abb. 335.

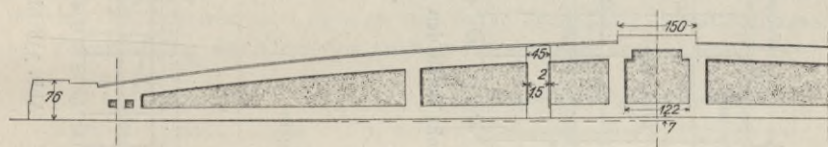


Abb. 336.

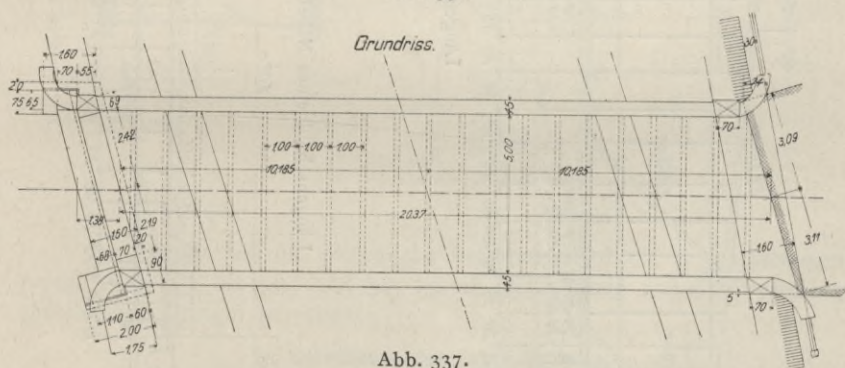
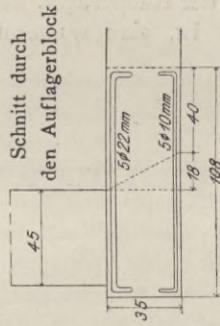
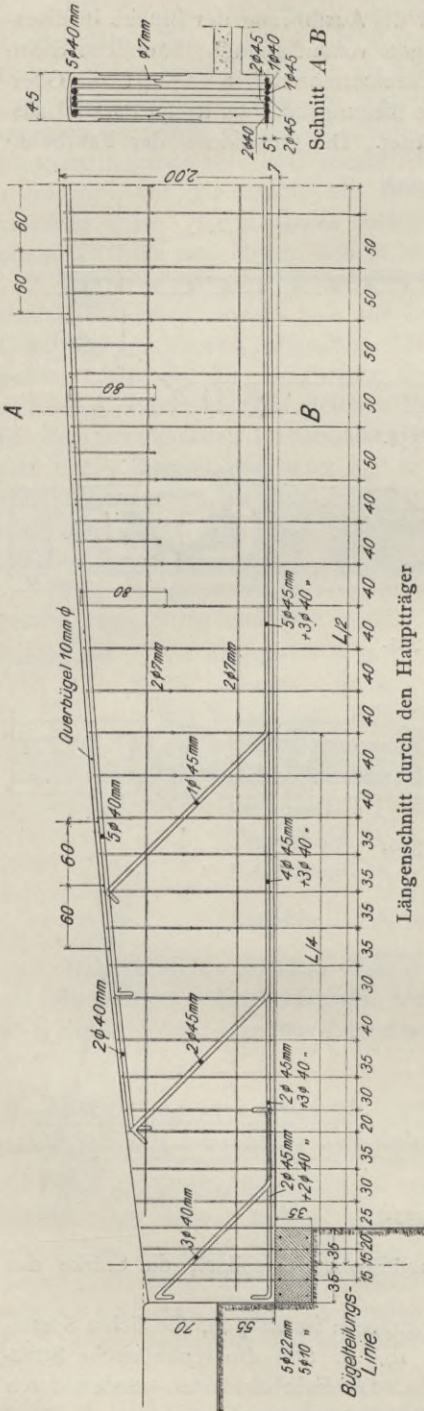


Abb. 337.

platte ist durch 5 mm starke Asphaltfilzplatten isoliert; die Stärke des Schotterbelages beträgt 15 cm.

Die Breite zwischen den Hauptträgern ist zu 5 m, die lichte Spannweite zwischen den Widerlagern zu 19,5 m und die rechnerische Stützweite zu 20,2 m angenommen worden. Die Fahrbahnlasten werden durch Querträger auf die 45 cm breiten Hauptträger übertragen.



Längenschnitt eines Nebenträgers

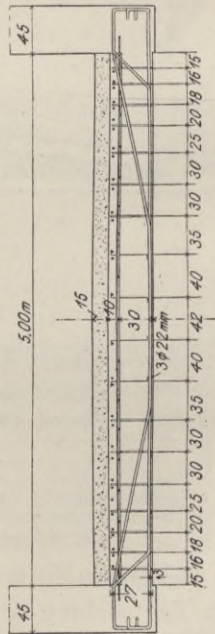


Abb. 338 bis 341.

Die Festlegung der einzelnen Querschnitte erfolgte nach der Ritterschen Rechnungsweise.<sup>1)</sup> Die Bewehrung der Hauptträger geschah auf Grund einer Materialverteilungslinie, welche sich der Momentenlinie so nahe als möglich anpaßte. Bei der Querschnittsermittlung fanden auch der Winddruck sowie das Bestreben der Hauptträger, seitlich auszuknicken,

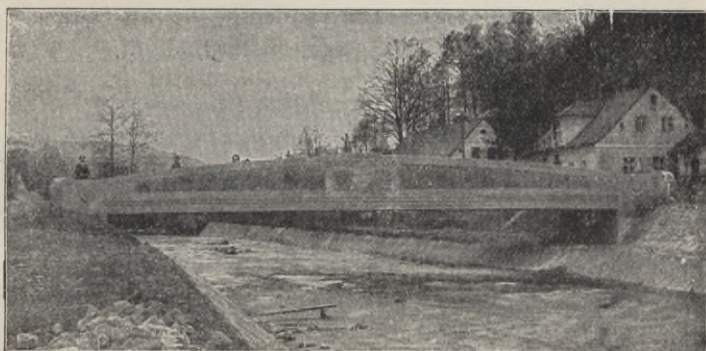


Abb. 342.

Berücksichtigung durch Anordnung bestimmter Einlagen. Zur Aufnahme der horizontalen Schubspannungen erhielten die Träger Rundeseisenbügel, deren Entfernungen je nach Erfordernis verschieden waren. Außerdem wurden die Zugeisen dort, wo es die Baustoffverteilung gestattete, noch zur Durchsetzung der Orte der größten Schubspannungen herangezogen.

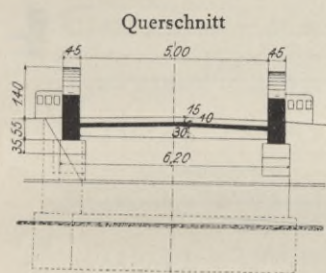


Abb. 343.

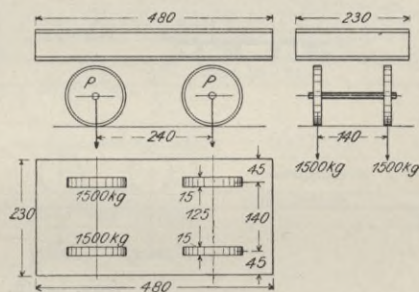


Abb. 344 bis 346.

Die Brücke ist für bewegliche Belastungen durch 6 t-Lastwagen (vergl. Abb. 344 bis 346) und  $340 \text{ kg/m}^2$  gleichförmig verteilte Belastung (Menschengedränge) berechnet.

### 1. Berechnung der Fahrbahnplatte.

$$\text{Schottergewicht} = 0,15 \cdot 1600 = 240 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Plattengewicht} = 0,10 \cdot 2400 = 240 \text{ „}$$

$$\text{zusammen} = 480 \text{ kg/m}^2.$$

$$M_g = \frac{480 \cdot 1,0^2}{8} \cdot \frac{2}{3} = 40 \text{ mkg.}$$

<sup>1)</sup> Vergl. u. a. Haberkalt und Postvanschitz, Die Berechnung der Tragwerke aus Eisenbeton oder Stambpfbeton, 2. Auflage.

Als Verkehrslast ist der Raddruck von 1500 kg für Plattenmitte in Rechnung gebracht. Gewählt sind 10 Rundeisen von 10 mm Durchmesser (für 1 m Tiefe).

### 2. Berechnung der Querträger.

Die Belastung setzt sich folgendermaßen zusammen:

$$P = 1,35 \cdot 1,0 \cdot 340 = 459 \text{ kg}$$

$$g = 480 + 0,15 \cdot 0,30 \cdot 2400 = 588 \text{ kgm.}$$

Daraus berechnet sich

$$A = 588 \cdot 2,5 + 459 + 1500 = 3429 \text{ kg}$$

$$M = 3429 \cdot 2,5 - 459 \cdot (2,50 - 0,67) - 1500 \cdot 0,70 - 588 \cdot \frac{2,5^2}{2} \\ = 4847,32 \text{ mkg.}$$

Gewählt sind 3 Rundeisen von  $d = 2,2$  cm Durchm.

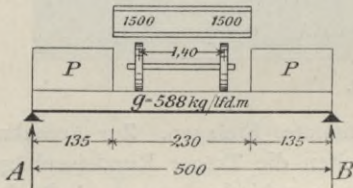


Abb. 347.

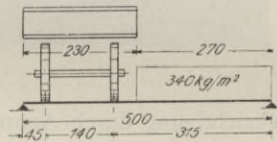


Abb. 348.

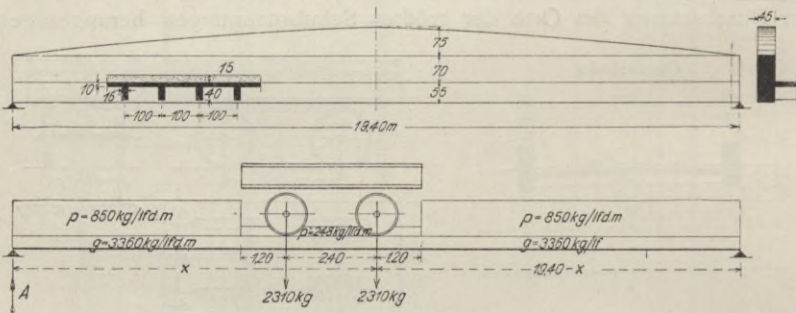


Abb. 349 u. 350.

### 3. Berechnung der Hauptträger.

Eigengewicht:

$$\text{Schotter} \quad = 0,15 \cdot 2,5 \cdot 1600 = 600 \text{ kg f. 1 lfd. m}$$

$$\text{Fahrbahn} \quad = (0,1 \cdot 2,5 + 0,15 \cdot 0,30 \cdot 2,5) \cdot 2400 = 870 \text{ „}$$

$$\text{Hauptbalken} = 0,45 \cdot 2400 \left( 0,55 + 0,70 + \frac{0,75 \cdot 2}{3} \right) = 1890 \text{ „}$$

zusammen  $g = 3360$  kg f. 1 lfd. m.

Verkehrslast:

Der Einfluß der Wagenbelastung beträgt

$$R = \frac{1500}{5,0} (4,55 + 3,15) = 2310 \text{ kg.}$$

Einfluß der gleichförmig verteilten Belastung von  $340 \text{ kg/m}^2$ , welche sich neben dem Wagen befindet

$$p' = \frac{340 \cdot 2,70 \cdot 1,35}{5,0} = 248 \text{ kg f. 1 lfd. m.}$$

Somit gestaltet sich die Belastungsverteilung wie folgt (vergl. Abb. 350):

$$\text{Eigengewicht } g = 3360 \text{ kg f. 1 lfd. m}$$

$$\text{Menschengedränge } p = 340 \cdot 2,5 = 850 \text{ kg f. 1 lfd. m}$$

$$p' = 248 \text{ kg f. 1 lfd. m}$$

$$\text{Einzellasten } R = 2310 \text{ kg.}$$

Ermittlung des gefährlichen Querschnitts und des Größtmomentes:

$$\begin{aligned} A \cdot 19,4 &= 3360 \cdot \frac{19,4^2}{2} + 850(x - 3,6) \left( 19,4 - \frac{x - 3,6}{2} \right) \\ &+ 850 \cdot \frac{(19,4 - x - 1,2)^2}{2} + 248 \cdot 4,8(19,4 - x + 1,2) \\ &+ 2310(19,4 - x) + 2310(19,4 - x + 2,4) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{19,4} (632284 + 19550 \cdot x - 425 \cdot x^2 - 64872 + 24522 \cdot 24 \\ &- 1190,4 \cdot x + 140777 - 15470 \cdot x + 425 \cdot x^2 + 95172 \\ &- 4620 \cdot x) \end{aligned}$$

$$A = \frac{1}{19,4} (827883,24 - 1730,4 \cdot x)$$

$$A = 42674,3 - 89,2 \cdot x$$

$$\begin{aligned} M_x &= 42674,3 \cdot x - 89,2 \cdot x^2 - 850(x - 3,6) \left( \frac{x - 3,6}{2} + 3,6 \right) \\ &- 248 \cdot \frac{3,6^2}{2} - 2310 \cdot 2,4 - 3360 \cdot \frac{x^2}{2} \\ &= 42674,3 \cdot x - 89,2 \cdot x^2 - 425 \cdot x^2 + 5508 - 1607,04 - 5544 \\ &- 1680 \cdot x^2 \\ &= 42674,3 \cdot x - 2194,2 \cdot x^2 - 1643,04 \end{aligned}$$

$$\frac{dM}{dx} = 42674,3 - 4388,4 \cdot x = 0$$

$$x = \frac{42674,3}{4388,4} = 9,72 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 42674,3 \cdot 9,72 - 2194,2 \cdot 9,72^2 - 1643,04 = \mathbf{205847 \text{ mkg.}}$$

Diesem  $M_{\max}$  entsprechend sind im Obergurt in Balkenmitte

5 Rundeisen von je 40 mm Durchm. und

im Untergurt 6 „ „ „ 45 „ „

1 „ „ „ 40 „ „

angeordnet worden.

Untersuchung des Querschnitts in  $\frac{L}{4}$  der Spannweite:

$$M = 42674,3 \cdot \frac{19,4}{4} - 2194,2 \cdot 4,85^2 - 1643,04 = 15372 \text{ mkg.}$$

$$\text{Trägerhöhe} = 55 + 70 + \frac{4 \cdot 0,75}{19,4^2} (19,4 \cdot 4,85 - 4,85^2) = 1,813 \text{ m.}$$

Untersuchung des Querschnitts in  $\frac{L}{8}$  der Spannweite:

$$M = 42674,3 \cdot \frac{19,4}{8} - 2194,2 \cdot 2,425^2 - 1643,04 = 8894 \text{ mkg}$$

$$\text{Trägerhöhe} = 55 + 70 + \frac{4 \cdot 0,75}{19,4^2} \left( 19,4 \cdot \frac{19,4}{8} - 2,425^2 \right) = 1,578 \text{ m.}$$

Die Einlagen sind aus Abb. 338 zu ersehen.

### C. Beiderseits fest eingespannte Balkenbrücken und Rahmenträger.

Bisher war lediglich von solchen Brückenformen die Rede, bei welchen man es mit freier Lagerung der Tragbalken zu tun hatte, bei welchen also die Widerlagskörper durch die Brücke nur senkrecht wirkende Auflagerdrücke erhielten. Durch eine feste Verspannung der Hauptträger mit den Widerlagern entstehen nun rahmenartige Brückenformen, bei welchen die positiven Biegemomente in Balkenmitte wesentlich kleiner ausfallen. Man muß dafür aber auch mit dem Auftreten beträchtlicher negativer Einspannungsmomente rechnen, die eine besonders kräftige Einspannungsbewehrung bedingen. Außerdem muß in Anbetracht der statischen Unbestimmtheit durch besondere Stampfbetonfundamente, durch Pfahlroste oder dergl. für eine durchaus feste Stützung der Widerlager Sorge getragen werden.

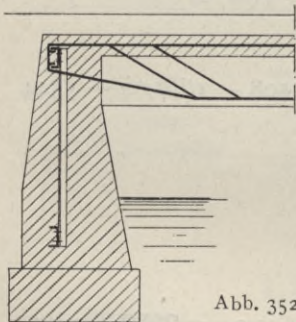


Abb. 352.

Der einfachste Fall ist zunächst der, daß man gewöhnliche Stampfbetonwiderlager verwendet und die starken Eiseneinlagen der Balkenbewehrung gemäß Abb. 351 verankert in den Betonkörper hinabführt. Eine ähnliche Ausführung ist aus Abb. 516 ersichtlich.

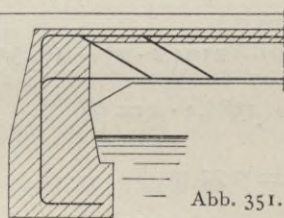


Abb. 351.

Abb. 352 zeigt eine Ausführungsweise, nach welcher zusammengenietete Eisenkonstruktionen, die im Widerlager eingebettet sind, für die feste Verspannung der Trageisen der Balken zu sorgen haben.

Vorteilhafter ist eine einheitliche Ausbildung von Balken und Pfostenwiderlager in Eisenbeton. Durch die starre Verbindung beider Teile entstehen biegungsfeste dreiseitige Rahmen mit kräftigen Eckausrundungen, bei welchen durch Biegung des Balkens an den Pfostenfüßen wagerechte Schubkräfte auftreten. Sehr gebräuchlich ist die Ausbildung der Pfosten

als Winkelstützmauer; die Rahmenpfosten liegen hier hinter der Wandplatte, sind also nicht sichtbar. Das Widerlager soll hier durch das Eigengewicht der Ueberschüttung eine Verminderung des positiven Balkenmomentes herbeiführen und gleichzeitig als Abschlusswand gegen das Erdreich dienen. In der Regel sind auch die Flügelwände — ebenfalls in Rippenkonstruktion aufgelöst — mit der Pfostenwand fest verbunden (vergl. Seite 76 bis 79).

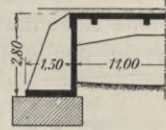


Abb. 353.

Abb. 353 zeigt die Ausbildung der Widerlager für eine 11 m weit gespannte und 6 m breite Rahmenbrücke über die Poprád in Ungarn. Die Pfostenhöhe von nur 2,80 m ist als eine sehr geringe zu bezeichnen. Zum Schutze gegen Gleiten sind die Widerlager auf besondere Stampfbetonfundamente gesetzt.

Ähnliche Ausführungen, bei welchen ebenfalls die Rahmenpfosten hinter der Wandplatte liegen, sollen im folgenden besprochen werden. Zunächst zeigt Abb. 354 das Widerlager einer Straßenüberführung in Piski (Ungarn). Es handelt sich hier um eine Balkenbrücke mit zwei Oeffnungen von je 12 m Spannweite; 5 Balkenträger sind in Entfernungen von 1,25 m angeordnet und finden im Widerlager ihre Fortsetzung durch starkbewehrte Tragrippen, die bis zur Fundamentplatte hinabreichen. Je zwei gegenüberliegende Rippen der Flügelmauern sind in Höhe der Tragbalken durch Zugbänder miteinander verbunden (vergl. auch Abb. 136). Die Rippen des Widerlagers und der Flügelmauern sind als unten eingespannt und oben gestützt berechnet. (Ueber Berechnung und Ausführung der Brücke vergl. weiterhin Armierter Beton 1910, S. 204).

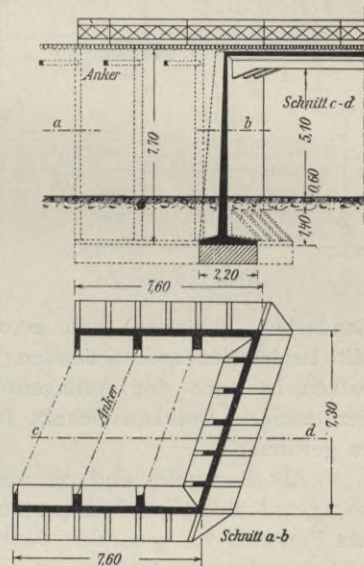


Abb. 354 u. 355.

Eine dem vorigen Beispiel ganz ähnliche Ausführung bieten die Abb. 356 bis 358. Das Unterschiedliche liegt in der Hauptsache in der Ausbildung der Flügelwände, der Anordnung der Verankerungen

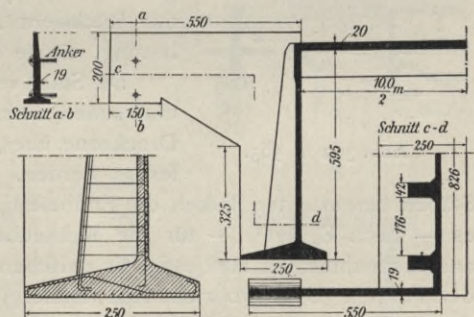


Abb. 356 bis 358.

in der Ausbildung der Flügelwände, der Anordnung der Verankerungen

und in der für diesen Fall zweckdienlicheren Ausbildung der Stirnwand als Winkelstützmauer.

Auch der für die Weltausstellung in Brüssel 1910 erbauten Rahmenbrücke von 14,62 m Lichtweite und 14,80 m Gesamtbreite sei an dieser Stelle Erwähnung getan. Die Ausbildung der Widerlager dieser Brücke ist in den Abb. 359 bis 361 dargestellt worden. Der untere Teil der

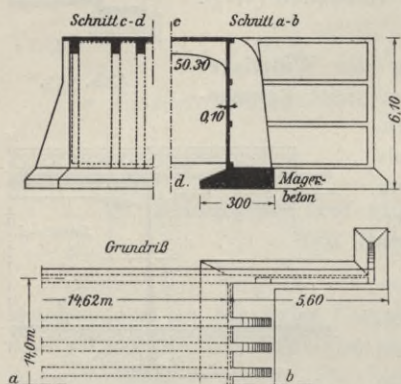


Abb. 359 bis 361.

Magerbetonsohlplatte ist mit Eisen- einlagen in Längs- und Querrichtung versehen. Betreffs Anordnung der Eisenbewehrung für das ganze Bauwerk vergl. Beton u. Eisen 1911, S. 2. Nach Abb. 362 u. 363 (Vilsbrücke in Vilsbiburg, Bayern, ausgeführt von der A.-G. Dyckerhoff u. Widmann) sind die beiden einzigen, 21,50 m weit gespannten Hauptträger auf besondere Stampfbetonfundamente mit Holzpfählung gesetzt worden.

Die Abb. 364 bis 370 zeigen eine Fußgänger-Rahmenbrücke (in

Landeshut, Schlesien) von 20,0 m Lichtweite und 2,0 m Nutzbreite mit beiderseits anschließenden Rampentreppen. Der Steg der Tragbalken ist nach den Auflagern hin von 18 auf 75 cm verbreitert, um den nötigen Druckquerschnitt für die negativen Einspannungsmomente zu gewinnen.

Als Baustoffe sind verwandt worden: Kisbeton 1 : 4, der mit 50 kg/cm<sup>2</sup> zulässiger Inanspruchnahme gerechnet ist, und Quadrateisen aus Flußstahl von garantiert 6000 kg/cm<sup>2</sup> Festigkeit, der mit 1500 kg/cm<sup>2</sup> zulässiger Inanspruchnahme gerechnet ist. (Elastizitätsverhältnis von Stahl zu Beton  $n = 17$ .) Als Nutzlast ist Menschengedränge mit 400 kg/m<sup>2</sup> angenommen, jedoch mit Rücksicht auf etwa stark wechselnde Belastung, Stöße oder dergl. um 25 vH. erhöht.

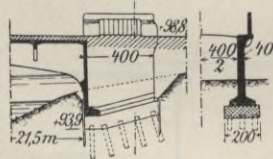


Abb. 362 u. 363.

Die Stäbe verlaufen in Trägermitte horizontal und gehen durch Aufbiegung der Enden in die Druckzone über, wo sie durch Hakenbildung befestigt werden. Sofern bei einem mit solchen

Stäben hergestellten Balken die Endbefestigung der Stäbe sicher ist, bedarf es — nach Eggert<sup>1)</sup> — für die Kräfteübertragung nicht mehr einer Inanspruchnahme der Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen, wie es sonst der Fall ist. Diese vollzieht sich vielmehr, von den Endbefestigungen und den Aufbiegungen der Stäbe ausgehend, in ganz ähnlicher Weise wie bei einem Fachwerkträger, wobei der massive Baukörper alle Druckkräfte und die Stahlstäbe alle Zugkräfte aufnehmen. Statt der Endumbiegungen,

<sup>1)</sup> Vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil II, 6. Auflage, S. 23.





der Standsicherheit des Bauwerks, in der aus den Abbildungen ersichtlichen Weise — nicht durchlaufend, wie sonst üblich — anordnen kann.<sup>1)</sup> Die Brücke ist eine Ausführung der Allgemeinen Beton- und Eisengesellschaft, Berlin.

Ebenfalls als Rahmenkonstruktion ausgebildet wurde die in Abb. 371 im Querschnitt dargestellte Brücke an der neuen Lagerhofstraße in Kiel, eine Ausführung der Firma Weirich u. Reinken. Die Brücke hat eine

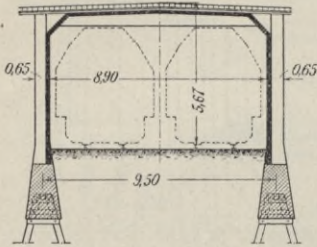


Abb. 371.

lichte Oeffnung von 8,90 m und eine Breite von 10,0 m für die Fahrbahn, dazu  $2 \times 5,0$  m für die beiden seitlichen Gehwege. Um an Konstruktionshöhe zu sparen, sind die Fahrbahnrippen in Entfernungen von nur 1,0 m angeordnet worden. Die Gründung des Rahmens erfolgte durch einen Rost von Holzpfählen (vergl. auch Abb. 231). Die anschließenden Flügelmauern sind ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt — aber nicht auf Holzpfählen, sondern auf Eisenbetonpfählen

gegründet —. Für die Fahrbahnträger war eine Belastung mit einer 23 t-Walze oder einem 20 t-Wagen sowie  $500 \text{ kg/m}^2$  Menschengedrange vorgeschrieben.

Bemerkenswert sind die von der Leipziger Firma Max Pommer hergestellten Rahmenbrücken für die Sächsischen Staatseisenbahnen. Abb. 372 zeigt den Querschnitt eines dieser Rahmenträger; lichte Durch-

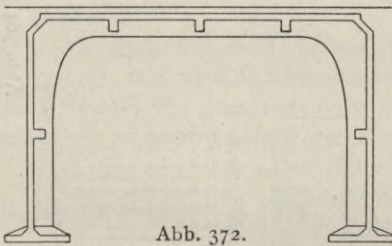


Abb. 372.

fahrtbreite zwischen den Rippen = 9,90 m. Im Gegensatz zu den bisher genannten Beispielen sind hier die Rahmenpfosten vor der Wandplatte, dem Beschauer also sichtbar, angeordnet. Den Vorteilen einer leichteren Dichtung der Rückenflächen und einer leichten Zugänglichkeit aller tragenden Teile steht der Nachteil gegenüber, daß

besonders kräftige Eckversteifungen notwendig sind, weil in den Eckpunkten die Platte in der Zugzone liegt. Außerdem kommt hier die günstige Wirkung des Erdgewichts — wie bei den Winkelstützmauerwänden — in Betracht. Flügel- und Futtermauern sind ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt.

<sup>1)</sup> Die Berechnung dieses vorliegenden Rahmenträgers ist näherungsweise — um eine statisch bestimmte Trägerform zu gewinnen — unter der Annahme durchgeführt, daß an den ungefähren Momentennullpunkten Gelenke liegen. Man hat das Bauwerk aus 2 Widerlagspeilern bestehend angenommen, die einseitig einen Freitragler aufnehmen, der durch den negativen Erddruck und die Reibung zwischen Betonsohle und Baugrund in stetig stabilem Zustand gehalten wird. Zwischen den Freitraglerenden hängt sich als einfacher Balken von 15 m Spannweite der Hauptbrückenteil ein. Dieser Annahme entspricht auch die Art der Bewehrung der Tragbalken. Das

auf diese Weise ermittelte positive Höchstmoment ist rd.  $\frac{1}{14} g \cdot l^2$ , bezogen auf die Lichtweite von 20 m.

Die Abb. 373 bis 375 zeigen eine Rahmenbrücke, bei welcher Rahmen und Widerlager getrennt sind. Die Rahmenöffnung weist 2 Rippen auf, die oben durch die Fahrbahnplatte, an den Fußpunkten und in Mitte Durchfahrhöhe durch Querriegel miteinander verbunden sind. Lichte Weite der Rahmen 8,83 m, Durchfahrhöhe (Eisenbahnverkehr) 5,85 m. Die Rahmenbalken verjüngen sich nach den Fußpunkten hin, entsprechend der Abnahme der Biegun-

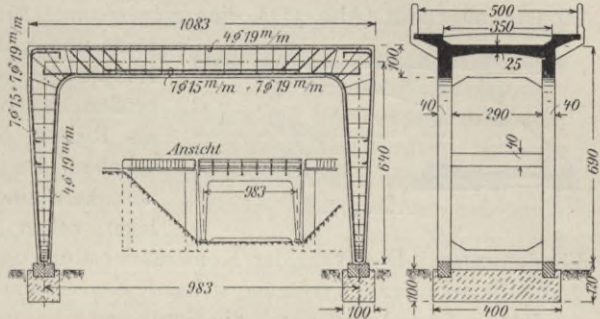


Abb. 373 bis 375.

spannungen. Die 24 cm starke Fahrbahndecke trägt den 3,20 m breiten, mit Macadam hergestellten Fahrweg. Konsolartig ausgekragte Fußwege dienen dem Fußgängerverkehr (zu  $500 \text{ kg/m}^2$  angenommen). Die Widerlager werden durch rippenlose Eisenbetonstützmauern mit Parallelfügeln und mit durchgehenden Grundplatten gebildet. Ueber die zahlenmäßige Durchführung der statischen Berechnung vergl. Zement und Beton 1911, S. 85 u. 125.

Vergl. auch die in Rahmenform ausgeführten Durchlässe (S. 34 bis 37). Eine Ansicht der in Abb. 30 im Querschnitt zur Darstellung gebrachten

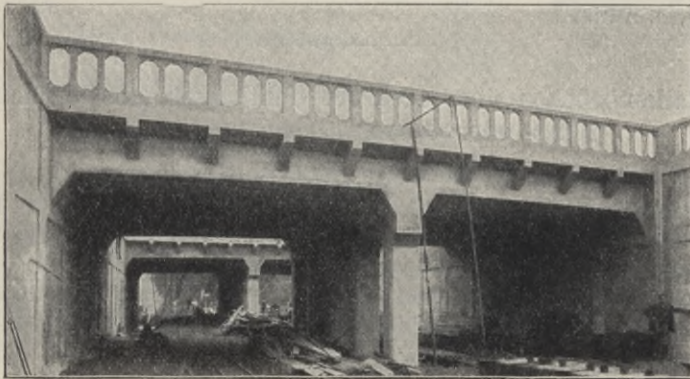


Abb. 376.

Rahmenausführung (allseitig geschlossener Rahmen mit Mittelstützen) zeigt Abb. 376.<sup>1)</sup> Weiterhin vergl. die auf S. 176 bis 189 beschriebenen Brückenträger.

Gehören in statischer Hinsicht die in diesem Abschnitt besprochenen Rahmenwerke eigentlich schon zu den Bogenbrücken, so ist das von den

<sup>1)</sup> Ueber Berechnung dieser Rahmenausführung vergl. Beton u. Eisen 1907, S. 62, 89, 118 u. 164. Außerdem vergl. die Grundform nach Abb. 424 e.

sogen. Bogenbalken, dem Mittelding zwischen Balken und Bogen, noch mehr der Fall. Die Unterkante der Träger ist bogenförmig gekrümmt. Zu den senkrechten Stützkraften treten noch wagerechte hinzu. Als Beispiel sei die von der Firma Züblin, Straßburg, erbaute Moselbrücke bei Moulins angeführt (Abb. 377), eine eingespannte Brücke von 21 m Lichtweite und 7 m Nutzbreite. Die vier

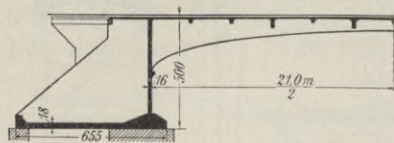


Abb. 377.

Hauptträger setzen sich in den großen kastenförmigen Widerlagern als Rippen bzw. Flügel fort, in welchen die Einlagen der Balken verankert sind. Die Kastenwiderlager ruhen zum Teil auf alten

Fundamenten. Die Wahl der Konstruktionsform der Brücke war bedingt durch die geringe zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe (Scheitelstärke des Bogens 60 cm) und durch die Forderung eines genügenden Lichtraums über den beiderseitigen Leinfaden an den Kämpfern. Gesamtkosten der Brücke, ausschließlich Geländer und Beschotterung, 19 500 Mark.<sup>1)</sup>

Was schließlich die Berechnung der zweistieligen Rahmenträger im allgemeinen anlangt, so erfolgt dieselbe am besten und zuverlässigsten nach der Lehre von der Formänderungsarbeit. Man hat für gewöhnlich zwei Fälle zu unterscheiden: sind an den Fußpunkten Gelenke vorgesehen, so ist das Rahmenwerk einfach statisch unbestimmt; sind dagegen die Füße fest eingespannt, so hat man es mit einer dreifachen statischen Unbestimmtheit zu tun. Im übrigen vergl. u. a. Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre, sowie Handbuch für Eisenbetonbau, 6. Band, 2. Auflage.

#### D. Balkenbrücken über mehrere Oeffnungen, aus einfachen, Krag- oder Gelenkträgern bestehend.

Sind mehrere Brückenöffnungen fortlaufend zu überspannen, so kann man zunächst über jeder Stütze eine Trennungsfuge vorsehen, die ganze Brücke also aus mehreren einfachen, statisch bestimmten Trägerteilen zusammensetzen. Eine derartige Aneinanderreihung einfacher Balken empfiehlt sich namentlich dann, wenn die Pfeiler aus irgendwelchen Gründen in Bruchstein- oder Ziegelmauerwerk aufgeführt werden müssen oder wenn bereits vorhandene Pfeiler und Widerlager — herrührend von einer durch Eisenbeton zu ersetzenden hölzernen oder eisernen Brücke — Wiederverwendung finden. In letzterem Falle ist mit dem oft erheblich größeren Eigengewicht der Eisenbetonbrücke gegenüber der eisernen Brücke zu rechnen, was leicht eine Ueberschreitung des zulässigen Bodendruckes im Gefolge haben kann. Es sind deshalb Senkungen der Pfeilerkörper zu befürchten,<sup>2)</sup> die aber nur dann den Bestand der Trage-

<sup>1)</sup> Ueber Berechnung vergl. Beton u. Eisen 1905, Heft XII und 1906, Heft V.

<sup>2)</sup> Diese Senkungen können bei wenig tragfähigem Boden schon beim Ausrüsten der neuen Eisenbetonbrücke eintreten.

konstruktion gefährden können, wenn die Balken kontinuierlich über die Stützen fortlaufen. Die Aneinanderreihung einfacher Balken bietet auch den Vorteil einer schnellen, einwandfreien Berechnung und einer zweckentsprechenden Einteilung der Betonierarbeit. Die Balkenhöhen werden dem kontinuierlichen Träger gegenüber allerdings ziemlich beträchtlich, gestatten also auch nur verhältnismäßig geringe Spannweiten. Eine weitere Folge ist der größere Materialverbrauch und demzufolge eine höhere Inanspruchnahme der Gründungskörper. Auch müssen die Pfeiler mit Rücksicht auf die doppelten Auflagerlängen gehörig breit ausgeführt werden. Schmale Pfeiler würden gemäß Abb. 407 konsolartige Kopfverbreiterungen benötigen. Statt einer durchlaufenden Pfeilerwand (vergl. Abb. 401) können auch Einzelpfeiler in Mauerwerk, Stampfbeton oder Eisenbeton Verwendung finden. Derartige Pfeiler erhalten ein gemeinsames Fundament (vergl. Abb. 381 u. 382) und in der Regel auch eine gegenseitige Aussteifung

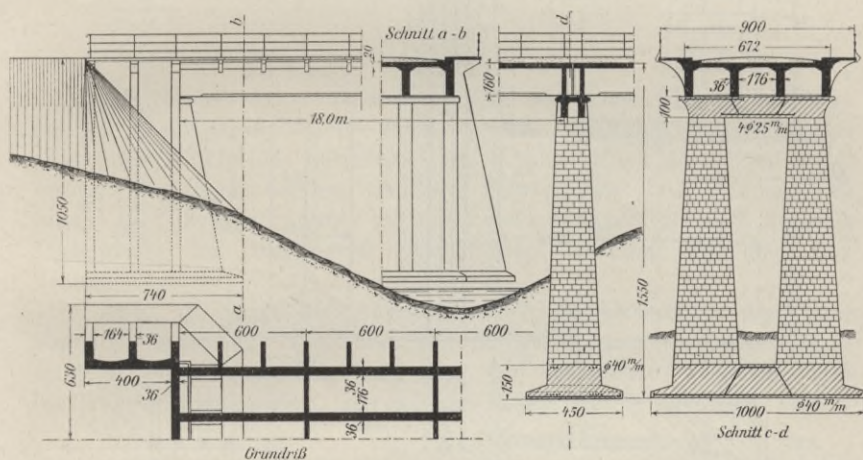


Abb. 378 bis 381.

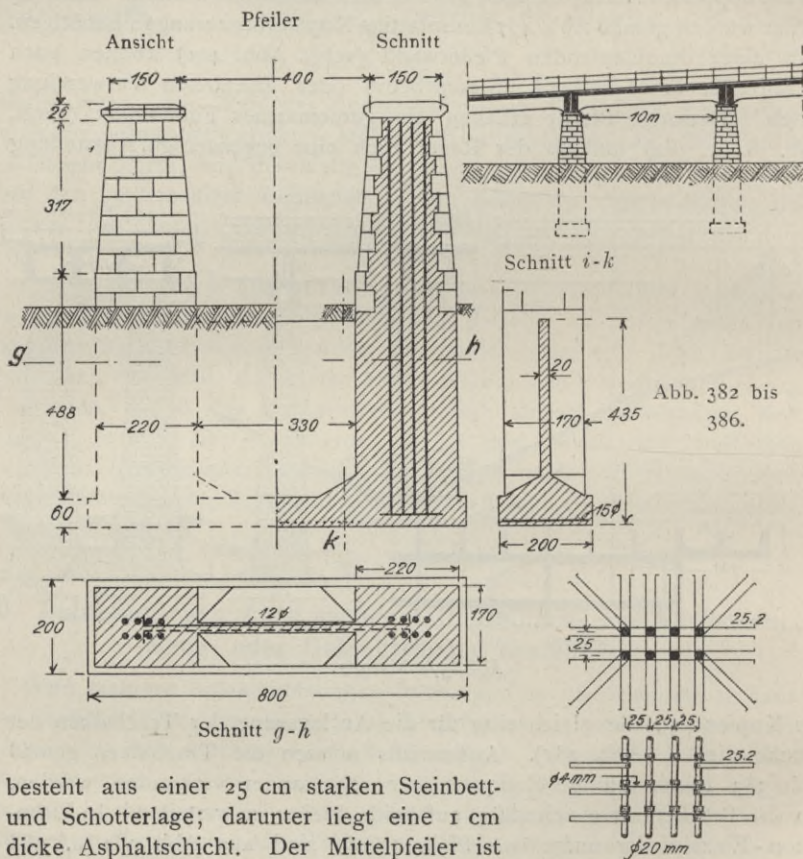
der Kopfenden, die gleichzeitig für die Auflagerung der Tragbalken der Brücke dienen (Abb. 381). Andernfalls müssen die Tragbalken gemäß Abb. 383 durch kräftige Endquerträger miteinander verbunden werden, um die Brückenlast gleichmäßig auf beide Pfeiler zu verteilen. In Eisenbeton-Einzelpfeiler aufgelöste Pfeilerwände sind aus Abb. 382 u. 388 ersichtlich. Die Auflagerung der Träger erfolgt in der Regel durch eine Eisen- oder Bleizwischenlage, oder auch durch besondere Lagerkonstruktionen, wie auf S. 75 angegeben. Der Zwischenraum der aneinanderstoßenden Träger beträgt zumeist 2 bis 4 cm und muß durch Schleppbleche (Abb. 412) oder dergl. überdeckt werden.

Bei längeren Ueberführungen können Treppenaufgänge nötig werden; ein Beispiel hierfür zeigt Abb. 201.

Die Ausführung und Berechnung der Brückenträger selbst bietet gegenüber dem in den vorstehenden Abschnitten A und B Gesagten durchaus nichts Neues; denn es handelt sich stets um einfache Balken,

also statisch bestimmte Trägerformen. Im folgenden sollen einige Ausführungsbeispiele besprochen werden.

Abb. 378 bis 381 betreffen die Suze-Brücke in St. Imier (Neuchâtelter Schweiz). Die Brücke hat zwei Oeffnungen von je 18 m Spannweite und 9 m lichter Breite. Die Balken sind auf Bleiplatten von 20 mm Stärke gelagert. Die Ausdehnungsfugen sind 3 cm weit, gestatten also eine freie Bewegung bei Temperaturwechseln. An vier Stellen sind die Hauptträger durch Querbalken von 20 cm Stärke versteift. Die Fahrbahn



besteht aus einer 25 cm starken Steinbett- und Schotterlage; darunter liegt eine 1 cm dicke Asphaltenschicht. Der Mittelpfeiler ist aus Mauerwerk hergestellt. Er besteht aus zwei Teilen, die oben durch zwei Eisenbetonträger verbunden sind und unten auf einer gemeinsamen Eisenbeton-Fundamentplatte aufrufen. Die Widerlager sind ganz in Eisenbeton ausgeführt, und zwar in Form einer Rippenkonstruktion.<sup>1)</sup>

Aus den Abb. 382 bis 386 ist die Konstruktion eines mit Quadern verkleideten Doppelpfeilers ersichtlich (vergl. hierzu die Abb. 115 bis 119). Beide Pfeiler haben eine gemeinsame Fundamentplatte  $8 \times 2$  m und sind

<sup>1)</sup> Ueber die Anordnung der Eisenbewehrung der Hauptträger und der seitlichen Gehwege vergleiche Schweiz. Bauztg. 1911, S. 238.

bis auf eine Höhe von 4,35 m durch eine 20 cm starke, kreuzweise bewehrte Wand miteinander verbunden. Die Hauptbewehrung eines jeden Pfeilers erfolgt durch 8 Rundstäbe von je 2 cm Durchm., die durch 4 mm-Drähte zusammengefaßt sind. Besondere Bügeleisen  $25 \times 2$  mm ragen in die Außenteile des Betonkörpers hinein und sichern so einen festen Zusammenhang zwischen Beton und Eisen.

Detail des Längenschnitts durch den Träger.

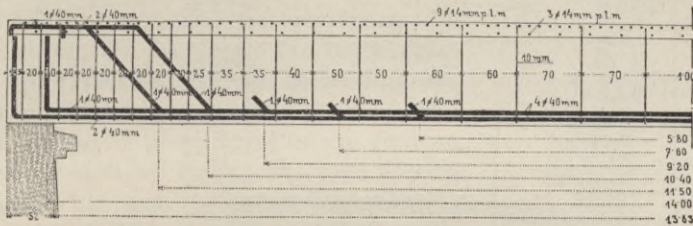


Abb. 387.

Beim Neubau der Straßenbrücke über den Schwechatbach bei Traiskirchen (Reichsstraße Wien—Triest) blieben die alten Landwiderlager sowie der Mittelpfeiler bestehen. Die Brücke behielt die beiden Lichtweiten von 13,83 m bei 9 m nutzbarer Fahrbahnbreite. Die Tragbalken (vergl. Abb. 387) sind sowohl auf den Landwiderlagern als auch auf dem Mittelpfeiler frei aufgelagert. Ueber dem letzteren liegt eine Ausdehnungsfuge

Abb. 388 zeigt die Ansicht einer Ueberfahrtsbrücke der Linie Steinach—Schärding, ausgeführt von der Betonbauunternehmung Rella u. Neffe, Wien. Auch hier sind über den Stützpfeilern Trennungsfugen im Tragwerk vorgesehen, so daß das Ganze aus 3 einfachen Balken-

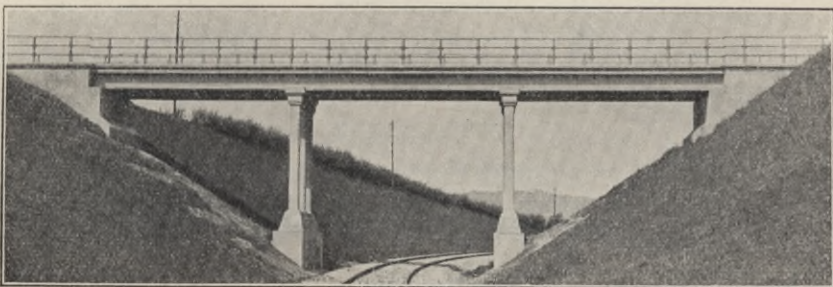


Abb. 388.

systemen besteht. Das Mittelfeld hat eine Spannweite von 8,90 m; die beiden Seitenfelder sind 7,70 m weit gespannt. Breite der Fahrbahn = 4 m. Da 3 Hauptträger vorhanden sind, bestehen die Jochpfeiler aus je 3 Eisenbetonsäulen.

Ein lehrreiches Beispiel für die Verwendung von Auskragungen in Eisenbeton bietet die Montbrillantbrücke in Lausanne, deren Fahrbahn-

tafel in einer Steigung 1 : 11,8 angeordnet ist. Ehemals stand an gleicher Stelle eine eiserne Brücke von nur 5 m Breite. Man hat die alten gemauerten Pfeiler gelassen und sie oben mittels starker Konsolen, welche

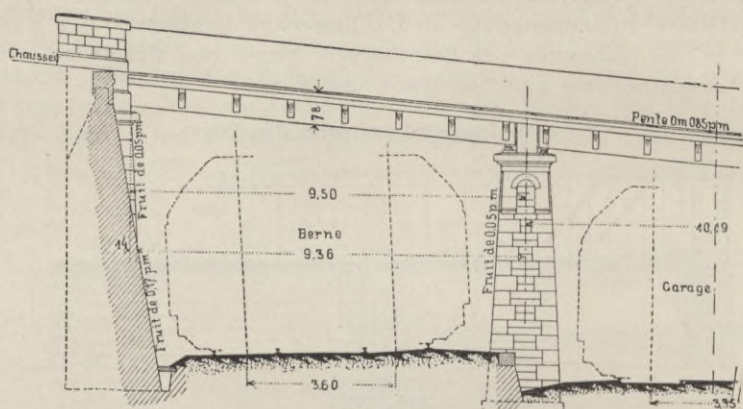


Abb. 389.

durch kräftige Ankereisen unter sich verbunden sind, derartig verbreitert, daß die neue Eisenbetonbrücke eine Breite von 10,0 m erhalten konnte (Abb. 389 bis 391). Die Außenbalken, die infolge weiter Fußwegauskragungen stärker ausgebildet sind als die mittleren Balken, ruhen auf den äußersten Enden der Konsolen. Ueber den Stützpfeilermitten sind

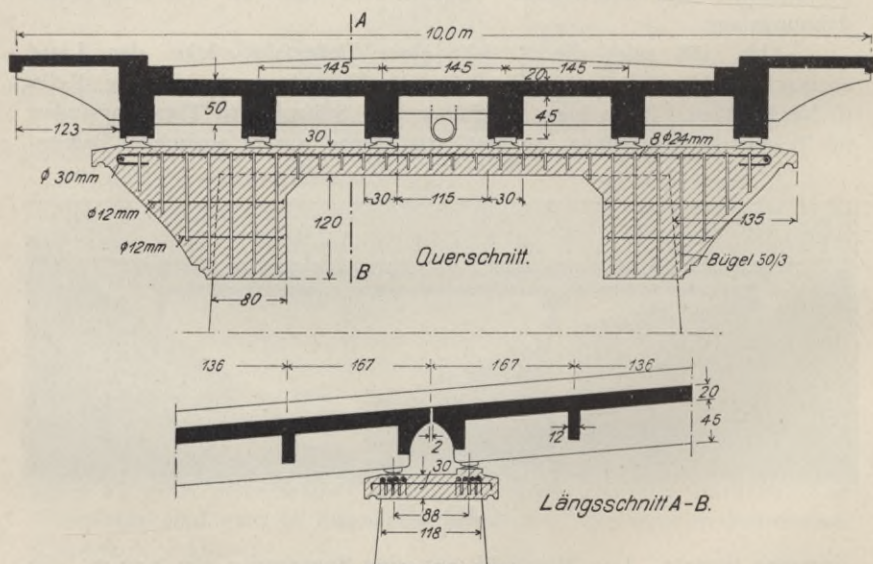


Abb. 390 u. 391.

2 cm breite, gut abgedeckte Trennungsfugen vorgesehen, so daß also die ganze Brückenanlage aus mehreren aneinandergefügten einfachen Trägerwerken zusammengesetzt ist. Bemerkenswert ist auch die Auflagerung



der Hauptbalken mittels eiserner Kippklager mit kugelförmiger Druckfläche und wagerecht liegender Unterschale (Abb. 392 u. 393).

Die in den Abb. 394 bis 396 dargestellte Straßenbrücke bei Neustadt a. Aisch, eine Ausführung der A.-G. Dyckerhoff u. Widmann, hat eine Gesamtlänge von 106 m bei 8 gleichen Brückenöffnungen von je 11,40 m Lichtweite. Die Mittelpfeiler haben eine Stärke von 70 cm und sind auf einem Pfahlrost gegründet. Die Pfähle selbst sind 4 m lang. Die Brückenbahn wird aus 4 Tragebalken mit beiderseitig auskragenden Fußsteigen gebildet. Durch senkrechte Stoßfugen über den Pfeilern getrennt, bilden sie einfache Balken auf zwei Stützen. Allerdings hat man besondere Ankereisen *c* angebracht, die die benachbarten Trägereisen zusammenhalten sollen. Die Abb. 397 bis 399 zeigen skizzenhaft eine derartige Anordnung. Jene Ankereisen *c* sollen bei starkem Frost allzu bedeutende Zusammenziehungen der Trägerkörper, also eine zu weite Fugenöffnung verhindern helfen; sie sind auch in ihren Querschnittsabmessungen

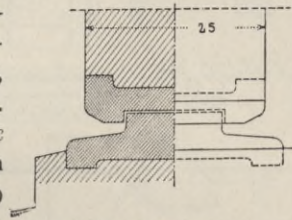
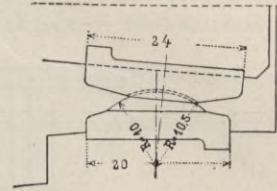


Abb. 392 u. 393.

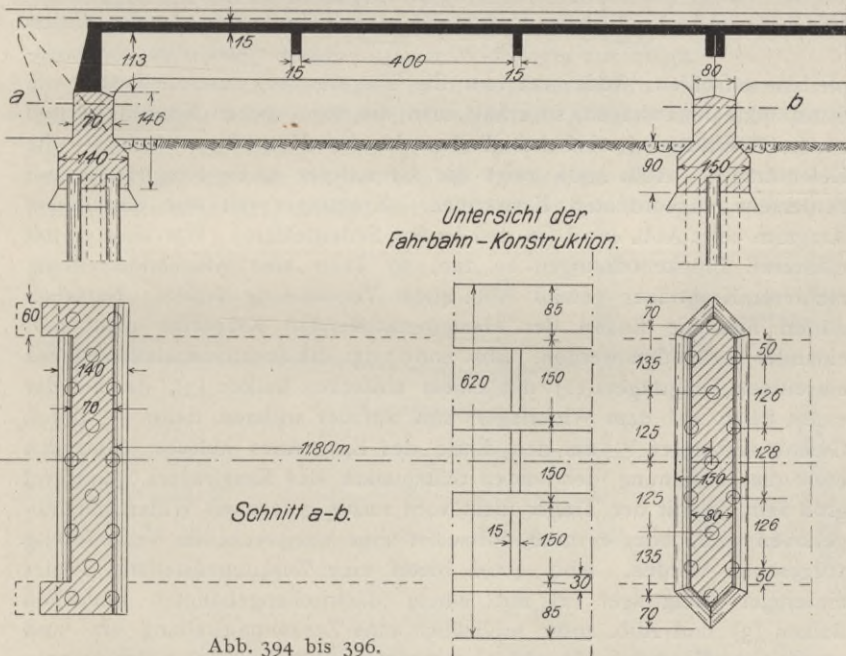


Abb. 394 bis 396.

den möglichen Wärmeänderungen gemäß berechnet worden. Immerhin kann eine solche Verbindung zweier Träger zu unklaren statischen Verhältnissen Veranlassung geben, zumal die Trägerenden auch noch durch senkrechte

Eisen *e* mit dem Pfeilerkörper fest verankert sind. — Bemerkenswert ist weiterhin die Ausbildung der Landwiderlager. Um die Standfestigkeit dieser Widerlager zu erhöhen, ist der Auflagerpunkt — durch Vergrößerung der Stützweite — möglichst weit nach hinten gelegt worden, so daß eine

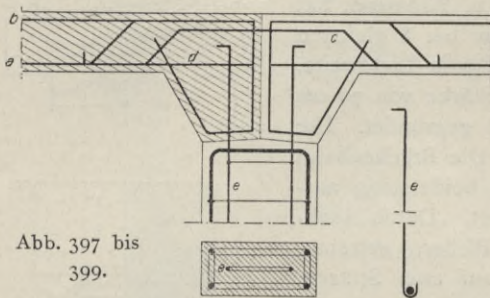
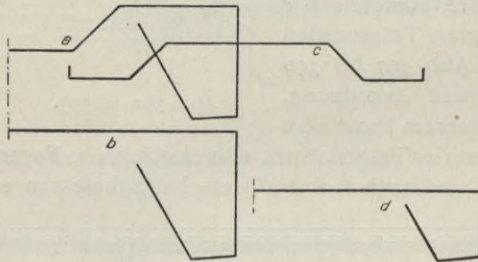


Abb. 397 bis  
399.



gleichmäßige Beanspruchung der Bodenfuge erzielt wird. Schließlich sind auch die nach hinten ausladenden kurzen Flügel der Endwiderlager bemerkenswert. — Der ganze Bau nahm 4 Monate Arbeitszeit in Anspruch. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 Teil Zement + 1,5 Teile reiner Grubensand + 1,5 Teile scharfer, dickkörniger Quarzsand + 3 Teile Basaltgrus.

Bisher war fast ausschließlich von solchen Balkenformen die Rede, bei welchen die Trägerenden auf den Widerlagern oder den Zwischen-

pfeilern aufruhren. Läßt man nun die Trägerenden wesentlich über die Stützpunkte hinausragen, so erhält man die sogenannten Kragträger und — durch Einfügung einfacher Balken in das Kragträgersystem — die Gelenkträger. Abb. 400a zeigt die Grundform eines Kragträgers mit beiderseits angeordneten Kragarmen. Kragträger mit nur einseitigem Kragarm zeigt Abb. 400d (in den beiden Seitenfeldern). Hat man es mit mehreren Brückenöffnungen zu tun, so kann eine Aneinanderreihung mehrerer Kragträger gemäß Abb. 400b Verwendung finden. Natürlich dürfen hier die Enden der zusammenstoßenden Kragarme nicht miteinander verbunden werden. Abb. 400c zeigt die Zusammenstellung eines einseitigen Kragträgers (2) mit einem einfachen Balken (3), der auf der einen Seite auf dem Widerlager und auf der anderen Seite — durch Gelenk verbunden — auf dem Ende des Kragarmes aufruhrt. Natürlich muß die Entfernung der beiden Stützpunkte des Kragträgers genügend groß sein, damit der Träger nicht vom rechts gelegenen Widerlager abgehoben wird, oder es muß dortselbst eine entsprechende Verankerung vorgesehen werden. Abb. 400d bietet eine Zusammenstellung zweier einseitiger Kragträger (2) mit einem dazwischengehängten einfachen Balken (3) und Abb. 400e schließlich eine Zusammenstellung ein- und zweiseitiger Kragträger (2 und 1) mit einfachen Balken (3). Bei derartigen langen Brücken müßten bei Anwendung eines kontinuierlichen Balkens in gewissen Abständen Ausdehnungsfugen angeordnet werden, damit bei ungünstigen Temperatureinwirkungen keine Risse in den Unterzügen ent-

stehen können. Bei Anwendung von Gelenkträgern sind solche Fugen von vornherein gegeben. Es gestatten hier die kurzen Balkenteile eine größtmögliche Beweglichkeit; kleine Verschiebungen oder Senkungen der Widerlager bleiben ohne Einfluß auf die Standsicherheit des Bauwerks.

Trotzdem kann infolge der negativen Biegemomente über den Stützen das positive Balkenmoment — wie bei den kontinuierlichen Trägern — verringert werden, was ja gleichbedeutend ist mit einer Verringerung der Trägerhöhe, also auch mit einer Materialersparnis. Die äußere Form der Brücken macht oft den Eindruck eines Bogenträgers; vergl. z. B. Abb. 419. Von einer wirklichen Ausführung einer Bogenbrücke muß aber oft — z. B. bei Flußüberbrückungen — deshalb abgesehen werden, weil sich mit Rücksicht auf die Höhenlage des Wasserspiegels und des Straßenniveaus und bei gleichzeitiger Einhaltung der wegen der Schleppschiffahrt vorgeschriebenen lichten Höhen für seitliche Treidelwege eine zu kleine Pfeilhöhe ergibt. Dieser Umstand hätte aber die Herstellung teurer massiver Widerlager zur Folge.

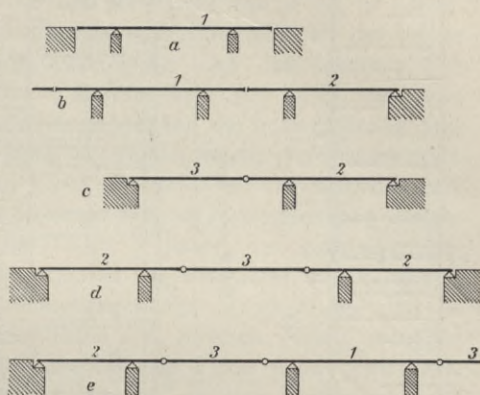


Abb. 400.

Beispiele einfacher Kragträgerausführungen sind bereits des öfteren erwähnt worden. Zunächst zeigen die Abb. 187 u. 301 b Platten, die über die Randbalken hinauskragen und so auf einfachste Weise eine größere Nutzbreite der Brücke erzielen. Außerdem sind in den Abb. 227 bis 231 einfache Kragbrücken nach Grundform 400a veranschaulicht, die

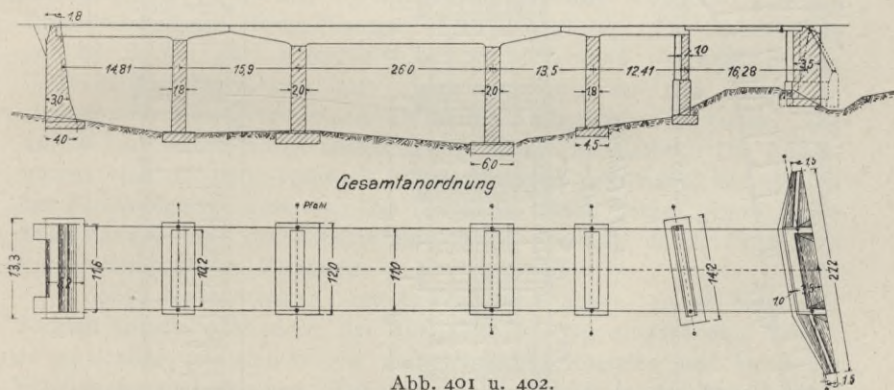


Abb. 401 u. 402.

sich insbesondere für die Ueberführung einer auf geschüttetem Damm liegenden Straße über Gleise oder Flußläufe eignen und lediglich aus einem einfachen Balken auf zwei Stützen mit beiderseits überkragenden Enden bestehen.

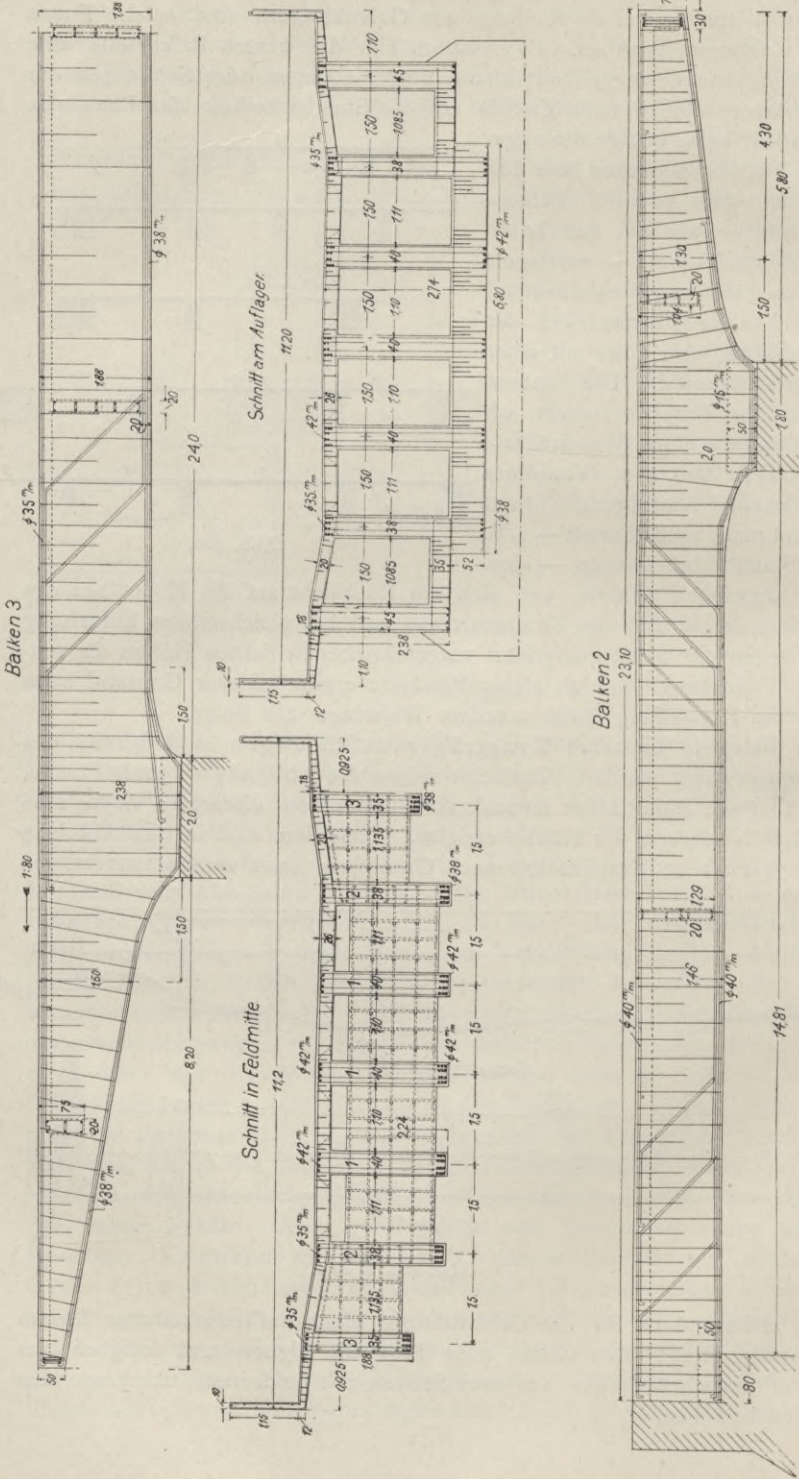


Abb. 403 bis 406.

Ein größeres Ausführungsbeispiel einer Kragträgerbrücke bildet die in den Abb. 401 bis 406 dargestellte Wegüberführung am Ostende des Bahnhofs Bochum-Nord, ein Werk der Düsseldorfer Firma Carl Brandt. Der Mittelteil hat 26 m Spannweite und Kragarme von je 9,2 m Länge. Der linke Teil hat 16 m Spannweite bei 6,7 m Auskragung und der rechte Teil 12,4 m Spannweite bei 4,3 m Auskragung. An den letzteren Teil schließt sich dann noch eine einfache Balkenbrücke von 15 m Stützweite an. Die Brückenbreite beträgt 11 m ausschließlich der 1,16 m hohen und 10 cm starken, voll ausgebildeten Brüstungswände, welche das Scheuwerden der Pferde verhindern sollen und gleich der auf Seite 126 besprochenen Brückenausführung mit der Platte in unmittelbarem Zusammenhang stehen. Die unter den Fußwegen liegenden Träger 3 haben der geringeren Belastung wegen eine kleinere Höhe erhalten als die unter der Fahrbahn liegenden Träger 1 und 2. Die Hauptträger der Mittelöffnung sind in Feldmitte 2,24 m und über den Stützen 2,74 m hoch. Die Querträger der Hauptöffnung sind gemäß Abb. 404 mit der Platte nicht verbunden. Diese selbst ist unter der Fahrbahn 26 cm, an den Brückenrändern 12 cm stark. Größte Pfeilerhöhe über dem Gelände = 13 m. Die Art und Weise der Eisenbewehrung ist aus den Abbildungen ersichtlich.

Die in den Abb. 407 bis 413 dargestellte, ebenfalls von der Firma C. Brandt u. Co., Düsseldorf, ausgeführte Straßenüberführung auf Bahnhof Herzberg setzt sich aus zwei einseitig überkragenden Trägern zusammen, die über dem Mittelpfeiler zusammenstoßen. Die beiden Hauptöffnungen messen je 19,45 m Stützweite; die Auskragung erfolgt auf 8,40 m Weite. Der Zwischenraum über der Mittelstütze beträgt 4 cm und ist mit einem 6 mm starken Schleppblech überdeckt (vergl. Abb. 412). In den Seitenöffnungen ist die Platte nach unten verlegt worden, um auf diese Weise den negativen Biegemomenten Rechnung zu tragen und eine Kiesauffüllung des Kragarmes — zur Erzielung einer möglichst geringen Trägerhöhe in den Hauptöffnungen — zu ermöglichen. Die Pfeilerwände sind nur 80 cm stark ausgeführt; bei der Mittelwand war deshalb eine Verbreiterung des Kopfes auf 1,70 m notwendig, um den beiden zusammenstoßenden Trägerenden die nötige Auflagerlänge zu bieten. Die Auflagerung selbst erfolgt mittels 5 mm starker Bleiplatten. Die Außenstützen sind mit dem Tragwerk durch Einlagen verbunden, die sich in der Berührungsfuge kreuzen. Die Kragarme stoßen stumpf gegen kleine Endwiderlager an; der Zwischenraum wird ebenfalls durch ein 6 mm starkes Schleppblech überdeckt.

Sollen Gelenkträger zur Anwendung kommen, so ist besondere Sorgfalt auf die Ausbildung der Auflagerstellen der eingehängten Träger zu verwenden; sie sind für die auftretenden horizontalen und vertikalen Schubkräfte zu berechnen. Die Auflagerung erfolgt in der Regel durch eine Blei- oder Eisenzwischenlage. Die Gelenkpunkte werden oft so ausgebildet, daß sie dem Beschauer nicht sofort in die Erscheinung treten (vergl. z. B. Abb. 419). Die Verwendung der Gelenkträger ist im allgemeinen aber nur dann zu empfehlen, wenn das Eigengewicht des Brückentragwerks im Vergleich zur Verkehrslast genügend groß ist.

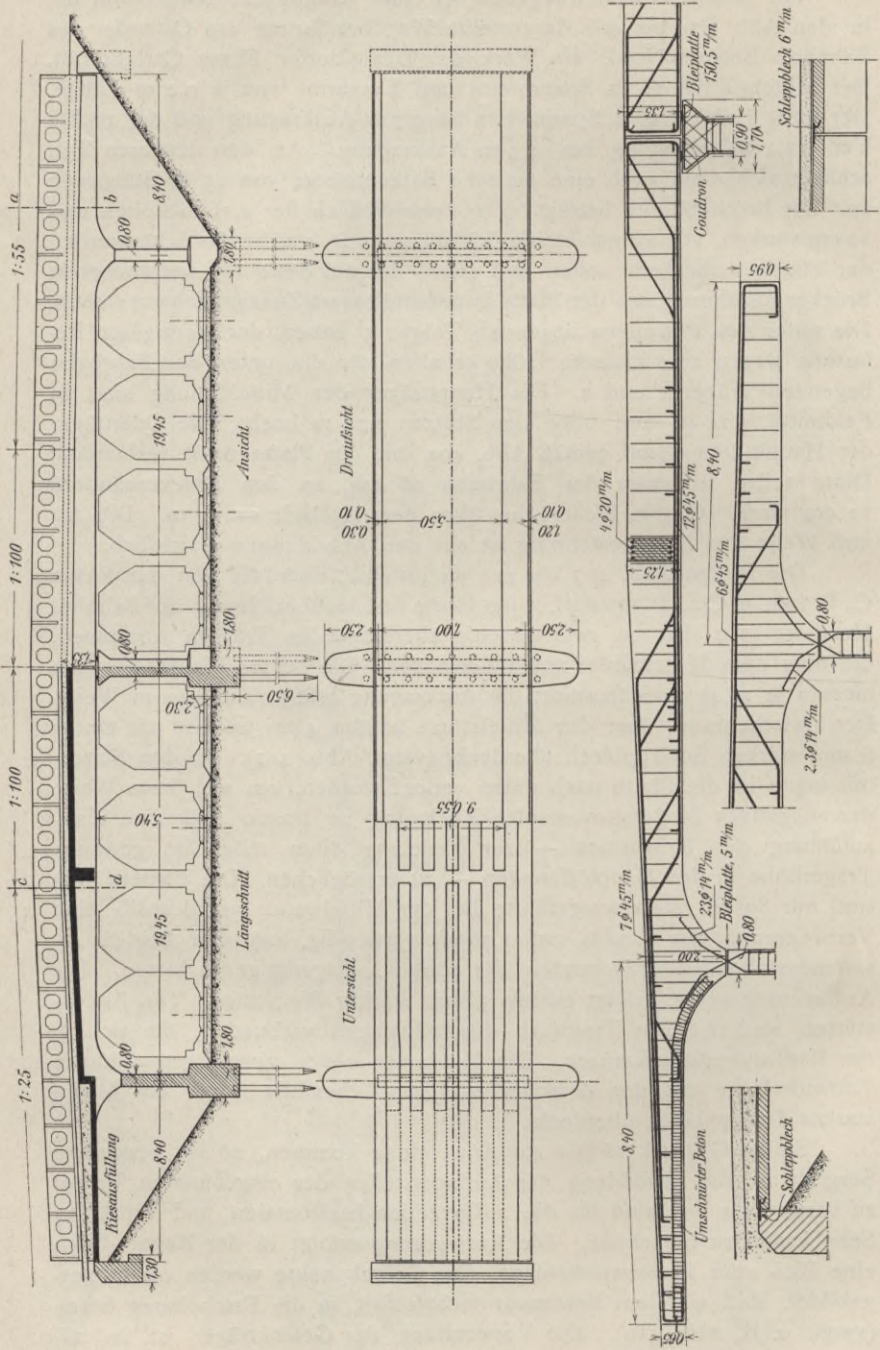


Abb. 407 bis 412.

Andernfalls wird infolge der verschiedenartigen Durchbiegungen der ungleichen Trägerformen die Fahrbahnbefestigung erschwert.<sup>1)</sup>

Ein bemerkenswertes Beispiel für die Anwendung von Gelenkträgern im Eisenbeton-Brückenbau bildet der von der Firma Pittel u. Brausewetter, Wien, erbaute Viadukt im Zuge der Gravenegger Straße in Gastein (Abb. 414 bis 418). Die für die Beurteilung des Bauwerks nötigen Abmessungen sind aus den Ab-

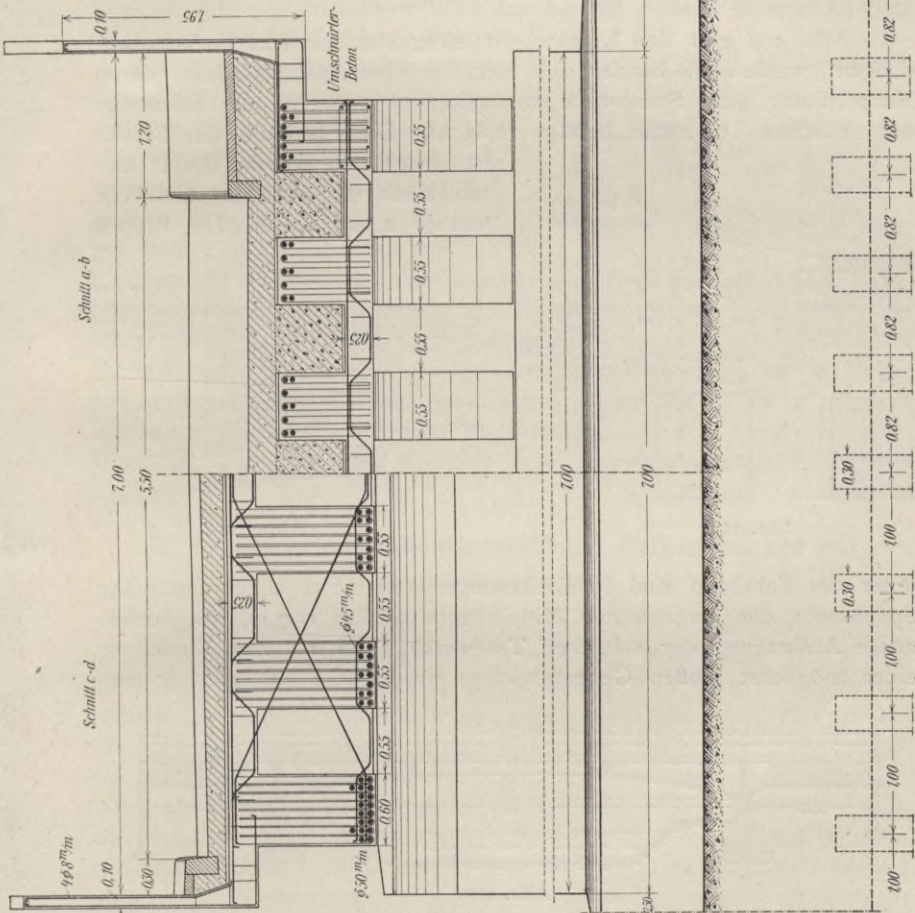


Abb. 413.

bildungen ersichtlich. Auffallend ist die verhältnismäßig geringe Dicke der Zwischenpfeiler, die im oberen Teile der Pfeiler nur 80 cm beträgt. Es war deshalb notwendig, Rollenlager vorzusehen, um seitliche Schub-

1) Das gilt insbesondere auch von Kragträgerzusammenstellungen gemäß Abb. 400b.

wirkungen unschädlich zu machen. Ueber die Ausführung dieser Rollenlager vergl. Abb. 417. Abb. 418 zeigt die Gelenkausbildung zwischen dem Konsol- und dem eingehängten Träger; die beiden Gußeisenplatten sind  $20 \cdot 30 \cdot 3$  cm ausgeführt, die dazwischenliegende Hartbleiplatte  $10 \cdot 30 \cdot 1,5$  cm.<sup>1)</sup>

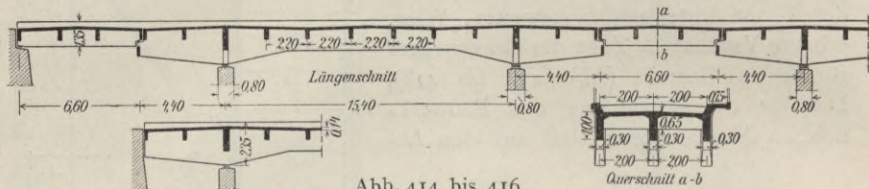


Abb. 414 bis 416.

Abb. 419 gibt den Längsschnitt einer Straßenbrücke in Temesvár (Ungarn) wieder. Es handelt sich hier um eine Auslegerbrücke, deren Hauptöffnung eine Spannweite von 38,42 m aufweist; die Stützweite der seitlichen Tragwerke beträgt 10,85 m. Die Fahrbahn der Brücke ist insgesamt 15 m breit, einschließlich der seitlichen Gehwege von je 2,5 m Breite. Die Rippen

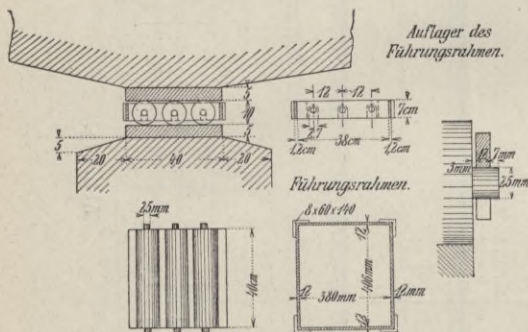


Abb. 417.

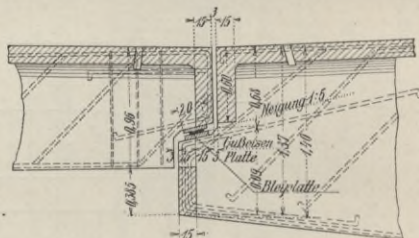


Abb. 418.

unter der Fahrbahn sind in Entfernungen von 2,0 m angeordnet. Die Spannweite des eingehängten Mittelträgers beträgt 15,7 m, die konsolartige Auskrägung der seitlichen Tragwerke 11,36 m. Zur Erreichung eines möglichst großen Gegengewichtes wurden die kastenförmig aus-

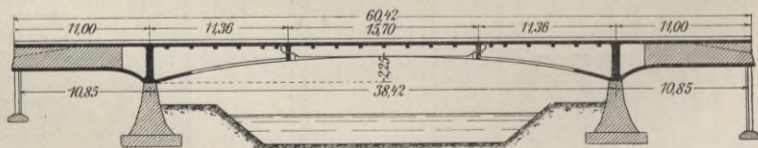


Abb. 419.

gebildeten Konsolträger zwischen den beiden Stützen mit Magerbeton ausgefüllt. Die Hauptpfeiler sind aus Stampfbeton, während die äußeren Stützen der Seitenfelder durch Eisenbetonsäulen gebildet werden, die in einer gemeinsamen, quer verlaufenden Grundplatte enden und mit dieser

<sup>1)</sup> Vergl. weiterhin Beton u. Eisen 1912, Seite 1.



fest verankert sind. Die Lagerung auf der Hauptstütze erfolgt mittels 10 mm starker Bleiplatten. Ueber dem Widerlager werden die Rippen durch eine Querwand versteift. Bemerkenswert ist noch, daß die Rippen in der Nähe dieser Querwand mit Rücksicht auf die großen Druckkräfte auch im unteren Teile durch eine Platte verbunden sind. Vergl. weiterhin Beton u. Eisen 1909, Seite 359.

Die Abb. 420 u. 421<sup>1)</sup> zeigen den Entwurf der Bauunternehmung Th. Möbus, Charlottenburg, für eine Auslegerbrücke von 22,60 m Lichtweite über einen Schiffahrtkanal. Neben der Erzielung einer möglichst geringen Konstruktionshöhe (die Balkenhöhe beträgt in Brückenmitte 90 cm) mußte auch die nötige Höhe für seitlich anzubringende Treidelwege erstrebt werden, ebenso auch der Fortfall größerer Rampensteigung als 1 : 20. Die Brücke ist insgesamt — einschließlich der beiderseitigen Gehwege — 8,20 m breit; davon entfallen 6 m auf die Fahrbahn. Der eingehängte Träger hat eine Spannweite von 11 m, der in Rippen aufgelöste Kragarm ist im Untergurt gekrümmt, der Widerlagerarm als Kastenträger ausgebildet. Der sichtbar bleibende Stützpunkt des Kragträgers ruht auf einem Pfeiler auf Eisenbetonpfählen. Die Entfernung dieser Stützpunkte voneinander beträgt  $2 \cdot 6,5 + 11,0 = 24,0$  m. Die für die Stützung des anderen Auflagers verwandten Pfähle sind an den Füßen mit widerhakenartigen Ansetzen versehen, damit die Pfähle gegebenenfalls auch Zugbeanspruchungen übernehmen können. Vergl. weiterhin Deutsche Bauzeitung 1909, Zementbeilage, Seite 61.<sup>2)</sup>

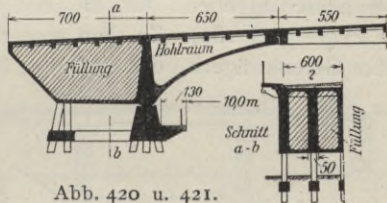


Abb. 420 u. 421.

### E. Durchlaufende (kontinuierliche) Balkenbrücken auf mehreren Stützen.

Die Ausführung der Brücken mit mehreren Stützungen kann im allgemeinen eine zweifache sein. Man kann über jeder Stütze eine Trennungsfuge vorsehen, so daß die ganze Brücke aus mehreren einfachen, statisch bestimmten Trägerstücken zusammengesetzt ist (vergl. S. 152 bis 158). Das gleiche gilt für den Fall, wenn Krag- oder Gelenkträger, wie auf den Seiten 158 bis 165 besprochen, zur Anwendung gelangen. Werden dagegen die Trennungsfugen fortgelassen, läßt man also die Träger kontinuierlich durchlaufen, so wird sich — gleiche Weiten und Belastungen vorausgesetzt — eine beträchtliche Stoffersparnis gegenüber der Anordnung nebeneinandergereihter einfacher Balken ergeben (vergl. Abb. 422 u. 423). Die positiven Feldmomente in Balkenmitte werden hier um etwa 20 vH. kleiner als beim einfachen Balken auf 2 Stützen. Durchlaufende

<sup>1)</sup> Das in Abb. 420 eingeschriebene Lichtmaß von 10,0 m bezieht sich auf die Brückenhälfte und das in Abb. 421 eingeschriebene Maß von 6,0 m nicht auf die halbe, sondern auf die ganze Fahrbahnbreite.

<sup>2)</sup> Betr. Berechnung von Gelenkträgern vergl. Beispiel 7, S. 191.

Balkenbrücken verlangen aber sichere, zuverlässige Gründungen, weil jede Veränderung in der Höhenlage der Stützpunkte von nachteiligstem Einfluß ist. In allen Fällen muß die Fundamentsohle der Pfeiler so tief als möglich gelegt werden, da sonst leicht Unterwaschungen durch Aenderung des Flußbettes oder des Grundwasserspiegels eintreten können. Kann tragfähiger Baugrund nicht erreicht werden, muß man also zu schwebenden Pilotagen oder zur Plattengründung seine Zuflucht nehmen, so sind statisch bestimmte Formen (einfache Balken von Stütze zu Stütze, Krag- und Gelenkträger) mehr am Platze. Das gleiche gilt auch für Brücken an Hängen, die spätere Rutschungen befürchten lassen.

Da jede Stütze nur eine Balkenlagerung erhält, werden die Pfeilerstärken geringer, ein Vorteil, der mit Rücksicht auf das Durchflußprofil oft ausschlaggebend für die endgültige Wahl der Brückenform werden kann (vergl. S. 189). Zu dem weiteren Vorteil größerer Einfachheit gegenüber Gelenkträgern oder einfachen Balkenzusammensetzungen kommt dann

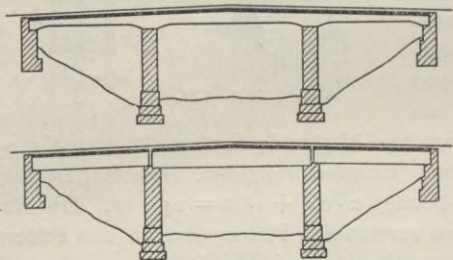


Abb. 422 u. 423.

noch der schönheitliche Vorteil niedriger Balkenhöhen mit flachen, bogenförmigen Voutenanschlüssen an den Pfeilern und Landwiderlagern; hohe Balken wirken im Landschaftsbilde oft unschön, erdrückend. Die Höhe der Balken ist natürlich eine Funktion der Stützenentfernung, aus welchem Grunde man in der Wahl der Oeffnungs-

weiten gewissen Einschränkungen ausgesetzt ist. Große Weiten bedingen wenig Stützen, aber bedeutende Balkenhöhen, während umgekehrt kleine Spannweiten viel Stützen, aber geringe Balkenhöhen erfordern.

Die Nachteile in der Anwendung kontinuierlicher Balkenbrücken liegen in der Hauptsache in dem ungünstigen Einfluß ungleicher Setzungen der Zwischenpfeiler, in dem ungünstigen Einfluß der Temperaturänderungen, in der Schwierigkeit, lange Balken in einem Gusse herzustellen, und schließlich auch in der umständlicheren statischen Berechnung, die namentlich bei Stützeinspannung gemäß Abb. 424 *c, d, e* recht zeitraubend werden kann. Bei größeren Brückenlängen muß man den Nebenspannungen und Längenänderungen durch Anordnung von Ausdehnungsfugen — in Entfernungen von etwa 20 bis 40 m — Rechnung tragen. Ebenso ist das Abschwinden des Betons in gebührender Weise zu berücksichtigen. Die Fugen sind mit Asphalt auszufüllen oder hinreichend zu überdecken, um Staubansammlungen zu vermeiden. Man nimmt vorteilhaft zwei übereinander schleifende Blechplatten oder zwei Winkelleisen, die im Beton verankert sind (vergl. Abb. 493). Zur Teilung der Gesamtkonstruktion in einzelne, voneinander unabhängige Stücke kann man Doppelpfeiler anordnen, wie Abb. 491 zeigt. Sind nur 3 oder 4 Oeffnungen vorhanden, so empfiehlt es sich, zwecks Erzielung gleicher Feldmomente die Mittelfelder größer als die Endfelder anzuordnen.

Bei Bahneinschnitten und Straßenüberführungen, wo es sich um Schaffung einer großen Mittelöffnung handelt, verwendet man zweckmäßig kontinuierliche Brückenbalken auf 2 Mittelpfeilern und 2 Endwiderlagern gemäß Abb. 422. Bei Straßenüberführungen sind die Stützen an den Rand der Fußsteige (Abb. 475), bei Bahneinschnitten seitlich vom Bettungskörper zu stellen (vergl. Abb. 465 u. 476). Derartige Brückenformen empfehlen sich besonders dann, wenn der tragfähige Boden auf der Sohle liegt und das darüber befindliche Erdreich zu beweglich ist, um den Druck starker Widerlager mit Sicherheit aushalten zu können. Ist die Mittelöffnung genügend groß, so wird die Hauptlast durch die Mittelpfeiler auf den festen Boden übertragen (vergl. Abb. 439 u. 445). Gegebenenfalls genügen auch Kragträger nach Abb. 227 u. 230.

Die Einteilung der durchlaufenden Balkenbrücken richtet sich — was die rein statischen Gesichtspunkte betrifft — nach der Art der Stützungen. Man unterscheidet:

1. Durchlaufende Balken, frei beweglich gestützt (die Stützung kann gemäß Abb. 424a auf an sich standfesten Pfeilern oder gemäß Abb. 424b auf Pendelstützen erfolgen).

2. Durchlaufende Balken, mit den Stützen fest verspannt (die Stützen können unten gemäß Abb. 424c gelenkartig aufgesetzt oder auch gemäß Abb. 424d fest im Fundament verspannt sein). Sind auch nach Abb. 424e die Endstützen fest mit dem Träger wie mit dem Fundament verspannt, so bildet das ganze einen mehrstieligen steifen Rahmen, bei welchem auch die positiven Momente in den Endfeldern fast in gleichem Grade vermindert werden wie in den Mittelfeldern (vergl. z. B. Abb. 491 u. 516).

Was die Berechnung der durchlaufenden Balkenträger anbelangt, so hat man es hier, ganz gleich, welche Grundform genommen wird, mit statisch unbestimmten Trägern zu tun. Am einfachsten gestaltet sich noch die Berechnung der Grundform nach Abb. 424a, da hier keine feste Verbindung zwischen Fahrbahn und Pfeiler vorhanden ist. Sind dagegen die Balken mit den Pfeilern und Widerlagern fest verbunden, so muß solche Einspannung in der Rechnung berücksichtigt werden, und zwar sowohl im Hinblick auf die Biegemomente der Träger, als auch hinsichtlich der elastischen Drehungen der Stützen. Die Untersuchung erfolgt am besten auf graphischem Wege nach der Theorie der kontinuier-

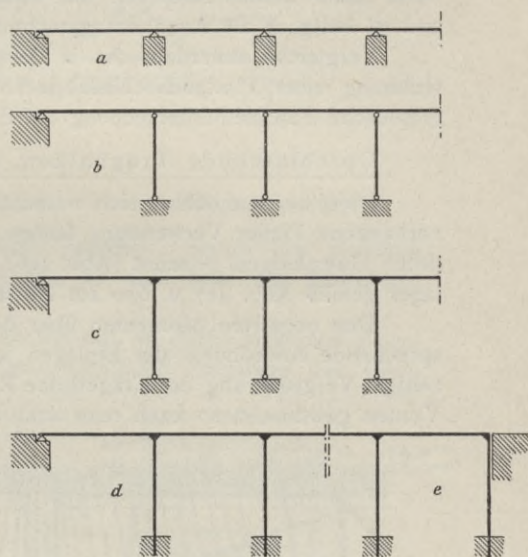


Abb. 424.

lichen Balken auf elastisch drehbaren Stützen (vergl. u. a. W. Ritter, Anwendungen der graphischen Statik, Teil III).<sup>1)</sup>

Will man sich im Hinblick auf die mannigfachen, teilweise sogar recht gewagten Voraussetzungen die Rechnung vereinfachen, so betrachtet man das fortlaufende Balkengefüge als eine Aneinanderreihung einfacher, zum Teil eingespannter Träger. Der Vorteil der Baustoff- und Stützensparnis und der damit verbundenen Vermeidung teurer Fundierungen geht dann allerdings zum gewissen Teil wieder verloren.

Auch die in dem Beispiel 7 auf S. 191 wiedergegebene Berechnungsweise kann keinen Anspruch auf wissenschaftliche Genauigkeit erheben und ist lediglich als Annäherungsrechnung aufzufassen.

Vergleiche außerdem die in Beispiel 1 (S. 53) wiedergegebene Berechnung einer Plattendurchlaßabdeckung über 2 Oeffnungen sowie die graphische Fahrbahnuntersuchung auf S. 128.

#### Durchlaufende Tragbalken, frei beweglich gestützt.

Dieselben empfehlen sich namentlich dann, wenn gemauerte oder vorhandene Pfeiler Verwendung finden sollen. Balken und Stützen sind durch Gelenkfugen getrennt (Abb. 426). Oft kommen Gleit- oder Rollenlager gemäß Abb. 417 u. 610 zur Anwendung.

Den negativen Momenten über den Stützen trägt man durch entsprechende Anordnung der Einlagen in Druck- und Zugzone bei gleichzeitiger Vergrößerung der Trägerhöhe Rechnung. Werden keine zu hohen Vouten gewünscht, so kann man auch die Druckzone in spiralbewehrtem

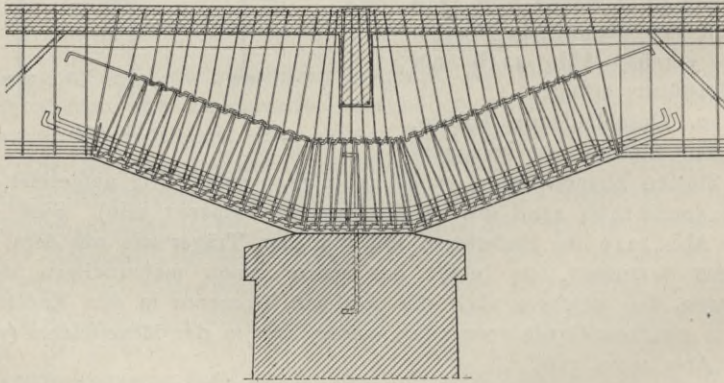


Abb. 425.

Beton ausführen, und zwar nach Bauweise Considère oder Abramoff-Magid (Abb. 425).<sup>2)</sup> Gegebenenfalls kann man auch die Druckplatte in Nähe der Stützung nach unten legen (Abb. 504), oder eine besondere Platte

<sup>1)</sup> Vergl. auch Handbuch für Eisenbetonbau, VI. Band, 2. Auflage, S. 183 u. f. Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik, Abhandlung VIII (S. 261 u. f.), Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Band II, Abschnitt IX.

<sup>2)</sup> Der spiralumschnürte Beton kann gemäß Abb. 429 auch durch eine entsprechende Bügelanordnung ersetzt werden. — Ueber spiralumschnürten Beton vergl. u. a. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil I, 8. Auflage.

anordnen (Abb. 521), oder schließlich den Steg nach den Auflagern hin verbreitern (Abb. 364).

Bei größeren Mittelöffnungen kann das für die Brücke notwendige Längsgefälle von Brückenmitte nach den Endwiderlagern hin zur Erzielung

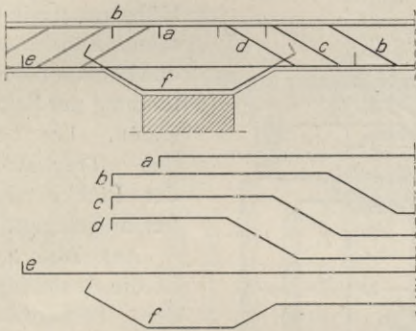


Abb. 426.

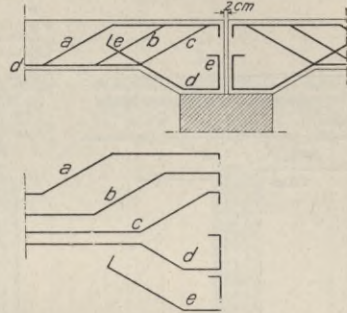


Abb. 427.

der größeren Trägerhöhen ausgenutzt werden. Sollen die positiven Momente in allen Feldern gleich werden, so muß man den Endfeldern eine geringere Spannweite geben.

Liegen die fortlaufenden Balken frei auf, so dürfte sich eine Eisenanordnung nach Abb. 426 empfehlen. Sämtliche Tragstäbe des einen Feldes sind im benachbarten Feld durch Endumbiegungen verankert. Die Anordnung einer Ausdehnungsfuge bei gleichen Pfeiler- und Balkenabmessungen zeigt Abb. 427.

Werden Gleit- oder Rollenlager vorgesehen, so ist darauf zu achten, daß diese nicht ins Hochwasser kommen können. Ueber vollwandige Pfeilerausführungen vergl. die Abb. 433, 436 u. 468.

Bei freier Auflagerung des kontinuierlich fortlaufenden Fahrhangerippes bilden die Pfeiler in sich abgeschlossene Körper, die in keinem Zusammenhang mit der Fahrbahn stehen, für sich also in beiden Richtungen standfest sein müssen. Abb. 428 zeigt einen Pfeiler solcher Art,

ein Joch der neuen Eisenbetonbrücke über den kleinen Rhein (Reno) zwischen Alberino und Sa. Maria Codifume.<sup>1)</sup>

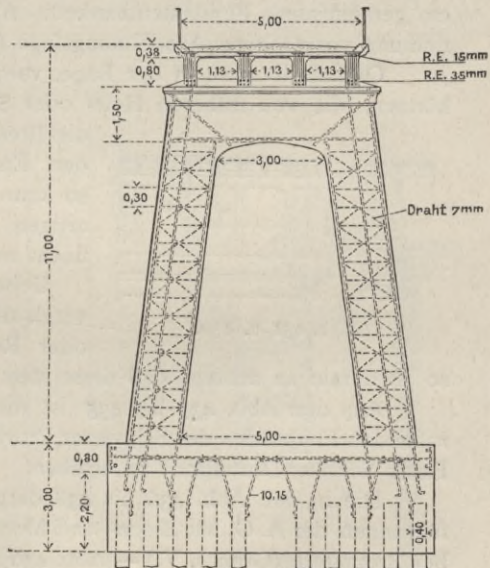


Abb. 428.

<sup>1)</sup> Ueber Berechnung solcher Jochpfeiler, mit und ohne Querriegel, vergleiche Armierter Beton 191c, S. 322.

Eine ähnliche Ausführung bietet Abb. 429, und zwar handelt es sich hier um eine Feldwegbrücke über einen Kanal mit 2 Oeffnungen von je 12,10 m Lichtweite und 4,0 m Nutzbreite. Der zur Darstellung gebrachte Mittelpfeiler besteht aus 2 sechseckigen Säulen von 2,80 m

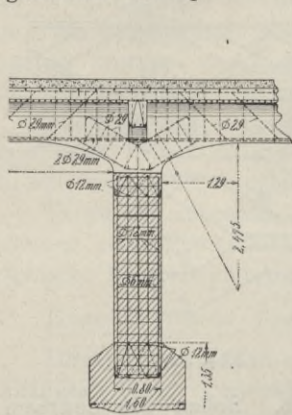
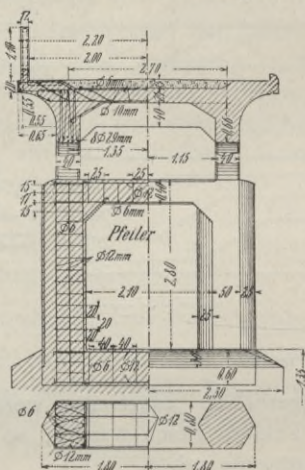


Abb. 429 u. 430.



Höhe mit gemeinsamem Fundament und Horizontalverbindung der Kopfenden. Die beiden Tragbalken der Brücke sind frei aufgelagert.

Aus Abb. 431 ist die Ausbildung der Pfeilerwand einer Eisenbetonbalkenbrücke bei Bahnhof „Rennbahn“ bei Berlin (vgl. auch Abb. 132

auf S. 77) zu ersehen. Die Gesamtlänge der Portalwand beträgt rd. 36,0 m, wovon 24 m auf die Fahrbahnbreite kommen. Sämtliche Stützen haben ein gemeinsames Fundamentbankett. Abb. 432 zeigt auch eine in Fahr- richtung vorgesehene Ausdehnungsfuge (vergl. hierzu auch Abb. 491).

Oftmals ist man in der Lage, vorhandene Wandpfeiler benutzen zu können, die von früheren Holz- oder Steinbrücken geblieben sind. Soll die Breite der in Eisenbeton auszuführenden Ersatzbrücke eine größere werden, so kann man gemäß Abb. 390 zu konsolartigen Pfeilerverbreiterungen seine Zuflucht nehmen.

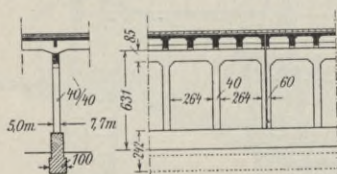


Abb. 431 u. 432.

Ueber vollwandige Pfeilerausführungen vergl. die Abb. 394 u. 407. Werden Gleit- oder Rollenlager (Abb. 504) vorgesehen,

so ist darauf zu achten, daß diese stets über Hochwasserspiegel bleiben.

Aus den Abb. 433 bis 435 ist die Ausführung einer auf 3 Stützen ruhenden Flutbrücke der Schwerter Provinzialstraße (erbaut von der Firma Franz Schlüter-Dortmund) zu ersehen.

Die in den Abb. 436 bis 438 dargestellten Brückenwerke sind Ausführungen der A.-G. für Beton- und Monierbau, Leipzig. Die Elsterbrücke bei Bretmühle (Greiz i. V.) — Abb. 436 u. 437 — ist 4,20 m breit und hat 3 Oeffnungen. Um eine gleiche Balkenhöhe für alle 3 Felder zu erzielen, sind die Spannweiten der beiden Endfelder zu etwa  $\frac{4}{5}$  des Mittelfeldes gewählt worden, so daß das Mittelfeld 15,40 m gespannt ist, die Seitenfelder dagegen nur 12,30 m Spannweite besitzen. Als Verkehrslast war Menschengedränge und ein Dampfwalzengewicht von 15 t in Rechnung gesetzt. Abb. 437 zeigt die Aufsicht und Abb. 436 den Längsschnitt der

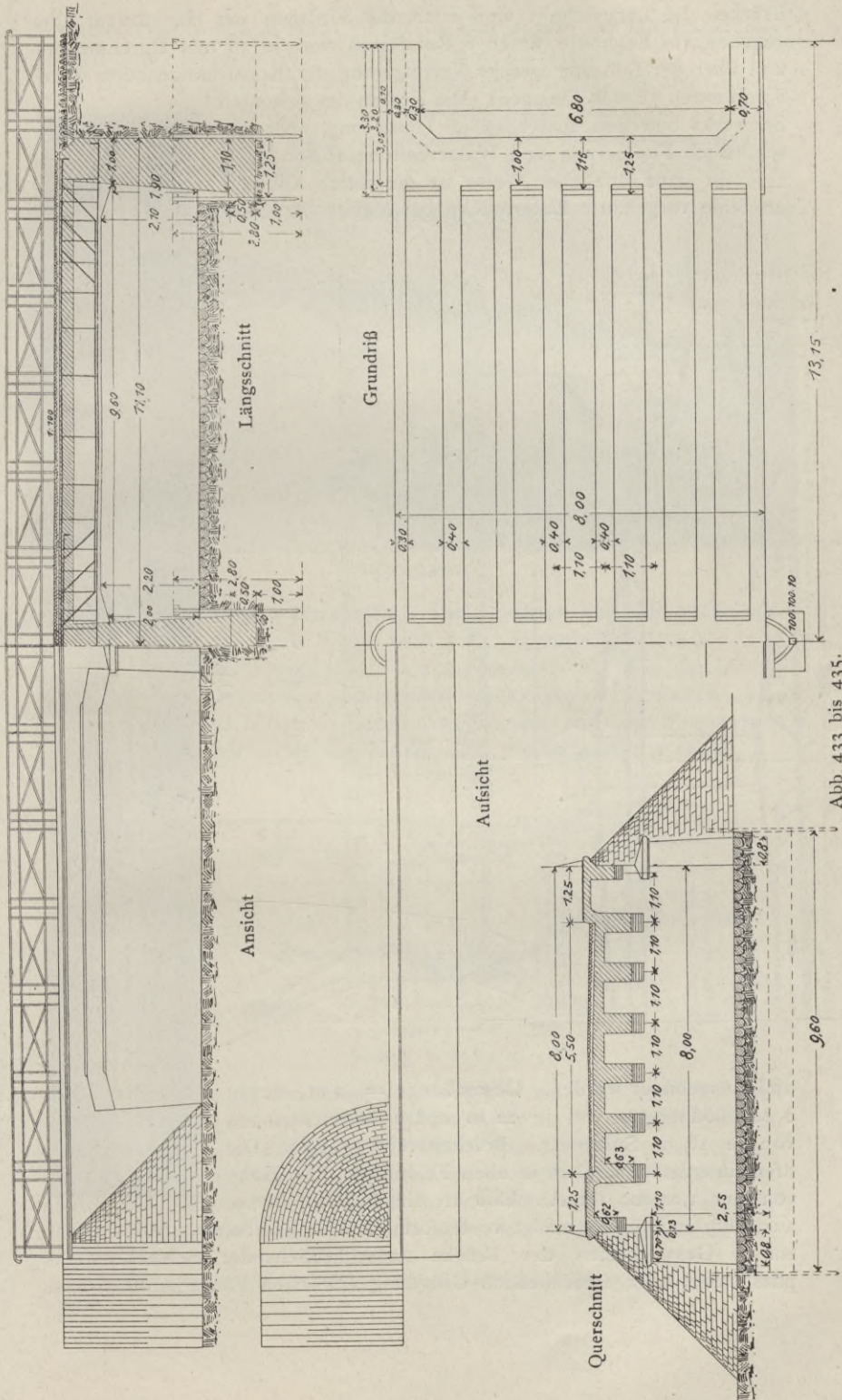


Abb. 433 bis 435.

Brücke. Im Längsschnitt sind auch die Einlagen der Hauptträger angegeben (in Feldmitte unten 8 Rundeisen von je 26 mm Durchmesser und über der Stützung zwecks Verringerung der Konstruktionshöhe oben 8 und unten 7 Stück Einlagen). Die Kosten des gesamten Bauwerks betragen ausschließlich Pflasterung, aber einschließlich Fundierung und Wasserhaltung 16 800 Mark.

In ganz ähnlicher Weise ist die durch Abb. 438 im Bilde vorgeführte Elsterbrücke bei Meilitz berechnet

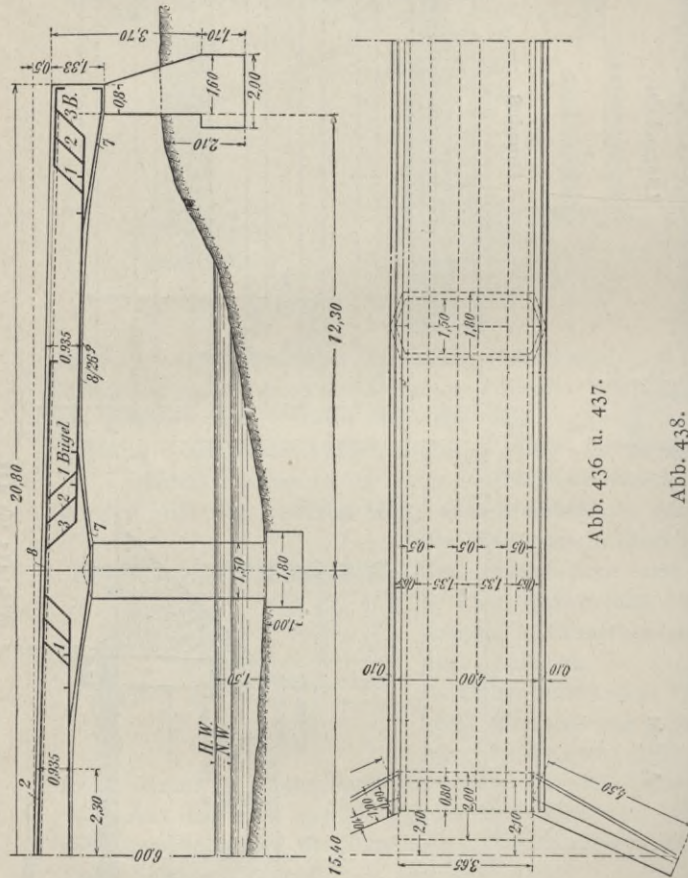
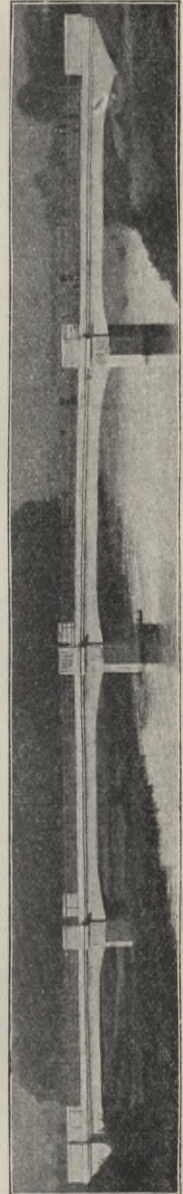


Abb. 436 u. 437.

Abb. 438.



und ausgebildet worden. Gesamtlänge = 82 m, davon 2 Mittelöffnungen von je 22 m und 2 Seitenöffnungen von je 18 m Spannng. Brückenbreite = 5 m. Die drei Hauptbalken haben in allen Feldmitten eine Höhe von nur 1,24 m; ihr Anschluß an die in Stampfbeton ausgeführten Stützen erfolgt voutenförmig. Die Fahrbahnplatte ist 20 cm stark. Gesamtkosten der Brücke ausschließlich der Schlackensteinpflasterung, aber einschließlich Gründung (zwischen Fangedämmen) und



Wasserhaltung = 35 000 Mark. Bauzeit, von Beginn der Ausschachtung an gerechnet, insgesamt nur 8 Wochen (ohne Pflasterung.<sup>1)</sup>)

Die Abb. 439 bis 441 zeigen Ansicht und Formgebung einer Eisenbahnbrücke über die Quisa in Norditalien. Die Brücke ist in einer Gesamtlänge von 25 m auf 4 Joche gestützt, und zwar derartig, daß in Brückenmitte eine Lichtweite von rd. 11 m bleibt. Die Endjoche sind

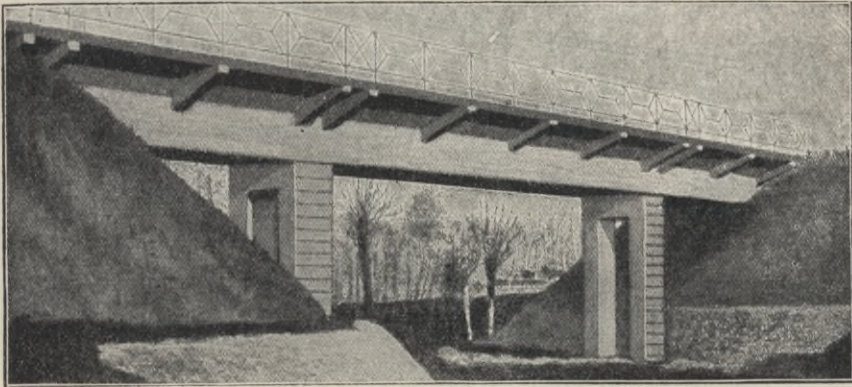


Abb. 439.

ganz in den Bahndamm eingebettet. Die Fahrbahn hat eine Breite von 4,50 m. Die 15 cm starke Platte wird von 2 Hauptbalken  $1,15 \times 0,50$  m getragen, deren Bewehrung aus Abb. 441 ersichtlich ist. Um die Druck- und Zugstäbe schlingen sich schrägliegende Schleifen aus Bandeisen. Die Schienen ruhen auf hölzernen Längsschwellen, die, auf einer Kiesbettung liegend, in ähnlicher Weise angeordnet sind, wie es Abb. 192 zeigte.

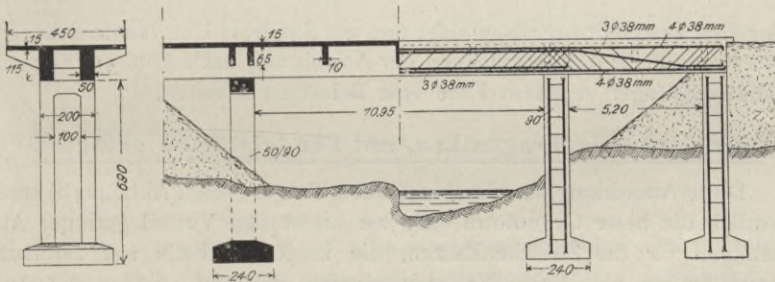


Abb. 440 u. 441.

Abb. 442 bis 444 zeigen die Formgebung einer für nur schwachen Straßenverkehr bestimmten Brücke in Putung (China). Die beiden Tragbalken sind über der Fahrtrinne des Kanals stark gehoben, wodurch dem Ganzen ein sehr gefälliges, leichtes Aussehen verliehen wird. Die Fundamente der Widerlager ruhen auf Holz-, die der Pfeiler auf Eisenbetonpfählen. Die unten durch Rippen ausgesteiften Stützenpaare sind den

<sup>1)</sup> Ueber weitere Brückenausführungen ähnlicher Art vergl. Beton u. Eisen 1908, S. 285.

bereits in den Abb. 382 bis 386 dargestellten Pfeilern ähnlich konstruiert worden.

Bemerkenswert ist weiterhin die durch die Abb. 445 u. 446 gekennzeichnete Schleusenbrücke bei Bahnitz (untere Havel), eine Ausführung der Betonwerke Biesenthal. Die Mittelöffnung zeigt eine Licht-

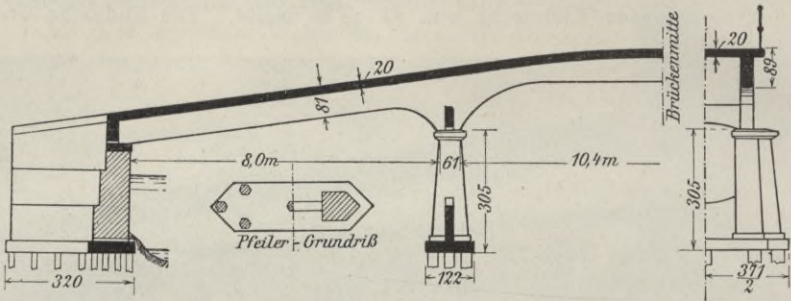


Abb. 442 bis 444.

weite von 13,60 m, die Seitenöffnungen zeigen eine solche von 3,20 m. Bewehrung der beiden Tragbalken: 11 R.-E. 28 mm in Mitte Hauptöffnung, 9 R.-E. 28 mm in der oberen Zugzone und 8 R.-E. 28 mm in der unteren Druckzone des Querschnitts über den Mittelstützen. Die Seiten-

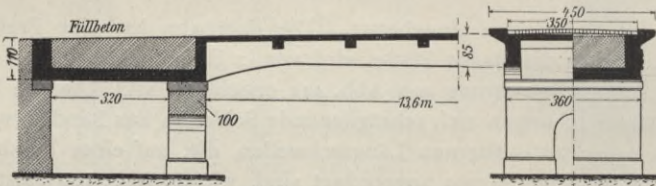


Abb. 445 u. 446.

felder sind kastenförmig ausgebildet und mit Sand bis Unterkante Brückenpflaster verfüllt, so daß — entgegen der Ausführung nach Abb. 512 — auch die Endwiderlager in jedem Falle eine Belastung erhalten.

#### Durchlaufende Tragbalken, auf Pendelstützen gelagert.

Diese Anordnung der durchlaufenden Träger (vergl. Abb. 424b) stellt eigentlich die beste Grundform dar; sie bietet den Vorteil geringer Abmessungen für die Zwischenstützen, die in jedem Falle nur zentrisch belastet werden, also keine Nebenspannungen erhalten. Sollen die Auflagerbedingungen für die Kontinuität einwandfrei erfüllt werden, so müssen die Endauflager als eiserne Kipp- bzw. Rollenlager und die Mittelaflager als Eisenbetonwälzgelenke oder auch als eiserne Kipplager auf Eisenbeton-Pendelstützen zur Ausführung kommen.

Nach der auf S. 162 in Abb. 409 dargestellten Balkenlagerung erfolgt der gelenkartige Anschluß durch kreuzweises Verschränken der Eisenlagen in der Gelenkfuge sowie durch Anordnung einer Zwischenlage von 5 mm starken Bleiplatten. Die gelenkartige Wirkung ist hier ermöglicht durch die Federung der Eisen beim Eintritt elastischer Formänderungen.

Abb. 447 zeigt ein Beispiel für die Anwendung der sonst für die Endlagerungen üblichen Kipplager.

Bei einer von der A.-G. Dyckerhoff u. Widmann ausgeführten Straßenbrücke kamen gemäß Abb. 448 Wälzgelenke aus Eisenbeton zur Verwendung, die den besonderen Vorzug bieten, eine sehr sorgfältige Herstellung der Lagerflächen zu ermöglichen. Die Gelenke wurden unmittelbar im Zusammenhange mit dem übrigen Aufbau in der Schalung hergestellt, jedoch etwas fetter gemischt.

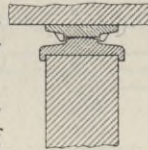


Abb. 447.

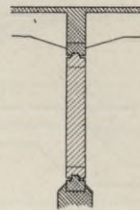


Abb. 448.

Abb. 449 bis 451 bieten Einzeldarstellungen einer Straßenüberführung auf Bahnhof Kieritzsch, Eisenbahnstrecke Leipzig—Hof. Drei Hauptbalken von 0,75 m Breite überspannen 2 Oeffnungen von je 16,6 m theoretischer Stützweite. Die Endauflager werden durch flußstählerne Kipp- bzw. Rollenkipplager, die Mittelaufleger durch Eisenbetonwälzgelenke gebildet

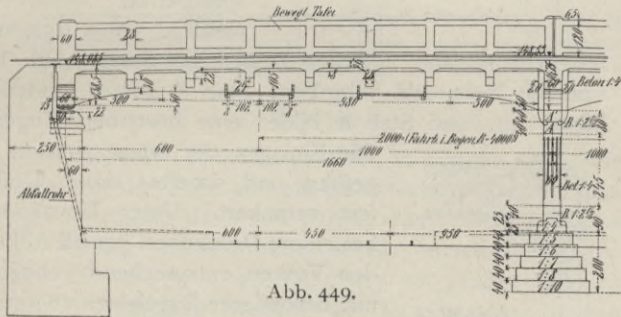


Abb. 449.

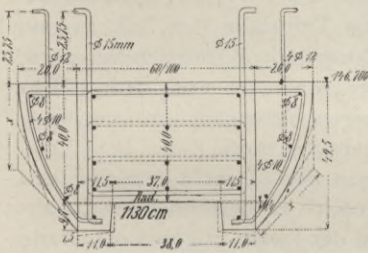


Abb. 450.

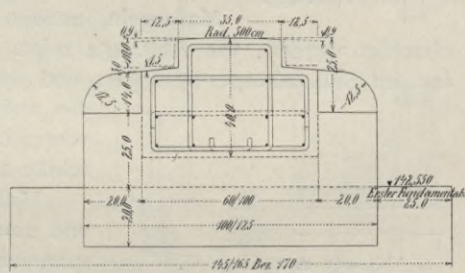


Abb. 451.

(Abb. 450 u. 451). Für die auf 3 Eisenbetonpendelsäulen sich stützenden Hauptträger sind im ganzen 3 mal je 4 Gelenkquader zur Ausführung gekommen. Die Quader wurden auf dem Werkplatz hergestellt und mittels Flasenzüge versetzt.<sup>1)</sup>

Ueber weitere Gelenkausbildungen vergl. Abb. 128, 373, 392, 417 u. 612.

Durchlaufende Tragbalken, mit den Stützen fest verspannt.

Durchbiegungen solcher Balken haben zur Folge, daß auch die Stützen elastische Formänderungen erleiden, die aber rechnerisch oft nicht

<sup>1)</sup> Bemerkenswert ist noch — wie aus Abb. 449 ersichtlich ist — die Anbringung durchgehender hölzerner Rauchschutztafeln an der Unterseite der Tragbalken. Ueber nähere Einzelheiten zu diesem Brückenbau vergl. Beton u. Eisen 1910, S. 197.

berücksichtigt werden. Die Pfeiler müssen in jedem Falle so bemessen sein, daß sie genügende Elastizität aufweisen, um allen Bewegungen infolge Einwirkung der Verkehrslast und der Temperaturschwankungen

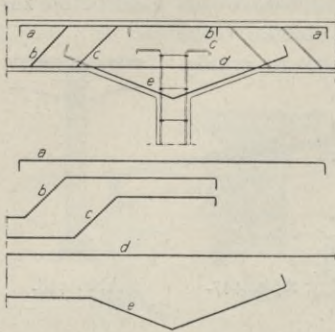


Abb. 452 u. 453.

folgen zu können, ohne schädliche Einflüsse zu erleiden. Abb. 424 hatte gezeigt, daß die Stützen entweder gelenkartig aufgesetzt (vergl. Abb. 448 u. 451) oder, was zumeist der Fall ist, ganz oder doch bis zu einem gewissen Grade im Fundament verspannt sind.

Die Einlagen der Balken und Stützen sind in gleicher Weise anzuordnen wie im einfachen Hochbau: stets muß dem Auftreten negativer Momente in entsprechender Weise Rechnung getragen werden. Abb. 452 u. 453 zeigen eine

feste Verspannung zwischen Balken und Stütze. Die Tragstäbe *b*, *c* und *e* sind im Nebensfeld verankert, Stab *d* gehört beiden Feldern in ganzer Länge an, und Stab *a* bildet eine besondere Zugeinlage im Obergurt.

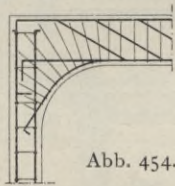


Abb. 454.

Die Einlagen der Stütze sind in den Balken hineingeführt und daselbst durch Umbiegung der Enden fest verankert. Unter Umständen empfehlen sich besondere Druckeisen gemäß Abb. 477, 484 u. 516, die den Vouten entsprechend gebogen und zweckmäßig mit besonderen Bügeleisen zu versehen sind. Gleiche Maßregeln müssen bei den Widerlagspfeilern beobachtet werden, wie Abb. 454 zeigt. Die Tragstäbe des Balkens sind

fest im Stützenkörper verankert und durchweg mit Bügeleisen versehen, die anfangs senkrecht und dann, dem voutenförmigen Uebergang entsprechend, schräg angeordnet sind.

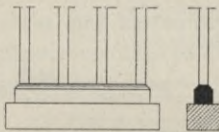


Abb. 455 u. 456.

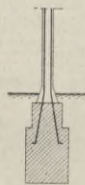


Abb. 457.

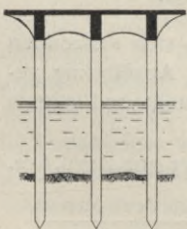


Abb. 458.

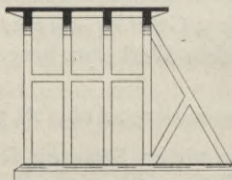


Abb. 459.

Will man den oft recht beträchtlichen und umständlich zu berechnenden Zusatzspannungen der Pfeiler in gewissem Grade vorbeugen, so kann man das durch Ver-

wendung möglichst großer Trägerhöhen tun. Das empfiehlt sich namentlich bei stark bemessenen Stützen, da hier die Beanspruchung bei der Durchbiegung der Balken eine größere ist als bei schwachen, elastischen Stützen. Naturgemäß ist bei sehr schlanken Pfeilern der günstige Einfluß der Ein-

spannung auf die positiven Balkenmomente nur sehr gering.

Was die Ausführung der Pfeiler anlangt, so können neben vollwandigen Pfeilern auch Einzelunterstützungen mit gemeinsamem Sockel

und Fundament genommen werden (Abb. 455 u. 456). Es erhält jeder Balken eine besondere Stütze, die in gleicher Weise wie im Hochbau zu bewehren ist. Nach Abb. 457 ragen die Einlagen der Stützen ankerförmig in den gemeinsamen Fundamentblock hinein. Zur Vereinfachung und Verbilligung der Bauweise können in den Boden gerammte Pfähle als Pfeiler genommen werden (Abb. 458). Werden besondere Schutzvorrichtungen

gegen Eisgang und Treibholz nötig, so empfehlen sich Pilotenpalisaden (Abb. 459) auf gemeinsamem Fundamentsockel in der Regel mehr als Steinschüttung oder bis Hochwasserhöhe spitz zugehende

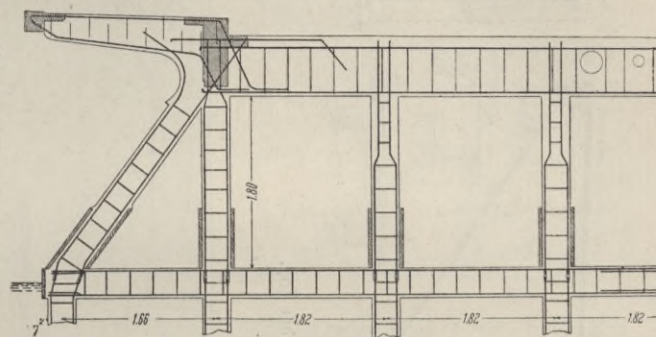


Abb. 460.

Panzerplatten. Sind die Pfeiler als Joche ausgebildet, so können diese, wie Abb. 460 u. 477 zeigen, mit der Fahrbahn ein einheitliches Ganzes bilden.

Jochbrücken sind namentlich dann von Vorteil, wenn Eisenbahngleise in mäßiger Höhe über niedrig belegene sumpfige Ländereien führen, die Vorflutverhältnisse aber die Anlage eines Erddammes mit genügend vielen Durchlässen nicht tunlich erscheinen lassen.<sup>1)</sup> Bei Gleisüberschneidungen bieten die bockartigen Pfeiler eine freie Durchsicht unter der Brücke, also eine größere Betriebsicherheit; bei Flußüberbrückungen behindern sie die Abflußverhältnisse weniger als massive Standpfeiler mit freier Balkenlagerung. Außerdem widerstehen sie starkem Holztrieb, Eisgang und Hochwassergefahren besser als jede andere Pfeilerausführung.

Ein weiteres Beispiel für den festen Zusammenhang von Pfeiler und Fahrbahngerippe zeigt Abb. 460, darstellend den Schnitt eines Pfahljoches der neuen Südbrücke in Randers (Jütland). Die Fahrbahn ist 8,60 m breit und hat beiderseits 2,20 m breite, auskragende Fußstege. Der Oberbau setzt sich aus 6 Hauptträgern über 7 Öffnungen zusammen. Die Jochpfähle, je 8 Stück  $31 \times 31$  cm, stecken 1 m im festen Boden und sind bis 14 m lang. Glasierte Fliesen schützen den Beton gegen Stöße und sonstige Beschädigungen. Die Pfähle wogen etwa 3000 kg das Stück und wurden mit einer Kettenramme von 2000 kg Bärge wicht eingerammt.

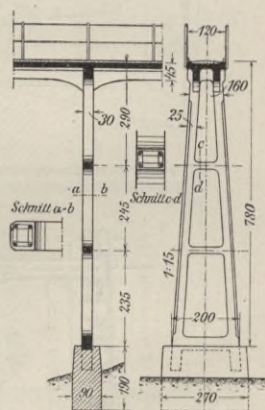


Abb. 461 u. 462.

<sup>1)</sup> Vergl. hierzu auch Abschnitt V, S. 202.

Abb. 463 zeigt den Querschnitt einer Flußbrücke in Nashville (Nordamerika). Insgesamt sind hier 18 Deckenbalken in Richtung der Brückenachse angeordnet. Jeder Hauptquerträger ( $130 \times 41$  cm) ruht auf 3 Säulen;

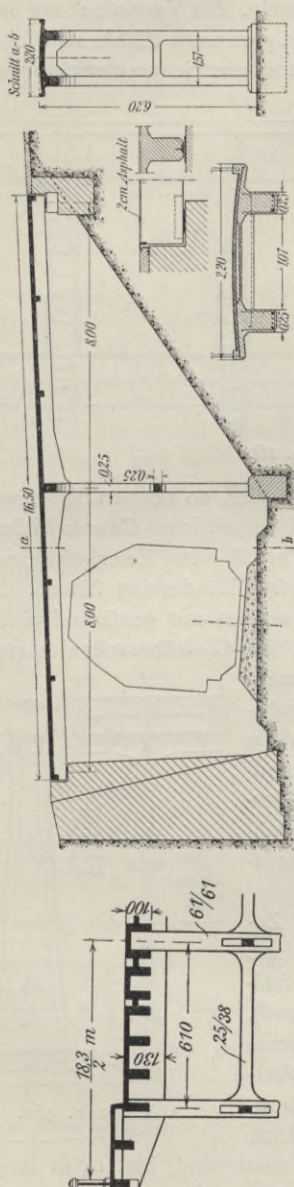


Abb. 463.

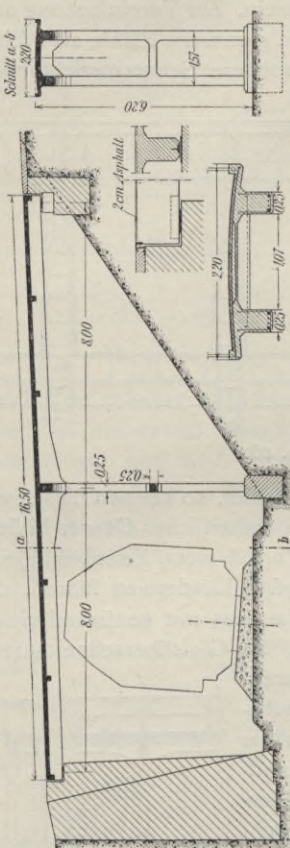


Abb. 464 bis 467.

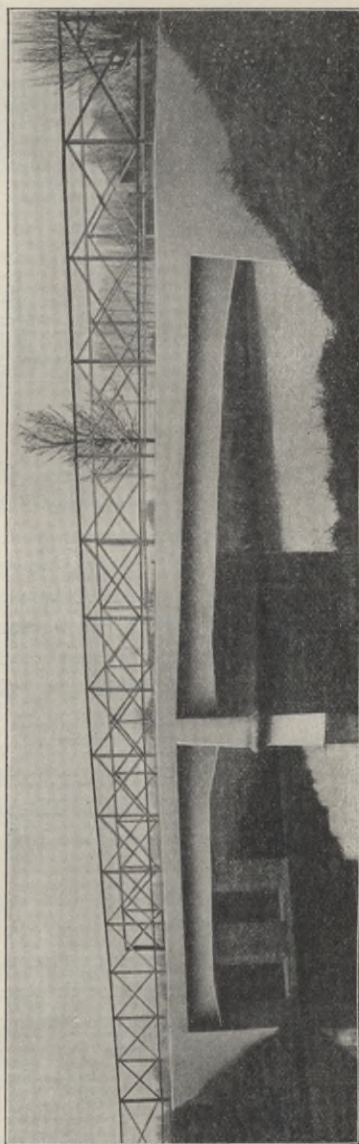


Abb. 468.

je 3 derselben sind in halber Höhe durch Quer- und Längswinkel steif miteinander verbunden. Säulenhöhe bis 14 m. Für die Straßenbahngleise sind besondere Schienenführungen ausgespart, und zwar liegt jede Schiene zwischen 2 Deckenbalken von je  $30 \times 100$  cm Stärke und 61 cm Achsentfernung.

Die Formgebung einer Fußwegüberführung über eine eingleisige Bahnstrecke ist aus Abb. 464 bis 467 ersichtlich. Die beiden Tragbalken sind nur mit der Mittelstütze fest verspannt; an den Enden erfolgt die Stützung durch eiserne Gleitlager.

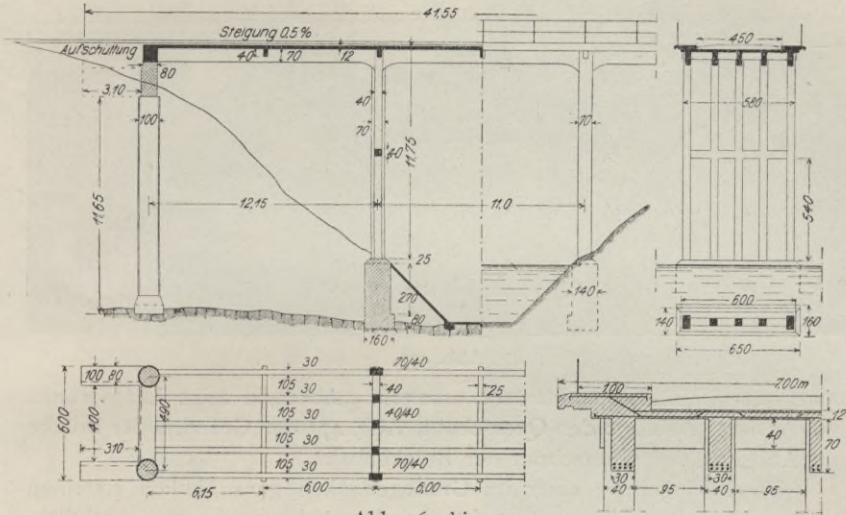


Abb. 469 bis 472.

Wie vorteilhaft es in schönheitlicher Hinsicht oft sein kann, eine Brücke allein durch die statisch bedingte Formgebung, bei Verzicht auf jegliches schmückende Beiwerk, auf den Beschauer wirken zu lassen, beweist die in Abb. 468 veranschaulichte Niersbrücke bei Wachtendruck, eine Ausführung der Firma Dücker u. Cie., Düsseldorf. Die Tragbalken haben eine Lichtweite von je 7,30 m und sind auch in den Widerlagern

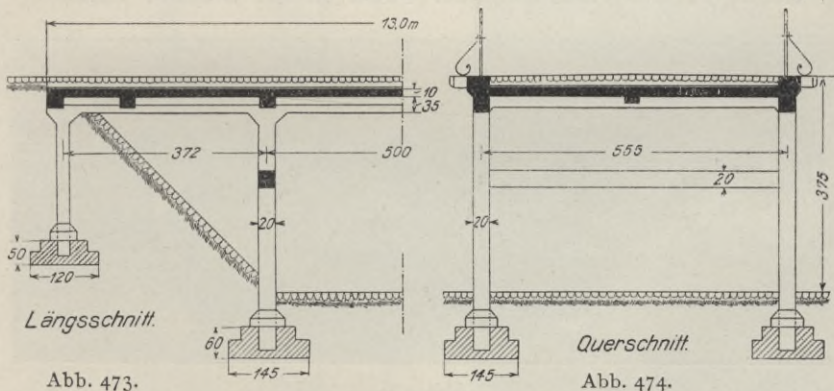


Abb. 473.

Abb. 474.

fest verspannt worden. Bemerkenswert ist noch, daß die Stirnwände der Widerlager in einzelne Pfeiler mit dazwischen gespannten eisenbewehrten Platten aufgelöst wurden; nur die seitlichen Böschungsmauern sind massiv in Stampfbeton ausgeführt. Die Brücke ist nach einem Entwurf von Prof. Möller erbaut worden.

Die in Eisenbeton ausgeführte Brücke bei Bad Tölz stammt von der Firma Wayss u. Freytag, A.-G. Die gemauerten Widerlager sind auf Geröll errichtet und deshalb durch bewehrte Brunnen bis zum Felsboden gestützt. Tiefe des Grabens in Brückenmitte = 15 m. Die beiden Mittel-



Abb. 475.

joche haben ein Betonfundament erhalten. Abb. 469 zeigt Längsschnitt und Ansicht, Abb. 470 den Querschnitt, Abb. 471 den Grundriß der Brücke und Abb. 472 den Querschnitt der Brückenbahn.

Die Formgebung einer im Grundgedanken ganz ähnlich erstellten Brücke, in Rußland ausgeführt, ist aus den Abb. 473 u. 474 ersichtlich. Bemerkenswert ist allerdings, daß hier gegenüber der in dem vorigen Beispiel angeführten Brücke, in Querrichtung immer nur 2 Stützen angeordnet sind, die in Entfernungen von 5,55 m stehen. Sie erforderte eine Bauzeit von nur  $1\frac{1}{2}$  Monaten und eine Bausumme von nur 1600 Rubel. Gesamte Brückenlänge = 13 m.

Abb. 475 zeigt die Ansicht einer Balkenbrücke über die Gartenstraße in Göttingen, eine Ausführung der Firma Robert Grastorf, Hannover.

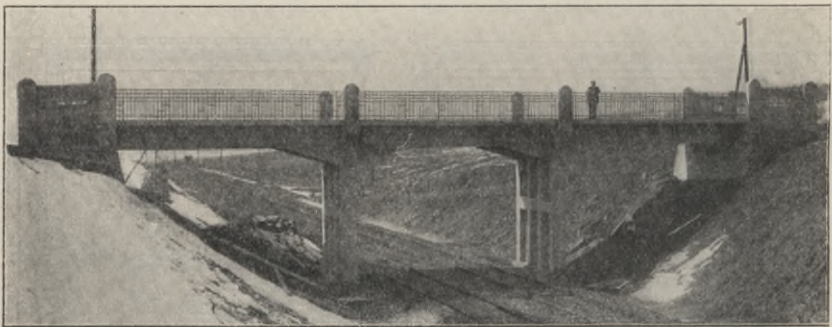


Abb. 476.

Die Säulen haben runden Querschnitt und sind architektonisch ausgebildet worden. Das Ganze macht einen in jeder Weise ästhetisch befriedigenden Eindruck.

Als ein weiteres Beispiel sei in den Abb. 476 bis 482 die Ausführung einer Wegüberführung auf der Strecke Eisenach—Salzungen veranschaulicht.





Die Träger zeigen 3 Oeffnungen von je 9 m Spannweite. An den Endwiderlagern erfolgt die Auflagerung der Balken vermittels zweier Zinkbleche Nr. 20. Die Abdichtung erfolgt durch Asphaltfilz. Die Stützen sind

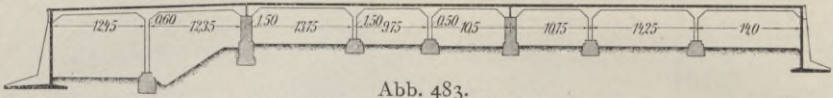


Abb. 483.

mit den Tragbalken fest verspannt; die Stützeisen (6 R.-E. 24 mm) ragen noch 1 m in den quer durchlaufenden Stampfbeton-Fundamentkörper hinein. Der Ausbildung der massiven Brüstung wurde besondere Aufmerksamkeit gewidmet. Eine Einzeldarstellung zeigt die Ausführung der Trennungsfuge, die zwischen Brücken- und Widerlagsbrüstung vorgesehen

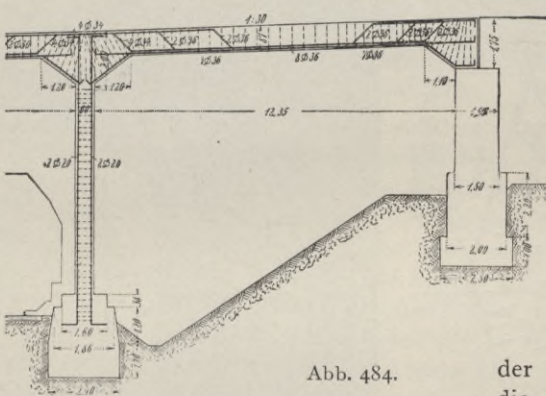


Abb. 484.

wurde. Das hierfür verwandte Zinkblech Nr. 20 ist durch kleine, 3 cm breite Haken im Beton befestigt worden. Abb. 476 zeigt die Ansicht der Brücke und Abb. 482 das Lehrgerüst, welches eine volle Aufrechterhaltung des Betriebes während der Bauzeit gestattete. Die Ausführung der Brücke erfolgte durch die Firma Dücker u. Cie., Düsseldorf.

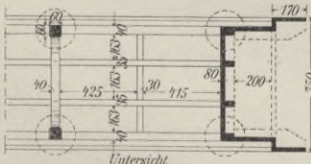
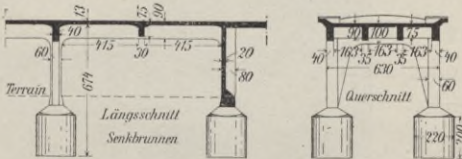


Abb. 485 bis 487.

Die in Abb. 483 dargestellte Brücke (eine Straßenbrücke über den neuen Kieler Güterbahnhof) ist durch Gruppenpfeiler in 3 Hauptöffnungen von 26,40 m, 35,75 m und

39,25 m geteilt. Die Einzelstützen stehen auf gemeinsamen Querbalken. Die Auflagerung auf die Gruppenpfeiler erfolgt mittels Pappfugen als Gleitlager. Die Ausbildung der Endwiderlager wurde bereits in Abb. 129 (S. 76) gezeigt. Der Längsschnitt in Abb. 484 gibt Aufschluß über die Anordnung der Eiseneinlagen. Betreffs Berechnung der Brückenträger vergl. Beton u. Eisen 1911, S. 313.

Die Ausbildung einer Flutbrücke am linken Ufer der Mosel, ausgeführt von der Firma Ed. Züblin, Straßburg i. E., zeigen die Abb. 485 bis 487. Die Brücke besteht aus 4 kontinuierlichen Balken mit 3 Oeffnungen von  $2 \times 8,6$  m und  $1 \times 12,8$  m Lichtweite. Die Bockstützen bilden steife

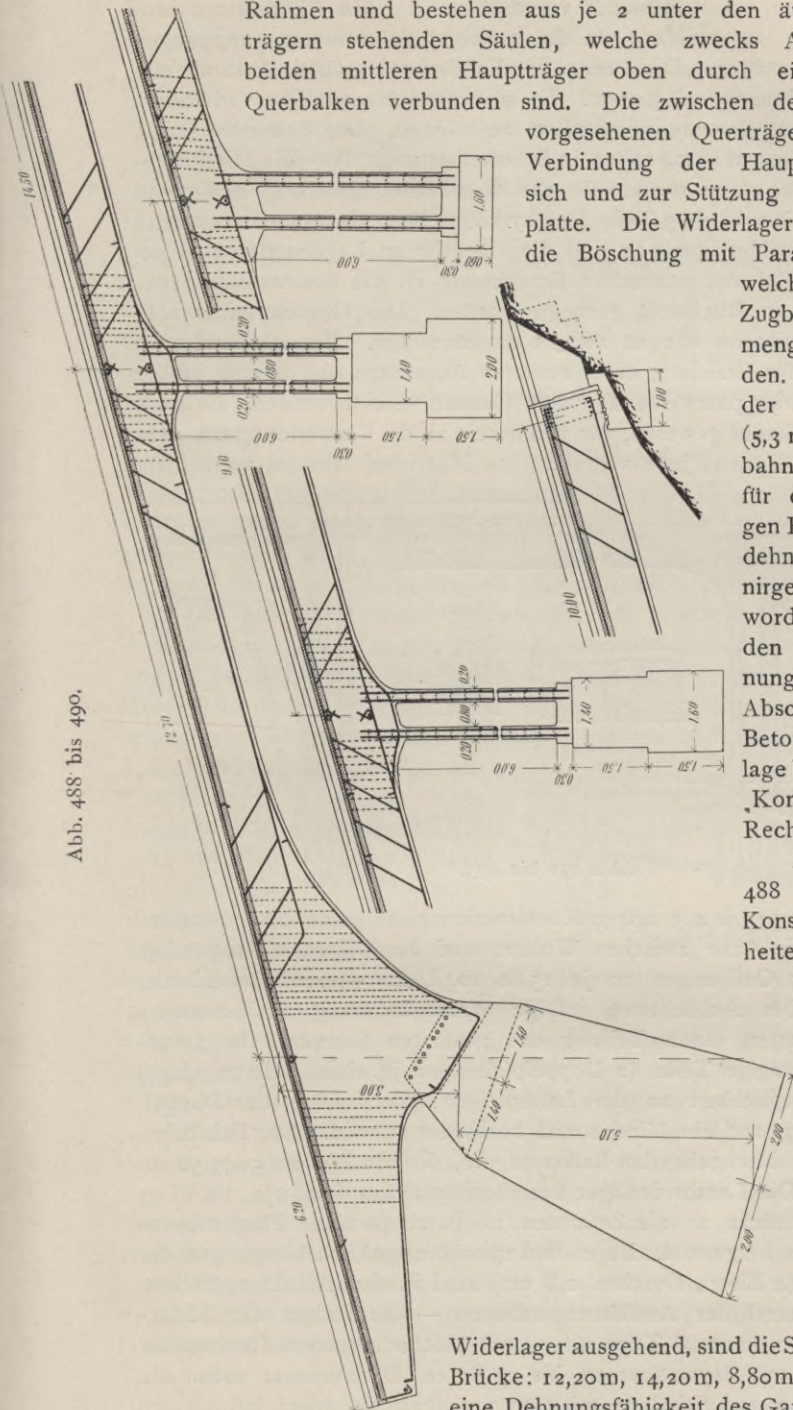
Rahmen und bestehen aus je 2 unter den äußeren Hauptträgern stehenden Säulen, welche zwecks Aufnahme der beiden mittleren Hauptträger oben durch einen kräftigen Querbalken verbunden sind. Die zwischen den Oeffnungen vorgesehenen Querträger dienen zur Verbindung der Hauptträger unter sich und zur Stützung der Fahrbahnplatte. Die Widerlager schließen an die Böschung mit Parallelfügeln an, welche durch ein Zugband zusammengehalten werden.

Totalbreite der Brücke = 7 m (5,3 m für die Fahrbahn und 1,70 m für die beiderseitigen Fußwege). Ausdehnungsfugen sind nirgends angebracht worden; dafür wurde den Wärmespannungen und dem Abschwinden des Betons durch Einlage besonderer sog. „Kontraktionseisen“ Rechnung getragen.

Aus den Abb. 488 bis 490 sind Konstruktionseinzelheiten einer in 16° Steigung liegenden Balkenbrücke der Bergbahn Heidelberg—Königsstuhl ersichtlich. (Ausführende Firma: Lolat-Eisenbeton.) Von dem unteren festen

Widerlager ausgehend, sind die Spannweiten der Brücke: 12,20m, 14,20m, 8,80m und 10m. Um eine Dehnungsfähigkeit des Ganzen zu ermög-

Abb. 488 bis 490.



lichen, ist oben ein Rollenlager vorgesehen. Die Zwischenstützen sind elastisch genug ausgebildet, um die geringen Ausdehnungsbewegungen gefahrlos zu gestatten. Die Breite der Fahrbahn beträgt insgesamt (einschließlich Auskragungen) 3,70 m. Es sind zwei Hauptträger vorhanden, die die Schienenbelastung unmittelbar aufnehmen. Die Schienen selbst, auf Querschwellen verlegt, ruhen in Schotterbettung. Was die Mischungsverhältnisse anlangt, so wurden für das Eisenbetontragwerk 1 Teil Zement + 2 Teile Rheinsand + 3 Teile Porphyrkleinschlag genommen, während die beiden Endwiderlager 1 : 9 und die eigentlichen Lagerstellen 1 : 6 gemischt sind. Bei der statischen Berechnung ist die Bremswirkung der rollenden Last in Rücksicht gezogen worden. Das Gewicht eines vollbesetzten Bergwagens war zu 10,75 t angenommen. Bemerkenswert ist noch, daß zwecks Erzielung eines besseren Aussehens die dünnen Pfeiler durch Wandglieder paarweise zu einem Ganzen vereint wurden. Es wäre vielleicht vorteilhafter gewesen, von vornherein an die Verwendung massiver Stützpfiler zu denken, jene vorgetäuschte Massivität also zu vermeiden.

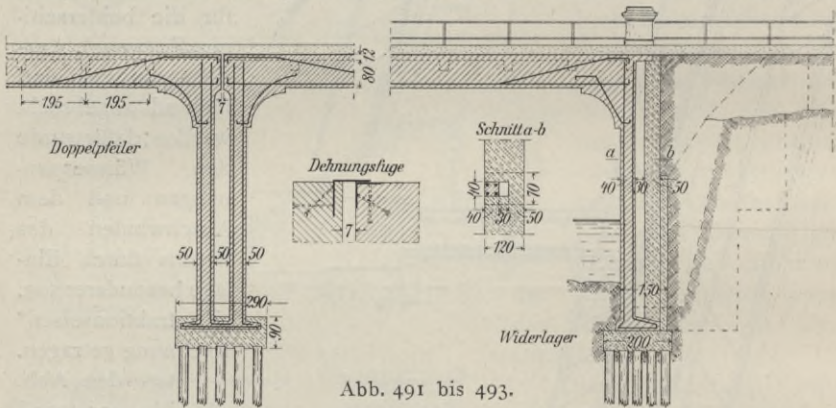


Abb. 491 bis 493.

Die Abb. 491 bis 493 zeigen Konstruktionseinzelheiten einer Straßenbrücke über die Ache zwischen Wolfurt und Kennelbach (Tirol). Die Brücke zählt 7 Oeffnungen zu je 15,80 m Lichtweite. Brückenbreite = 6,10 m. Der Ausdehnung infolge Wärmeänderung ist besonders Rechnung getragen durch Teilung des gesamten Bauwerks in 3 voneinander unabhängige Teile (2 Doppelpfeiler mit je einer Dehnungsfuge) und durch Beweglichkeit an den Landpfeilern, die infolge der Doppelpfeileranordnung auf ein Mindestmaß herabgesetzt wird. Die Fahrbahnplatte liegt auf 3 durchgehenden Balkenträgern, die von Pfeilern 50 × 50 cm gestützt sind. Die Landwiderlager bestehen aus Stampfbeton 1 : 10. Der Anschluß der Brücke an die Zufahrten ist durch parallele Flügelmauern aus Stampfbeton hergestellt. Bügel- und spiralförmige Umschlingungen der Pfeilereinlagen (4 Eisen, Durchm. 2,8 cm) sind in den Abbildungen fortgelassen. Während der Ausführungsarbeiten — die Balken der Mittelöffnungen waren kaum 8 Tage alt — trat plötzlich starkes Hochwasser ein. Treibholz mit Baumstämmen bis zu 80 cm Durchmesser nahm die gesamte Rüstung und Schalung mit sich und legte die frisch betonierten

Unterzüge frei. Trotzdem konnten keine Einsenkungen oder irgendwelche Beschädigungen des frischen Betons beobachtet werden.

In den Abb. 494 und 495 ist die Formgebung einer Hennebiquebrücke in la Gachère (Frankreich) zur Darstellung gelangt. Die Brücke ist 45,30 m lang, hat 6 Oeffnungen zu je 6 m und eine Mittelöffnung zu 8,3 m Weite. Joche, durch zwei Gruppen zu je 3 Pfählen getragen, unterstützen die Fahrbahn, die 4,22 m über Niedrigwasser und 3,07 m über Hochwasser liegt.

Die Fahrbahn ist 5 m breit und an beiden Seiten von einem Fußwege von 0,75 m Breite begrenzt. Die Fahrbahn besteht aus Haupt- und Quer-

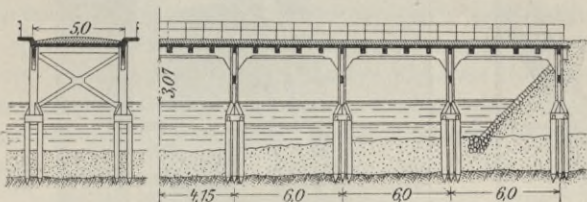


Abb. 494 u. 495.

trägern und einem darüber gestreckten Belage. Einige der Querträger bilden zugleich einen Bestandteil der Joche. Eine auf dem Belage angebrachte Sandschicht trägt die Pflasterung. Die Kosten dieser Brücke betragen nur 20 000 Mark, also 68 Mark f. 1 m<sup>2</sup>.

Die neue Illerbrücke in Härtnagel bei Kempten (Abb. 496), mit 4 Oeffnungen von je 17,5 m Lichtweite und einer nutzbaren Breite von 3,64 m, ist eine Ausführung der A.-G. Dyckerhoff u. Widmann. Für die Mittelpfeiler wurden 25 cm dicke und 4 Wochen alte Eisenbetonpfähle eingerammt; die Herstellung derselben erfolgte an Ort und Stelle. An den Landwiderlagern konnten Eisenbetonpfähle wegen einer durchgehenden Nagelfluhschicht nicht verwandt werden. Man griff hier mit Vorteil zu einer Straußpfahlgründung.<sup>1)</sup> Das ganze Brückenwerk setzt sich aus vier

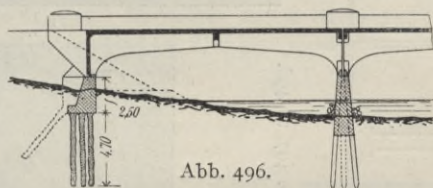


Abb. 496.

steifen Rahmensystemen zusammen. Die Abdeckung der Fahrbahn erfolgte mit Asphaltfilzplatte, auf die eine Schicht Kiessand und dann die Fahrbahnbeschotterung aufgebracht wurde. Auch das Gelände ist vollständig in Eisenbeton hergestellt. Die Ausführung der Brücke erfolgte im Herbst 1907, die Ausrüstung und Fertigstellung im Februar 1908.

Vergl. weiterhin die in Abb. 516 dargestellte Rahmenbrücke; außerdem vergl. Abb. 89 auf S. 64.

Abb. 497 zeigt die Ausbildung eines Gangsteges als kontinuierlich fortlaufenden Plattenbalken. In der Längsrichtung ist die erforderliche Steifigkeit durch die anschließenden Treppen von selbst gegeben; in der Querrichtung wurde durch seitliche Streben an den Stützen die nötige Standfestigkeit erreicht. Derartige Brückenausführungen über umfangreichere Gleisanlagen wirken in jeder Beziehung gefällig und sind wohl in der

<sup>1)</sup> Ueber Straußpfähle vergl. u. a. Kersten, Der Eisenbetonbau, II. Teil, 6. Aufl.

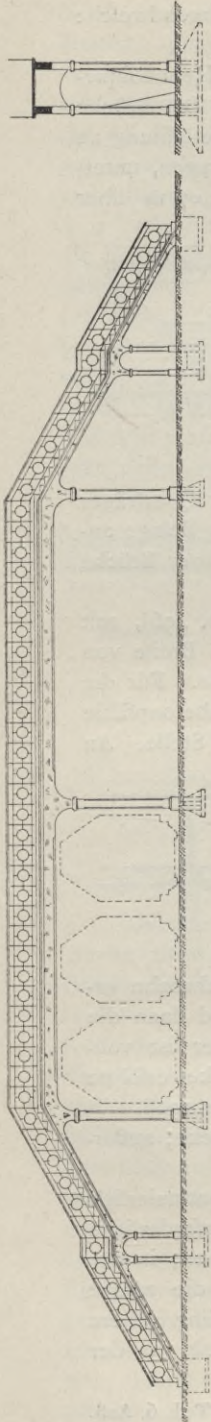


Abb. 497 u. 498.

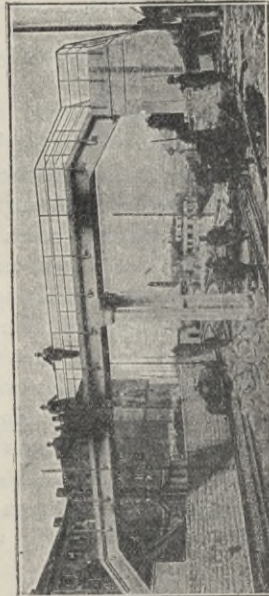
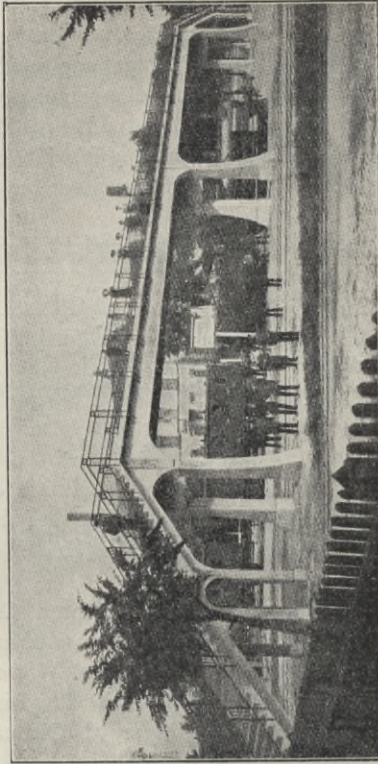


Abb. 500.

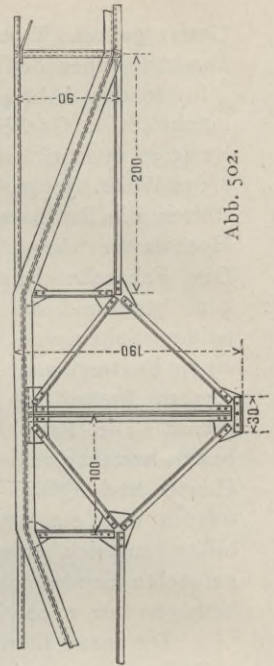


Abb. 502.

Abb. 499.

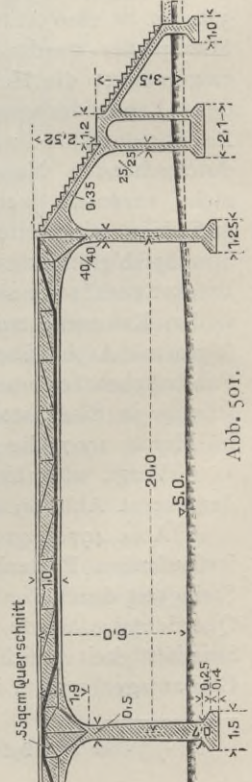


Abb. 501.

55qcm Querschnitt

Lage, mit den sonst üblichen eisernen Stegen in einen erfolgreichen Wettstreit zu treten. Natürlich ist die Stellung der Stützen von der jeweiligen Lage der Gleise abhängig. — Eine ähnliche Gleisüberbrückung ist aus Abb. 499 ersichtlich.

Die durch die Abb. 500 bis 502 in ihrer Ausführungsart gekennzeichnete Fußgängerbrücke auf Bahnhof Anklam i. P. zeigt 2 Oeffnungen von je 20 m Spannweite, die Breite der Brücke beträgt 3 m, die Trägerhöhe (einschließlich Platte) 1 m. Als Eiseneinlage der Träger wurde gemäß Abb. 501 eine Gitterausführung aus zusammengenieteten Profilleisen gewählt, und zwar weist der als Zugeinlage wirkende Untergurt in Balkenmitte einen Querschnitt von  $70 \text{ cm}^2$  und über den Stützen einen solchen von  $55 \text{ cm}^2$  auf. Mit Rücksicht auf das negative Moment über dem Mittelpfeiler wurde der starke Untergurt nach oben geführt und außerdem die Stegstärke der Balken von 25 cm nach dem Auflager hin allmählich auf 40 cm erhöht. Die Podestplatten der seitlichen Treppenaufgänge wurden durch Eisenbetonstützen von 25 cm Seitenlänge gestützt. Die Pfeiler der Hauptträger sind aus statischen Gründen nach unten hin allmählich verstärkt worden; die 65 cm starke Sohlplatte des gemeinsamen Fundaments ist  $5,50 \times 1,50 \text{ m}$  ausgeführt. Vergl. weiterhin Zentralblatt der Bauverwaltung 1909, S. 228.

Im folgenden sollen einige kurze Mitteilungen über das Ergebnis eines Wettbewerbes von Entwürfen für die neue Altstädter Brücke zu Pforzheim gemacht werden.<sup>1)</sup> Die Ausschreibungsbedingungen waren in der Hauptsache — von den Belastungsvorschriften abgesehen — die folgenden: Lichtweite zwischen den Uferlinien (vergl. Querprofil in Abb. 503) = 62,45 m. Es sollten nur 2 Mittelpfeiler mit 27,80 m lichtem Abstand und möglichst geringen Stärken verwandt werden;

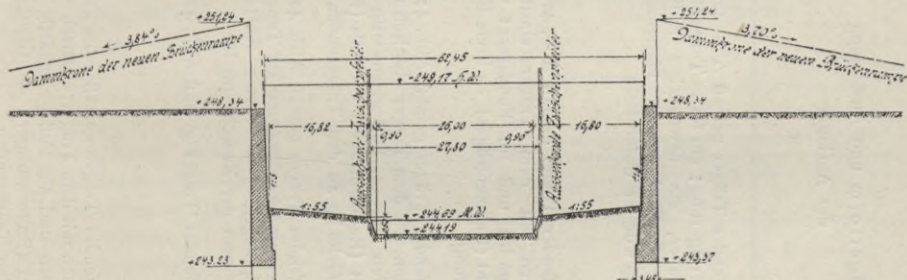


Abb. 503.

der Stau sollte möglichst gering sein. Für die Endwiderlager mußten die beiderseitig vorhandenen Ufermauern benutzt werden. Trotz der sehr beschränkten Konstruktionshöhe war ein Herausragen irgendwelcher Brückenteile über die Fahrbahntafel zu vermeiden, weshalb von vornherein nur an Brückenformen mit Unterkonstruktion gedacht werden konnte. Brückenbreite 14 m (8 m Fahrdamm und  $2 \times 3 \text{ m}$  Bürgersteige). Die im Profil eingetragene Höhe von  $+ 251,24 \text{ N. N.}$  sollte auf beiden Ufern nach Möglichkeit nicht überschritten werden; größte Steigung

<sup>1)</sup> Nähere Mitteilungen sind zu finden in Beton u. Eisen 1912, S. 26 u. 50 sowie in der Deutschen Bauztg. 1911, Zementbeilage S. 177 u. 185.

Entwurf- verfasser	Abbildung	Trägerform und Ausbildung der Auflager	Mittellöffnung		Balken- abstand unter der Fahrbahn in m	Pfeiler- breite, oben und unten, in m	Bemerkungen	
			Spann- weite $l$ in m	Träger- höhe $h$ in Balken- mitte, in m				
1. R. Grastorf, G. m. b. H., Dr.-Ing. H. Diethelm, Arch. Jagielski, sämtlich in Hannover	504	Durchlaufender Träger gemäß Abb. 424 a. Pfeilerlagerung: ein festes Tangential- kipplager, ein bewegliches Rollen- lager. — Endlagerung: Plattenlager mit gewölbter Unterplatte	30,0	1,65	$\frac{l}{h}$ 18,2	1,68	1,70 2,20	Starke Pfeiler. — Platte an den Mittel- stützen, entsprechend den negativen Momenten nach unten geführt; Aus- füllung mit Bimsbeton. — Ebene Untersicht durch fertig hergestellte, 8 cm starke Platten. — Gesamtkosten der Brücke 128 700 Mk.
2. Wayss u. Freytag, A.-G., Neustadt a. d. H.	505	Durchlaufender Träger gemäß Abb. 424 d. Stützen mit dem Träger elastisch verbunden und im Fundament ver- spannt (Rahmenträger). — Freie End- lagerung	28,6	1,50	$\frac{l}{h}$ 19	2,50	0,80	Dünne Pfeiler. — Großer Balken- abstand; dafür oben und unten 22 cm starke Platte zur Aufnahme der Druckkräfte. — Gesamtkosten der Brücke 114 000 Mk.
3. Dyckerhoff u. Widmann, A.-G., Karlsruhe, Arch. Wenz u. Huber, Wiesbaden	506	Durchlaufender Träger gemäß Abb. 424 c. Stützen mit dem Träger elastisch ver- bunden und am Fuß gelenkartig ge- lagert (Rahmenträger). — Wälz-(Pen- del-)Gelenke an den Trägern	29,2	1,20	$\frac{l}{h}$ 24,3	0,90	1,40 1,50	Geringe Trägerhöhe, aber enge Balken- teilung. — Gesamtkosten der Brücke 127 000 Mk.
4. Hüser u. Cie., Oberkassel, Arch. G. Eberlein, Köln	507	Durchlaufender Träger gemäß Abb. 424 a. Pfeiler- und Endlagerung auf Tangen- tialkipplager. — Festes Auflager auf einem der Zwischenpfeiler	30,24	1,30	$\frac{l}{h}$ 23,2	1,00	1,80 2,20	An Balkenunterseite 6 cm starke Platte, die bei den Mittelpfeilern verstärkt ist (Aufnahme der Druckkräfte)
5. Union, G. m. b. H., Hannover, Arch. R. Schaumann	508	Durchlaufender Träger gemäß Abb. 424 a.	29,3	1,63	$\frac{l}{h}$ 18	2,10	1,50	Balkenbreite ist an den Stützen kräftig verstärkt. — Straße über den Wider- lagern — gegen Programm — um 21,5 cm gehoben
6. Ing. Lichti, Karlsruhe, Arch. Abel, Stuttgart	509	Durchlaufender Träger gemäß Abb. 424 c. Stützen mit dem Träger elastisch ver- bunden und am Fuß gelenkartig ge- lagert (Rahmenträger). — Gleitlager an den Trägern	28,8	1,55	$\frac{l}{h}$ 18,6	1,70	1,00	Entgegen der rechnerischen Annahme haben die Mittelstützen am Fuße eine gewisse Einspannung im Funda- ment erhalten



der Fahrbahn 3 bis 4 vH. Die Konstruktionsunterkante an den beiden Endwiderlagern sollte 0,50 m, an den Mittelpfeilern 0,70 m über den angestauten Hochwasserspiegel angeordnet werden; voutenförmige Trägeranschlüsse mußten also nach Möglichkeit vermieden werden.

Die Unterfläche der Tragwände sollte mit Rücksicht auf Eisgang und Treibholz als glatte Decke ausgebildet werden. Die Brückenfahrbahn sollte Holzpflaster erhalten, Steinpflaster (von mindestens 12 cm Höhe) nur bei großem Gefälle.

Die ausgezeichneten Entwürfe sind auf S. 188 zusammengestellt; die Längsschnitte sind in den Abb. 504 bis 509 angegeben. Leider haben die Ausschreibungsbedingungen bezüglich der Annahme der Verkehrslasten eine verschiedene Auslegung gefunden, was natürlich nicht ohne Einfluß auf die Konstruktionsabmessungen und den Ausführungspreis geblieben ist. So liegen z. B. dem Entwurf 3 ungünstigere Belastungsannahmen zugrunde als dem in der Ausführung billigeren Entwurf 2.

Es sei abschließend noch bemerkt, daß keine der eingereichten eisernen Brücken zu einem billigeren Preise angeboten war als die mitgeteilten sechs ausgezeichneten Eisenbetonentwürfe. Bogenbrücken — in Eisen, Stein, Beton oder Eisenbeton — konnten wegen Freihaltung des Durchflußprofils und wegen der beschränkten Konstruktionshöhe von vornherein nicht ernsthaft in Frage kommen.

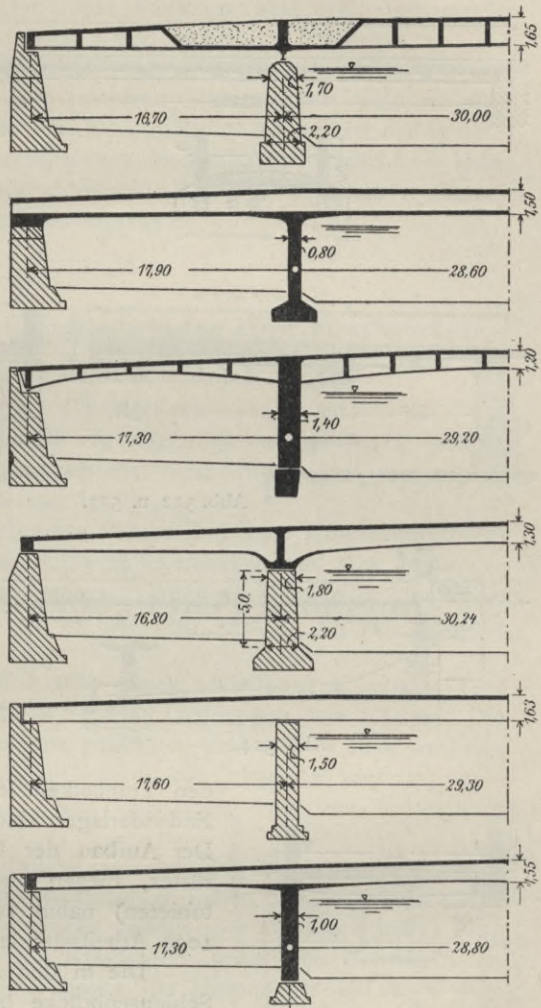


Abb. 504 bis 509.

#### Durchlaufende Tragbalken mit versenkter Fahrbahn.

Brücken mit versenkter Fahrbahn sind bereits in Abschnitt IV, B., S. 129 bis 146 eingehend besprochen worden. Zur Wahl eines vollwandigen Trägers mit versenkter Fahrbahn führt oft die Notwendigkeit, ein möglichst großes Durchflußprofil zu erhalten, wodurch die zur Verfügung bleibende Konstruktionshöhe stark beschränkt wird. Der nach oben überragende Teil bildet zugleich die Brüstung. Durchlaufende Tragbalken mit versenkter Fahrbahn sind bisher nur vereinzelt ausgeführt worden.

Aus den Abb. 510 u. 511 ist die Ausführung einer Balkenbrücke über die Dornbirner Ach (Vorarlberg) ersichtlich. Die Brücke zeigt zwei Oeffnungen von je 15,32 m Stützweite und eine Gesamtbreite von 3,56 m.

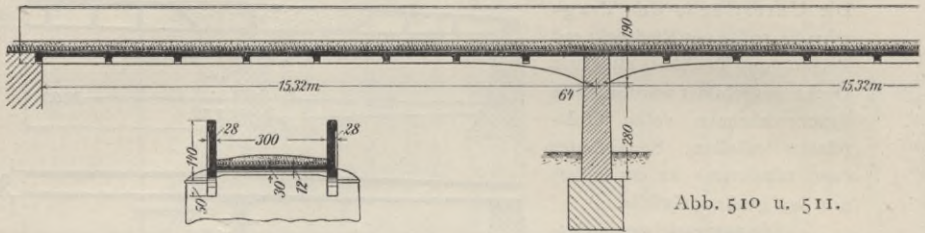


Abb. 510 u. 511.

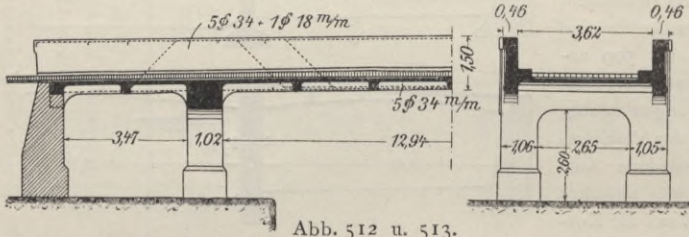


Abb. 512 u. 513.

Die Querträger sind in die Hauptträger eingespannt. Ebenso ist der in Eisenbeton erstellte Mittelpfeiler mit

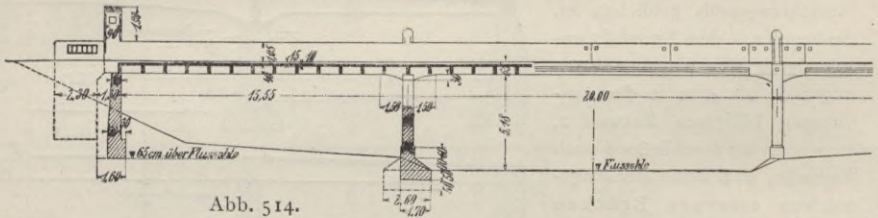


Abb. 514.

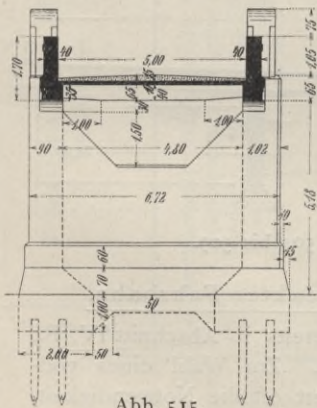


Abb. 515.

den Tragbalken fest verspannt worden. Die Endwiderlager sind in Mauerwerk ausgeführt. Der Aufbau der Brücke (Aufstellen des Gerüsts, Biegen und Verlegen der Eisen, Betonieren) nahm zusammen 15 Tage mit rd. 1000 Arbeitsstunden in Anspruch.

Die in den Abb. 512 u. 513 dargestellte Schleusenbrücke bei Garz (Unterhavel), eine Ausführung der Betonwerke Biesenthal, zeigt ganz ähnliche Abmessungen wie die in den Abb. 445 u. 446 auf S. 174 dargestellte Schleusenbrücke bei Bahnitz. Die Lichtweite der Mittelloffnung beträgt hier 12,94 m, die der Seitenöffnungen 3,47 m. Besonders bemerkenswert ist an dem Bauwerk, daß auf die Endfelder

keinerlei Druck ausgeübt wird, selbst dann nicht, wenn die Mittelloffnung unbelastet ist und die Seitenöffnungen mit 400 kg/m<sup>2</sup> Menschengedränge vollbelastet sind. Man hat es hier also mit einer statisch bestimmten

Trägerform zu tun, und zwar mit Kragträgern auf 2 Stützen, wie solche auf S. 95 besprochen worden sind.

Abb. 514 u. 515 zeigen die Formgebung einer Brücke über die Oppa oberhalb Troppau. Joch und Fahrbahn sind starr miteinander verbunden; die Joche sind elastisch und wirken wie Pendelpfeiler. Die Brücke setzt sich aus einer Mittelöffnung von 20 m und 2 Seitenöffnungen von je 15,55 m zusammen; die positiven Größtmomente sind in allen Feldern annähernd gleich groß. Die Konstruktionshöhe beträgt nur 65 cm.<sup>1)</sup>

Ueber weitere Ausführungen von Balkenbrücken vergl. — außer Abschnitt IV — die späteren Abschnitte „Fachwerkbrücken“, „Kanalbrücken“ und „Ueberdachte Brückengänge“.

Beispiel 7:

### Ausführung und Annäherungsberechnung einer Straßenbrücke mit fortlaufenden Trägern auf 4 Stützen.<sup>2)</sup>

(Abb. 516 bis 545).

Das Profil der Klodnitz ist ein sogen. gemischtes Profil, welches ein Flußbett für das gewöhnliche Nieder- und Mittelwasser und ein erweitertes Bett für die Hochwasser besitzt.

Die zur Ausführung gebrachte Brücke hat eine Konstruktionshöhe von 1,10 m, nämlich 0,85 m für die Brückenbalken und 0,25 m für den Brückenbelag in Anspruch genommen. Gegen die Ortspfeiler hin ist der Fahrbahn ein Längsgefälle von 25 cm, also von rd. 1,5 vH. gegeben worden.

Die 34 m lange Klodnitzbrücke erhielt 3 Oeffnungen, eine mittlere Flußöffnung von 14,70 m und 2 seitliche Oeffnungen von 8,85 m. Die Mittelpfeiler, in Höhe des Banketts gemessen, sind 1,25 m stark und verjüngen sich nach oben hin bis auf 0,80 m; die Ortspfeiler sind 1,05 bezw. 0,60 m stark. Ueber diesen 3 Oeffnungen liegen 6 parallel fortlaufende Betonbalken.

Die Fahrbahnbreite der Brücke, zwischen den Randsteinen gemessen, beträgt 5,26 m. Die beiderseitigen Gehwege haben etwa 0,95 m nutzbare Breite. Die Gesamtbreite der Brücke beträgt 7,50 m, von Stirn zu Stirn gemessen. Die Anwendung von Kragträgern unter den Gehwegen ermöglicht eine Beschränkung der Breite der Mittelpfeiler auf etwa 6 m (ohne Pfeilervorköpfe), womit eine wesentliche Ersparnis an den Pfeilerkosten verbunden ist. Der Anschluß der Ortspfeiler an die Auffüllung der Zufahrten ist mit Parallelfügeln und Böschungskegeln hergestellt. Letztere erhalten eine Steinpackung bis 40 cm über Hochwasserspiegel.

Die Pfeiler der Brücke sind aus Stampfbeton 1 : 12, bestehend aus Flußsand und Flußkies, hergestellt. Zum Schutze gegen seitliches Ausweichen sind dieselben durch Spundwände umschlossen. Um ein nachträgliches Setzen der Pfeiler, was gerade bei fortlaufenden Trägern leicht

<sup>1)</sup> Vergl. weiterhin Beton u. Eisen 1911, S. 277.

<sup>2)</sup> Straßenbrücke über die Klodnitz bei Plawniowitz, ausgeführt von der Schles. Eisenbetongesellschaft m. b. H. in Kattowitz (O.-S.).

mit unangenehmen Folgeerscheinungen verbunden sein kann, nach Möglichkeit zu verhindern, wurde die Fundamentbreite der Pfeiler so groß gewählt, daß die Bodenpressung nur etwa 2 kg/cm<sup>2</sup> beträgt.

Die Brückenbalken sind in die Pfeiler hinunter verankert, um in den Balkenmitten kleinere Biegemomente zu erhalten, als solche bei fortlaufenden Trägern sonst auftreten würden. Die Zuganker und die unteren Fassungsstäbe bestehen aus 20 mm-Quadratstahlstäben.

Die Brückenbalken sind in der Mittelöffnung 0,85 m, in den Seitenöffnungen 0,75 m hoch. Die Balkenbreiten betragen 0,30 m. Ueber die Stärke und Anordnung der Einlagen geben die Abb. 384 bis 389 genauen Aufschluß. Die Fahrbahntafel und die Gehwegplatte sind bewehrte Betonplatten in 20 bzw.

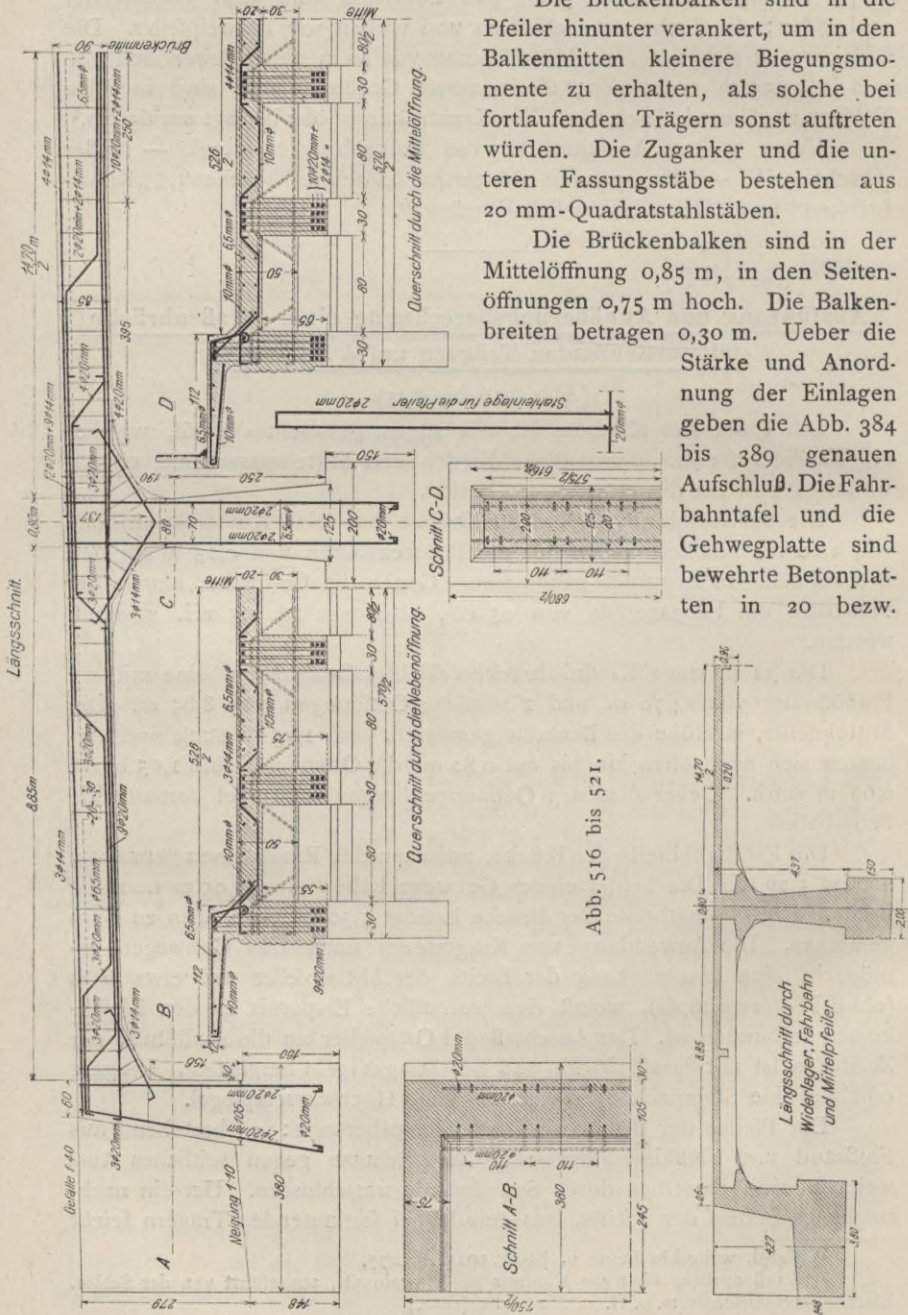


Abb. 516 bis 521.

13 cm Stärke. Unter der Fahrbahntafel sind Querverbindungen der Brückenbalken angebracht; sie bestehen aus Rippen von 30 cm Höhe und 20 cm Dicke.

Was die äußere Ausgestaltung der Brücke betrifft, ist zunächst zu bemerken, daß der Uebergang der geraden Linien der Balkenunterkante in die Pfeiler durch kräftige Ausrundung bewerkstelligt ist. Der Bearbeitung der Außenflächen lag der Gedanke zugrunde, sowohl der Wahl des Baustoffes Rechnung zu tragen, als auch die Art der Kräfteübertragung zum Ausdruck zu bringen. Die Balken zeigen eine naturalistische Behandlung; sie sehen an ihren Außenflächen einem rauhen Steinkörper durchaus ähnlich. Die Pfeiler, insbesondere die Flußpfeiler, lassen durch die Ausgestaltung ihren organischen Zusammenhang mit den Trägern deutlich zutage treten.

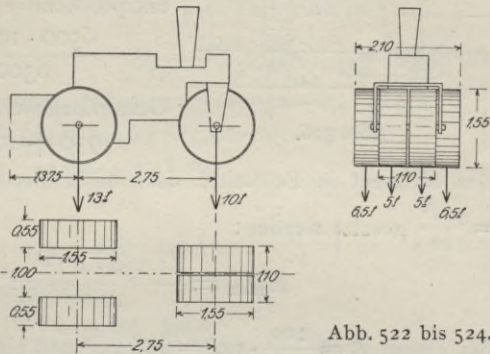


Abb. 522 bis 524.

An Baustoffen sind verwandt worden: bester oberschlesischer Portlandzement (Fabrik Groschowitz), Oderkies und Flußsand, Siemens-Martin-Flußstahl mit verbürgter Zugfestigkeit von 6000 kg/cm<sup>2</sup> (vergleiche S. 148.

Der Beton 1 : 2 : 4 hat 200 kg/cm<sup>2</sup> Bruchfestigkeit.

Als Belastung wurde eine Dampfwalze von 23 t Gesamtgewicht (vergl. Abb. 522 bis 524) und für den übrigen Teil der Brücke eine gleichmäßig verteilte Belastung von 400 kg/m<sup>2</sup> angenommen.

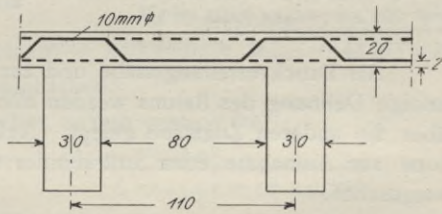


Abb. 525.

### I. Berechnung der Fahrbahntafel.

Lichte Spannweite . . . = 0,80 m.

Rechnerische Stützweite = 1,10 m.

Belastung durch Eigengewicht:

Beton einschl. Eisen 0,20 × 2400 . . . . .	= 480 kg/m <sup>2</sup>
Isolierpappe . . . . .	= 10 „
Zementestrich . . . . .	= 20 „
Sandbettung des Granitpflasters 0,10 × 1500 =	150 „
Granitwürfel 0,10 × 2700 . . . . .	= 270 „
<hr/>	
zusammen 930 kg/m <sup>2</sup> .	

Zur Berechnung der Nutzlast ist die Annahme gemacht worden, daß der Druck eines 6500 kg schweren und 55 cm breiten Hinterrades der Dampfwalze sich auf eine Länge von 10 cm der Fahrbahnoberfläche ver-

teilt. Außerdem ist die Annahme gemacht, daß eine weitere Druckverteilung durch die Sandbettung und die Betondecke selbst stattfindet, etwa in der Weise, daß eine Druckpyramide von 25 cm Höhe entsteht. Die Grundfläche dieser Pyramide wäre dann gemäß Abb. 526

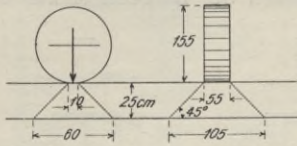


Abb. 526.

$$F = 60 \cdot 105 = 6300 \text{ cm}^2,$$

entsprechend einer Belastung von

$$\frac{6500 \cdot 10\,000}{6300} = 10\,300 \text{ kg/m}^2.$$

Gesamtbelastung der Tafel also

$$930 + 10\,300 = 11\,230 \text{ kg/m}^2.$$

Das Moment in Feldmitte darf unter Berücksichtigung der Kontinuität

$$= \frac{q \cdot l^2}{10} \text{ gesetzt werden:}$$

$$M_{\max} = \frac{11\,230 \cdot 1,1^2}{10} = 1360 \text{ mkg.}$$

Bei einem  $f_e = \frac{100}{15} \cdot 1,0^2 = 6,66 \text{ cm}^2$  und einem  $a = 2 \text{ cm}$  (vergl. Abb. 527) ergibt sich die Lage der Nulllinie in bekannter Weise zu

$$x = 5,06 \text{ cm.}$$

Dann sind die Beanspruchungen

$$\sigma_b = 33 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$\sigma_e = 1252 \text{ kg/cm}^2.$$

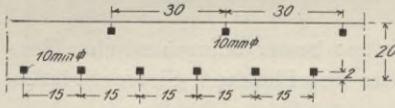


Abb. 527.

Als Druckverteilungsstäbe und zur Aufnahme von Nebenspannungen infolge Dehnung des Betons werden alle 30 cm 6,5 mm starke Stäbe quer über die anderen Zugstäbe gelegt. Außerdem sind auch in der Druckzone zur Aufnahme etwa auftretender negativer Momente Stahleinlagen vorgesehen.

## 2. Berechnung eines mittleren Unterzuges der Hauptöffnung.

Der Berechnung der Balken sei näherungsweise — um ein statisch bestimmtes System zu gewinnen — der Gerbersche Gelenkträger zugrunde gelegt. Die Lage der Gelenke sei so angenommen, daß die Momente über den Stützen etwas größer sind wie die Momente in den Feldmitten.<sup>1)</sup>

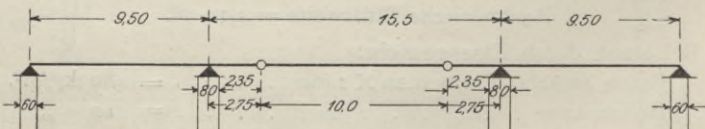


Abb. 528.

Die Lage der Gelenke wird mit  $x = 2,75 \text{ m}$  angenommen. Das Größtmoment in Feldmitte des Unterzuges wird dann am größten sein, wenn das Vorderrad gemäß Abb. 529 in Feldmitte steht.

<sup>1)</sup> Streng genommen müßte die Lage der Gelenke so angenommen werden, daß die herabgeloteten Gelenkpunkte auf die Momentennullpunkte — bei genauer Kontinuitätsberücksichtigung — treffen würden.

Belastung des Unterzuges:

Gleichmäßig verteilte Last durch Eigengewicht

$$0,65 \cdot 0,30 \cdot 2499 \dots = 469 \text{ kg f. 1 lfd. m}$$

durch Deckenplatte, Belag usw.

$$1,10 \cdot 930 \dots = 1023 \text{ „}$$

zusammen  $g = 1492 \text{ kg f. 1 lfd. m.}$

$$M_g = \frac{1492 \cdot 10^2 \cdot 10}{8} = 18\,650 \text{ mkg}$$

Auflagerreaktion  $B'$  infolge Menschengedränge

$$[p = 1,1 \cdot 400 = 440 \text{ kg f. 1 lfd. m}]:$$

$$B' = \frac{0,88 \cdot 440 \cdot 0,44}{10} + \frac{3,62 \cdot 440 \cdot 8,19}{10} = 1320 \text{ kg.}$$

$$M_p = 1320 \cdot 5,0 - 3,62 \cdot 440 \left(5,0 - \frac{3,62}{2}\right) = 1\,525 \text{ mkg}$$

Einzellasten durch Dampfwalze:

$$P_1 = \frac{2 \cdot 0,825 \cdot 5000}{1,10} = 7500 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{2 \cdot 0,325 \cdot 6500}{1,10} = 3850 \text{ kg}$$

Auflagerkraft  $B''$  infolge Einzellasten:

$$B'' = \frac{7500 \cdot 5,0}{10} + \frac{3850 \cdot 2,25}{10} = 4615 \text{ kg}$$

$$M_P = 4615 \cdot 5,0 = 23\,100 \text{ mkg}$$

Gesamtmoment in Balkenmitte  $M_{\max} = 43\,275 \text{ mkg.}$

Als untere Einlage sind vorgesehen:

$$10 \text{ Stahlstäbe, Durchm. } 20 \text{ mm} = 40,00 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ „ „ „ } 14 \text{ „} = 3,92 \text{ „}$$

$$f_e = 43,92 = \text{rd. } 44 \text{ cm}^2.$$

Dann findet man (vergl. Abb. 530) in be-  
kannter Weise

$$x = 27,1 \text{ cm und } y = 19,05 \text{ cm.}$$

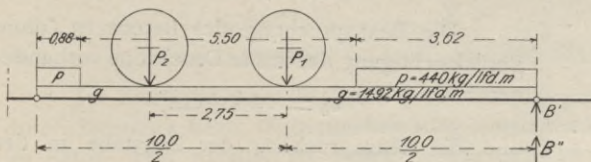


Abb. 529.

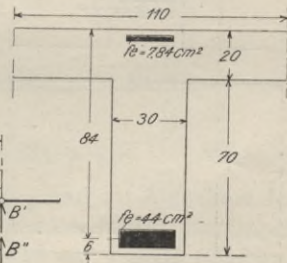


Abb. 530.

Beanspruchung des Eisens

$$\sigma_e = \frac{4\,327\,500}{44(90 - 6 - 27,1 + 19,05)} = 1292 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Beanspruchung des Betons ohne Berücksichtigung der in der Druckzone liegenden Stahlstäbe ist dann

$$\sigma_b = 41 \text{ kg/cm}^2.$$

Die oben erwähnte Bewehrung in der Druckzone besteht aus 4 Stahlstäben von insgesamt  $4 \cdot 1,4^2 = 7,84 \text{ cm}^2$  Querschnitt.

In gleicher Weise wie die mittleren Unterzüge sind auch die Stirnträger bewehrt worden.

### 3. Größtmoment über den Stützen.

Das Größtmoment entsteht, wenn das Vorderrad der Dampfwalze gemäß Abb. 532 vom Stützmittelpunkt um 2,75 m entfernt steht.

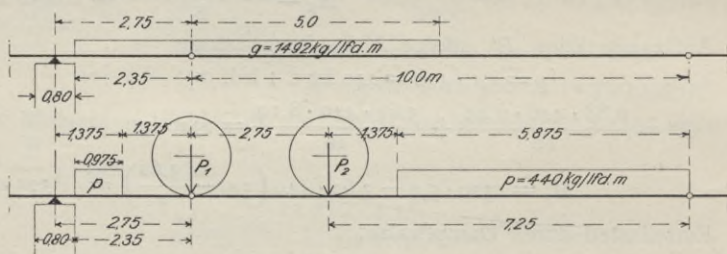


Abb. 531 u. 532.

Moment infolge Eigengewichtslast

$$M_g = 1492 \cdot 5 \cdot 2,35 + \frac{1492 \cdot 2,35^2}{2} = 21\ 620 \text{ mkg}$$

Moment infolge Menschengedränge

$$M_p = \frac{0,975^2 \cdot 440}{2} + \frac{5,875^2 \cdot 440}{2 \cdot 10} \cdot 2,35 = 3\ 885 \text{ ,,}$$

Moment infolge Einzellasten

$$M_P = 7500 \cdot 2,35 + 3850 \cdot \frac{7,25}{10} \cdot 2,35 = 24\ 150 \text{ ,,}$$

Gesamtmoment  $M_{\max} = 49\ 655 \text{ mkg.}$

Zur Aufnahme dieses negativen Moments sind vorgesehen:

12 Stahlstäbe, Durchm. 20 mm ... = 48,00 cm<sup>2</sup>

9 " " 14 " ... = 17,64 "

$f_e' = 65,64 \text{ cm}^2.$

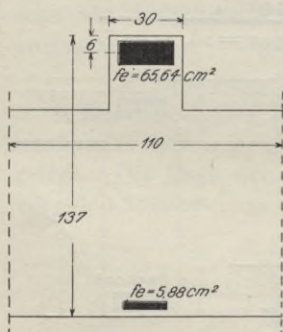


Abb. 533.

Die Lage der mittleren Achse berechnet sich dann zu  $x = 41 \text{ cm.}$

Die Beanspruchung des Betons ist (ohne Berücksichtigung der in der Druckzone vorhandenen Stahlstäbe)  $\sigma_b = 19 \text{ kg/cm}^2$

und die Beanspruchung der Zugstäbe in der oberen Zone  $\sigma_e = 648 \text{ kg/cm}^2.$

Die eben erwähnte Bewehrung in der Druckzone besteht aus drei Stahleinlagen von insgesamt  $3 \times 1,4 = 5,88 \text{ cm}^2$  Querschnitt.

### 4. Berechnung eines mittleren Unterzuges der Nebenöffnung.

Das Größtmoment wird eintreten, wenn die Belastung in der Weise stattfindet, wie es aus Abb. 534 ersichtlich ist. Man findet ein Gesamtmoment von 27 745 mkg.



Als untere Einlage sind vorgesehen:

9 Stahleinlagen, Durchm. 20 mm = 36 cm<sup>2</sup>

und als obere Einlage

3 Stahleinlagen, Durchm. 14 mm = 5,88 cm<sup>2</sup>.

Man ermittelt

$$x = 21,7 \text{ cm}, \quad \sigma_b = 37 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_e = 1250 \text{ kg/cm}^2.$$

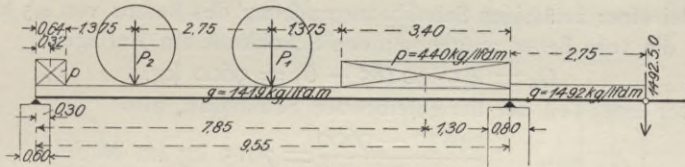


Abb. 534.

### 5. Berechnung der Gehwegplatte.

Die in Rechnung zu setzende Kragweite beträgt 0,90 m (vergl. Abb. 535 u. 536).

$$\text{Eigengewicht} \frac{0,12 + 0,15}{2} \cdot 1,0 \cdot 2400 = 325 \text{ kg f. 1 lfd. m.}$$

$$\text{Menschengedränge} \dots \dots \dots = 400 \text{ „}$$

zusammen 725 kg f. 1 lfd. m.

Für die Druckwirkung gegen das Brückengeländer ist eine lotrecht wirkende Kraft von 200 kg f. 1 lfd. m einschließlich Geländergewicht in die Rechnung eingeführt.

$$M = \frac{725 \cdot 0,90^2}{2} + 200 \cdot 0,90$$

$$= 474 \text{ mkg.}$$

Zur Aufnahme der Zugkräfte werden für 1 lfd. m 2,82 cm<sup>2</sup> Stahl eingelegt; dann ist (bei a = 2 cm)

$$x = 2,91 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 27 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

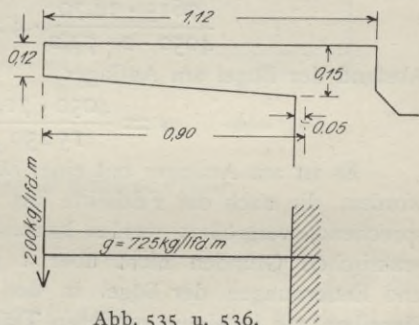


Abb. 535 u. 536.

Zur Erzielung einer besseren Druckverteilung und zur Aufnahme der durch Dehnung bzw. Zusammenziehung entstehenden Nebenspannungen im Beton wird parallel zur Brückenachse alle 20 cm 1 Stahl (Durchm. 6,5 mm) eingelegt.

### 6. Berechnung der Schubspannungen.

a) Mittlerer Träger im Hauptfeld.

$$\text{Eigengewichtslast} \dots \dots = 1492 \text{ kg f. 1 lfd. m}$$

$$\text{Menschengedränge} \dots \dots = 440 \text{ „}$$

zusammen 1932 kg f. 1 lfd. m.

Schubkraft infolge gleichmäßig verteilter Last

$$Q_1 = \frac{14,72}{2} \cdot 1932 \dots \dots \dots = 14\ 200 \text{ kg}$$

Schubkraft infolge Einzellasten ( $P_1$  unmittelbar am Auflager)

— vergl. Abb. 537 —

$$Q_2 = 7500 + 3850 \cdot \frac{11,95}{14,92} \dots \dots \dots = 10\ 630 \text{ kg}$$

zusammen 24 830 kg.

Bei einer zulässigen Schubbeanspruchung des Betons von  $4,5 \text{ kg/cm}^2$  beträgt die vom Beton aufgenommene Schubkraft am Auflager

$$Q_b = 4,5 \cdot 30 (85 - 6) = 9600 \text{ kg.}$$

Der eine Teil der übrigbleibenden Schubkraft, also

$$\frac{24\ 830 - 9600}{2} = 7615 \text{ kg im Mittel,}$$

muß durch Bügel aufgenommen werden.

Die vorgesehenen Bügel bestehen aus  $6,5 \text{ mm}$ -Draht und sind imstande, eine

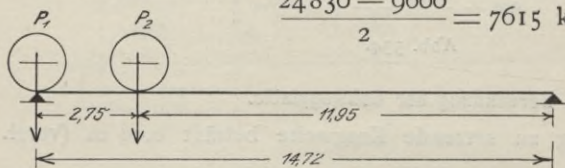


Abb. 537.

Schubkraft von  $1200 \text{ kg/cm}^2$  aufzunehmen. Es werden vier Bügel nebeneinander angeordnet mit einem Gesamtquerschnitt  $= 8 \cdot 0,4225 = 3,38 \text{ cm}^2$  und einer Gesamtbeanspruchung von

$$3,38 \cdot 1200 = 4050 \text{ kg.}$$

Anzahl der Bügel vom Auflager bis zur Feldmitte

$$\frac{7615 \cdot 14,70}{4050 \cdot 2 \cdot 71,2} \cdot 4 = 4 \cdot 19 \text{ Stück.}$$

Abstand der Bügel am Auflager

$$s = \frac{4050 \cdot 71,2}{15\ 230} = 19 \text{ cm.}$$

Es ist am Auflager mit einer Bügelentfernung von  $21 \text{ cm}$  begonnen worden, die nach der Feldmitte hin, der Abnahme der Schubkraft entsprechend, vergrößert werden kann. In der Mitte sind die Bügel aus praktischen Gründen nicht über  $1 \text{ m}$  auseinandergelegt. Die Anzahl und Entfernungen der Bügel in den Stirnträgern des Mittelfeldes sind dieselben wie in einem mittleren Träger.

b) Mittlerer Träger im Seitenfeld.

Eigengewichtslast . . . . . =  $1419 \text{ kg f. 1 lfd. m}$

Menschengedränge . . . . . =  $440$  „

zusammen  $1859 \text{ kg f. 1 lfd. m.}$

Schubkraft infolge gleichmäßig verteilter Belastung

$$Q_1 = 1859 \cdot \frac{8,85}{2} \dots \dots \dots = 8\ 200 \text{ kg}$$

Schubkraft infolge Einzellasten ( $P_1$  unmittelbar am Auflager)

$$Q_2 = 7500 + 3850 \cdot \frac{6,10}{8,85} \dots \dots \dots = 10\ 150 \text{ „}$$

zusammen  $18\ 350 \text{ kg.}$

Vom Beton wird aufgenommen

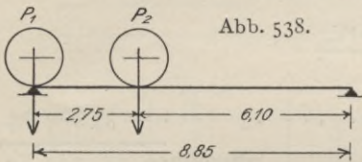
$$4,5 \cdot 30 \cdot 62,2 = 8400 \text{ kg.}$$

Von den Bügeln sind also aufzunehmen

$$\frac{18\ 350 - 8400}{2} = \text{rd. } 5000 \text{ kg.}$$

Anzahl der Bügel vom Auflager bis zur Feldmitte

$$= \frac{5000 \cdot 8,85}{4050 \cdot 62,2 \cdot 2} \cdot 3 = 3 \cdot 9 \text{ Stück.}$$



Abstand der Bügel am Auflager

$$s = \frac{4050 \cdot 62,2}{2 \cdot 5000} = 25 \text{ cm.}$$

In Feldmitte ist man aus praktischen Gründen nicht über 80 cm hinausgegangen.

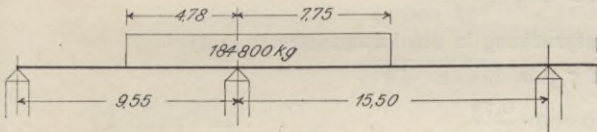


Abb. 539.

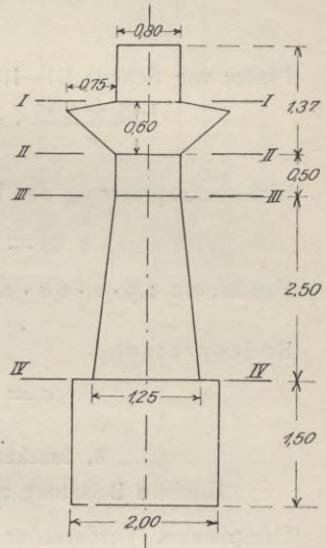


Abb. 540.

### 7. Druckbeanspruchung im mittleren Pfeiler.

#### Schnitt I—I.

Dampfwalze . . . . .	= 23 000 kg
Mittlere Unterzüge im Mittelfeld $4 \cdot 7,75 \cdot 1492$ . . . . .	= 46 100 „
Mittlere Unterzüge im Nebefeld $4 \cdot 4,78 \cdot 1419$ . . . . .	= 27 100 „
Stirnträger im Mittelfeld $2 \cdot 7,75 \cdot 2070$ . . . . .	= 32 000 „
Stirnträger im Nebefeld $2 \cdot 4,78 \cdot 1997$ . . . . .	= 19 100 „
Menschengedränge $400 \cdot 7,5 (7,75 + 4,78)$ . . . . .	= 37 500 „
	<hr/>
	zusammen 184 800 kg.

Druckbeanspruchung des Betons ohne Berücksichtigung der vorhandenen Stahlstäbe

$$\sigma_b = \frac{184\ 800}{575 \cdot 80} = 4,03 \text{ kg/cm}^2.$$

Schnitt III—III.	Uebertrag 184 800 kg
Pfeiler von Unterkante Fahrbahntafel bis Schnitt II—II	$0,80 \cdot 5,75 \cdot 1,17 \cdot 2400 = 12\,900$ kg
Verbreiterung des Pfeilers . . . . .	$2 \cdot \frac{0,75 \cdot 0,60}{2} \cdot 5,75 \cdot 2400 = 6\,200$ „
Pfeiler von Schnitt II—II bis Schnitt III—III	$0,80 \cdot 5,75 \cdot 0,5 \cdot 2200 = 5\,500$ „
	zusammen 209 400 kg.

Druckbeanspruchung des Betons

$$\sigma_b = \frac{209\,400}{5,75 \cdot 80} = \mathbf{4,55} \text{ kg/cm}^2.$$

Schnitt IV—IV.

Pfeiler von Schnitt III—III bis IV—IV	$\frac{1,25 + 0,80}{2} \cdot 2,5 \cdot 5,90 \cdot 2200 . . . . . = 33\,300$ kg
	zusammen 242 700 kg.

Druckbeanspruchung des Betons

$$\sigma_b = \frac{242\,700}{125 \cdot 616} = \mathbf{3,15} \text{ kg/cm}^2.$$

Fundament $1,5 \cdot 2 \cdot 6,8 \cdot 2400 . . . . .$	$= 44\,800$ kg
	zusammen 287 500 kg.

Bodenpressung

$$\sigma = \frac{287\,500}{200 \cdot 680} = \mathbf{2,11} \text{ kg/cm}^2.$$

### 8. Druckbeanspruchung in den Landpfeilern.

Höchste Belastung auf 7,5 m Breite:

Dampfwalze, Vorderräder 10 000 $\cdot \frac{6,75}{9,50} . . . . .$	$= 7\,100$ kg
„ Hinterräder . . . . .	$= 13\,000$ „
Mittlere Unterzüge im Nebefeld $4 \cdot 4,78 \cdot 1419 . . . . .$	$= 27\,200$ „
Stirnträger im Nebefeld $2 \cdot 4,78 \cdot 1997 . . . . .$	$= 19\,100$ „
Menschengedränge $7,5 (4,78 + 0,60) \cdot 400 . . . . .$	$= 16\,150$ „
Pfeiler $\frac{1,05 + 0,60}{2} \cdot 3,4 \cdot 7,5 \cdot 2200 . . . . .$	$= 46\,300$ „
	128 850 kg.

Auf 1 m Breite  $P_1 = \frac{128\,850 \cdot 100}{750} . . . . . = 17\,200$  kg f. 1 lfd. m

Belastung durch Hinterfüllung

$$P_2 = \frac{2,85 + 2,40}{2} \cdot 3,4 \cdot 1,0 \cdot 1700 . . . . . = 15\,200 \text{ „}$$

Eigengewicht des Fundaments

$$P_3 = 1,6 \cdot 3,75 \cdot 1,0 \cdot 2000 . . . . . = 13\,200 \text{ „}$$

Resultante  $R = 45\,600$  kg f. 1 lfd. m.

Lage der Resultante (vergl. Abb. 542)

$$x = \frac{17\,200 \cdot 112,5 - 15\,200 \cdot 46,5}{17\,200 + 15\,200 + 13\,200} = 2,48 \text{ cm.}$$

Bodenpressung

$$\sigma = \frac{R}{F} \pm \frac{M \cdot l}{J}$$

Höchstbeanspruchung an der Vorderkante des Pfeilers

$$\sigma_m = 2,0 \text{ kg/cm}^2,$$

Höchstbeanspruchung an der Hinterkante des Pfeilers

$$\sigma_n = 0,4 \text{ kg/cm}^2.$$

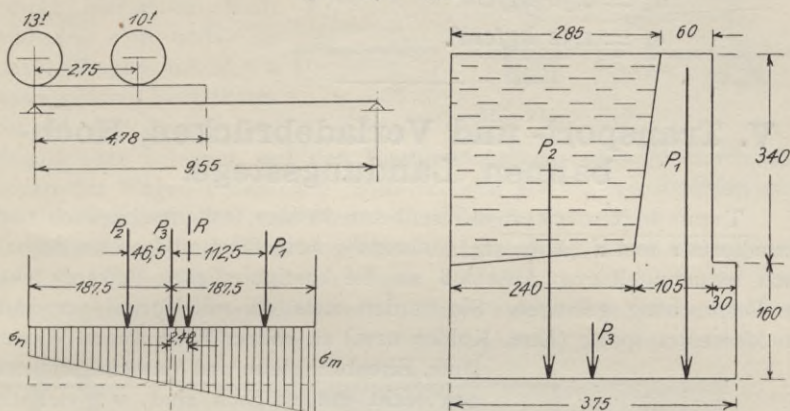


Abb. 541 bis 543.

### 9. Ungünstigste Belastung für die Mittelpfeiler.

Mittelfeld voll belastet:

$$12\,320 \cdot 7,75 = 95\,000 \text{ kg}$$

$$\text{Dampfwalze} = 23\,000 \text{ „}$$

$$\underline{118\,000 \text{ kg.}}$$

Endfeld unbelastet:

$$930 \cdot 5,26 = 4950 \text{ kg}$$

$$396 \cdot 4,0 = 1585 \text{ „}$$

$$950 \cdot 2,0 = 1900 \text{ „}$$

$$300 \cdot 2,0 = 600 \text{ „}$$

$$\underline{9\,35 \text{ kg.}}$$

$$9035 \cdot \frac{9,55}{2} = 43\,200 \text{ kg.}$$

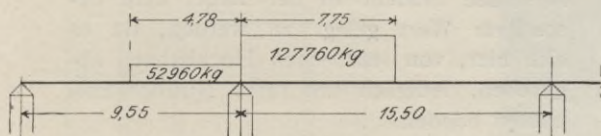


Abb. 544.

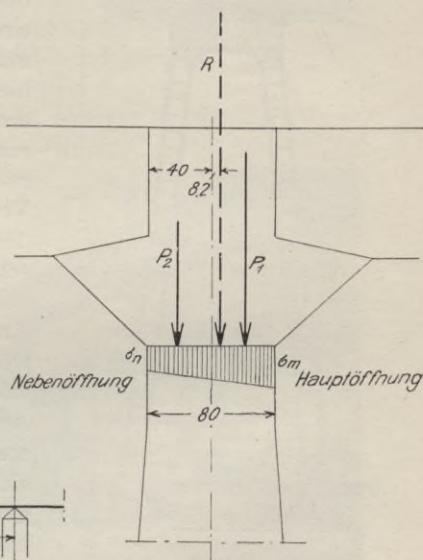


Abb. 545.

Pfeilerkopf:

$$0,40 \cdot 1,37 \cdot 5,75 \cdot 2200 = 6\,910 \text{ kg}$$

$$+ 0,75 \cdot 0,30 \cdot 5,75 \cdot 2200 = 2\,850 \text{ „}$$

$$\underline{9\,760 \text{ kg.}}$$

$$P_1 = 118\,000 + 9\,760 = 127\,760 \text{ kg}$$

$$P_2 = 43\,200 + 9\,760 = 52\,960 \text{ „}$$

$$\underline{R = 180\,720 \text{ kg.}}$$

Lage der Resultierenden  $R$ :

$$x = \frac{127\,760 \cdot 20 - 52\,960 \cdot 20}{180\,720} = 8,2 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{180\,720}{575 \cdot 80} \pm \frac{180\,720 \cdot 8,2 \cdot 6}{575 \cdot 80^2}$$

$$\sigma_m = 6,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_n = 1,52 \text{ kg/cm}^2.$$

## V. Transport- und Verladebrücken, Hochbahnen, Landungsstege.

Transportbrücken in Eisenbeton werden fast ausschließlich nach Grundform *c* und *d* (Abb. 424) vollwandig ausgeführt und sollen deshalb auch in unmittelbarem Anschluß an die kontinuierlichen Balkenbrücken zur Besprechung gelangen. Sie werden stets da mit Vorteil verwandt, wo Massentransporte (Erze, Kohlen usw.) zu ebener Erde wegen Wasserläufe, Eisenbahngleise und Massenanschlüngen nicht gut möglich sind, wo vielfache Kurven, durch vorhandene Baulichkeiten oder durch Erz- und Kohlenlager bedingt, eine Verwendung von Eisen nicht zweckmäßig erscheinen lassen. Eisenbeton bietet hier eine größere Anpassungsfähigkeit und erspart jegliche Unterhaltungskosten. Aenderungen in der Linienführung sind nötigenfalls noch im letzten Augenblick möglich, was bei Verwendung reiner Eisenkonstruktion nicht der Fall ist. Die Brücken sind zumeist schweren Belastungen und ständig wiederkehrenden Erschütterungen ausgesetzt; bei Kranbahnen handelt es sich sogar um ruckweise Lastangriffe, die örtlich ständig wechseln. — Auf ein gutes architektonisches Aussehen braucht in der Regel kein besonderer Wert gelegt zu werden, da es sich hier, von städtischen Hochbahnen abgesehen, lediglich um reine Nützlichkeitsbauten handelt.

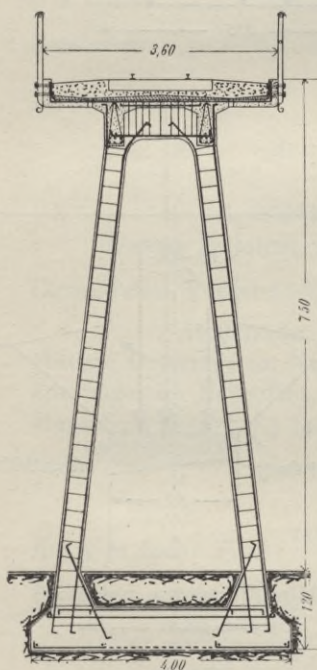


Abb. 546.

Aus Abb. 546 ist die Konstruktion eines 7,50 m hohen Eisenbetonpfeilers der Hochbahn für die Stahlwerksanlagen auf Julienhütte O.-S. ersichtlich. Die Pfeiler stehen in Entfernungen von 6,10 m und sind durch starke Längsbalken miteinander verbunden, welche die Decken mit der Auflast zu tragen haben. Die Pfeiler sind  $35 \times 35$  cm stark und durch 4 Rundeisen von 20 mm Durchm. bewehrt.

Die in den Abb. 547 u. 548 dargestellte Transportbahnbrücke für die Portlandzement- und Wasserkalkwerke „Mark“, A.-G., Neubeckum, hat insgesamt 80 m Länge. Die Brücke besteht aus Portaljochen in Abständen von 5,50 m. Die Berechnung erfolgt für eine Lokomotive mit 10 t Gesamtgewicht bei einem Radstand von 2 m und eine Anzahl Wagen mit 6,5 t Gesamtgewicht. Bemerkenswert ist die direkte Anbringung der Schienen auf den Eisenbetonbalken, wiewohl durch das Kippen der Wagen bedeutende Stoßwirkungen auf die Konstruktion ausgeübt werden. Ausführende Firma: Carl Brandt, Düsseldorf.

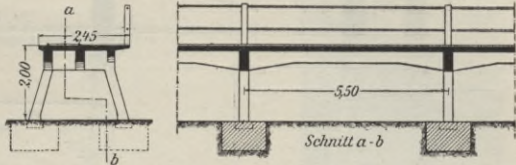


Abb. 547 u. 548.

Ausführung der Schienen auf den Eisenbetonbalken, wiewohl durch das Kippen der Wagen bedeutende Stoßwirkungen auf die Konstruktion ausgeübt werden. Ausführende Firma: Carl Brandt, Düsseldorf.

Die Formgebung einer doppelten Verladebrücke in den Eisengruben von Cala bei Sevilla in Spanien zeigen die Abb. 549 bis 552. Auf dem hoch gelegenen Gleis werden die vollen Wagen zur Verladestelle geschoben,

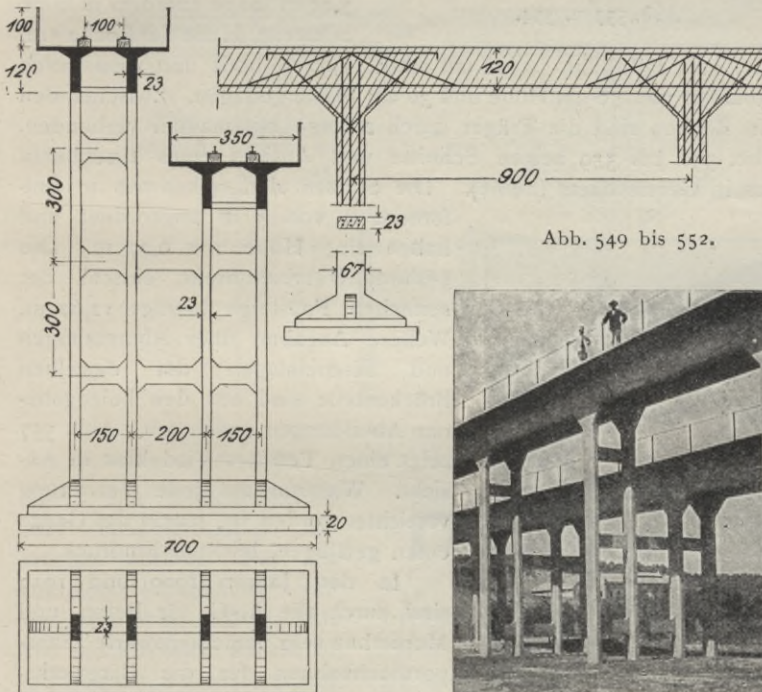


Abb. 549 bis 552.

während die leeren Wagen auf dem tiefer gelegenen, schwach geneigten Gleis zurückgestoßen werden. Nur bei der Verladestelle liegen beide Gleise in einer Höhe. Die gemeinsamen Joche — 9 m voneinander entfernt — stützen sich auf eine 20 cm starke Grundplatte, die 7 m lang und 1,75 m breit ist. Die Hauptbalken haben eine Höhe von 1,2 m und eine Breite von 0,23 m. Die Anordnung der Eiseneinlagen ist aus Abb. 551

ersichtlich. Die eigentliche Fahrbahnplatte krägt beiderseits genügend weit aus, um die nötige Fläche für seitliche Fußsteige zu bieten (je 1,25 m).

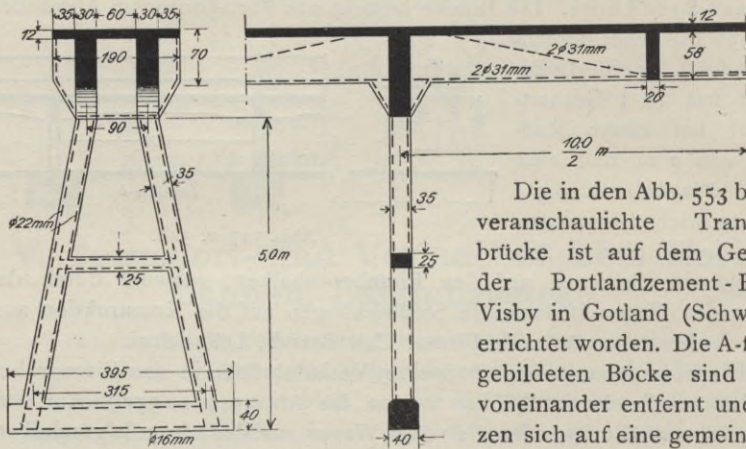


Abb. 553 u. 554.

Die eigentliche Fahrbahn ist 12 cm stark, 1,90 m breit und wird durch 2 Hauptbalken von 70 cm Höhe und 30 cm Breite getragen. Zwischen den einzelnen Böcken sind die Träger durch 2 Stege miteinander verbunden.

Abb. 556 bis 559 zeigen Schnitte und Ansicht eines Eisenbahnviaduktes in Gennevilliers (Seine). Die Stützen sind reihenweis in Entfernungen von 5 m angeordnet und haben eine Höhe von 6,27 m. Die gesamte Fahrbahnbreite einschl. der seitlichen Fußsteige beträgt 12,62 m. Weitere Angaben über Abmessungen und Eiseneinlagen der einzelnen Brückenteile sind aus den beigegebenen Abbildungen ersichtlich. Abb. 557 zeigt einen Teil des Viaduktes in Ansicht. Wiewohl auf jede Verzierung verzichtet worden ist, macht das Ganze einen gefälligen, leichten Eindruck.

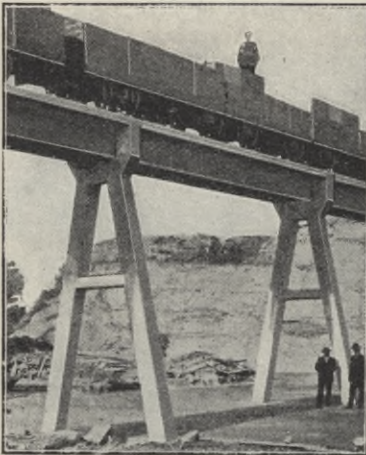


Abb. 555.

In den Jahren 1909 und 1910 sind durch die A.-G. für Beton- und Monierbau sehr bemerkenswerte Transporthochbahnen für die Bergwerksgesellschaft Georg v. Giesches Erben in Kattowitz ausgeführt worden. Die Hochbahnen bestehen aus kontinuierlich fortlaufenden Balken, die mit den Stützböcken steif miteinander verbunden sind. Diese Stützen sind in Entfernungen von durchschnittlich 6 m angeordnet und bis zu 6 m hoch. Die Konstruktion dieser Böcke ist aus Abb. 560 ersichtlich. Die Auflagerung auf den gemeinsamen Querfundamenten erfolgt gelenkartig durch



Eisenbetongelenke. Ausdehnungsfugen sind in Abständen von etwa 30 m angeordnet, und zwar durch Teilung der Bockstütze mittels einer Papp-

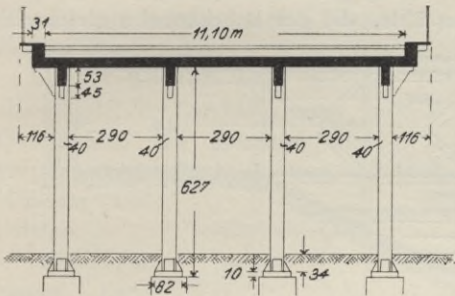


Abb. 556.



Abb. 557.

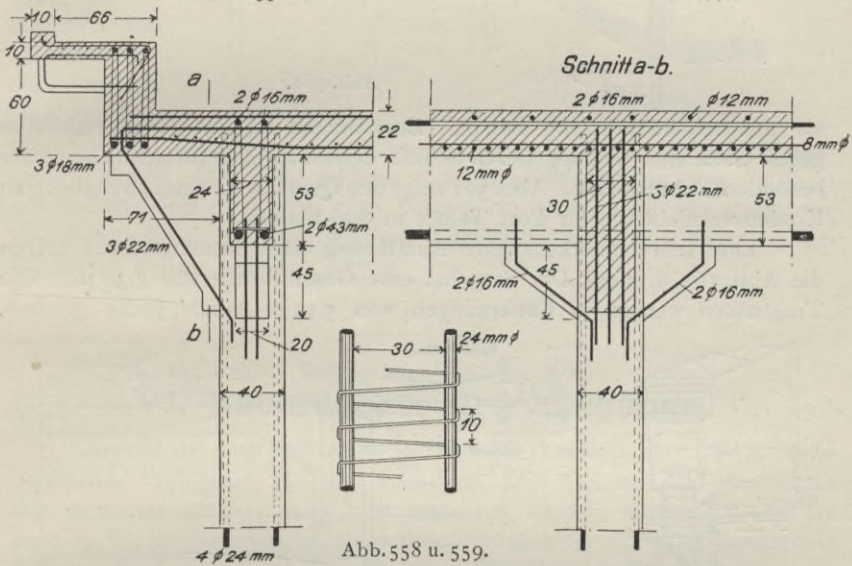


Abb. 558 u. 559.

lage. Die Ansichtsflächen sind steinmetzmäßig bearbeitet worden. Für die statische Berechnung war vorgeschrieben, daß die Balken mit Rücksicht auf die zu erwartenden Bodensetzungen für die bewegliche Last als auf zwei Stützen frei aufliegende Träger anzusehen seien. Ueber die Berechnung selbst vergleiche *Armiertes Beton 1911*, S. 221.

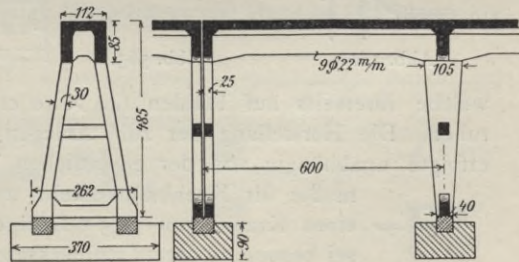


Abb. 560.

Um bei flachem Ufer eine unmittelbare Bedienung der Schiffe zu ermöglichen, werden sog. Lösch- und Ladebrücken geschaffen. Es

sind dies Brückenwerke, die am Ufer entlang laufen und in der Regel aus kontinuierlichen Plattenbalken nach Grundform *e* (Abb. 424) gebildet sind. Die Gründung erfolgt unabhängig vom Ufer, und zwar in den meisten Fällen durch Eisenbetonpfähle, die der Brückenbahn gleichzeitig

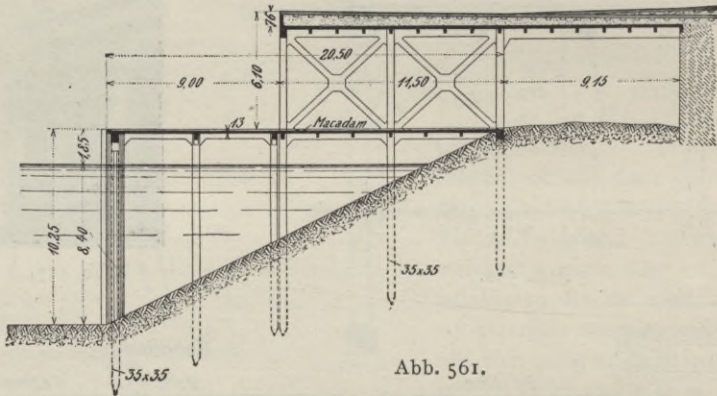


Abb. 561.

als unmittelbare Stützung dienen. Zum Schutz der vorderen Pfahlreihe gegen Stoß und Reibung durch Schiffe empfehlen sich Streichbalken oder besondere Schutzpfähle. Abb. 561 zeigt den Querschnitt einer zweistöckigen Kohlenverladebühne für Port Talbot in Süd-Wales.

Eine sehr bemerkenswerte Ausführung eines Ladungssteiges zeigen die Abb. 562 u. 563. Der Steg hat eine Gesamtbreite von 5,30 m. Die Tragbalken werden in Entfernungen von 5,50 m durch Joche gestützt,

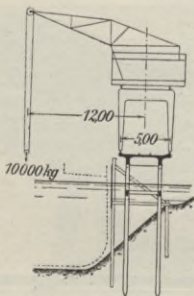


Abb. 562.

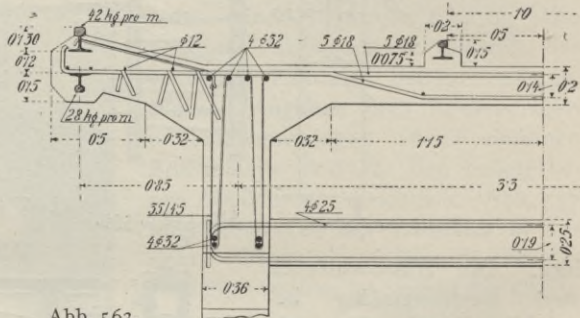


Abb. 563.

welche ihrerseits auf Pfählen ( $40 \times 40$  cm) von rd. 9 m Länge aufliegen. Die Herstellung der zum Anlegen der Schiffe benötigten Wand erfolgte unabhängig von der eigentlichen Tragekonstruktion. Der Steg mußte für Eisenbahnverkehr und außerdem für den Betrieb eines Kranes von 74,5 t Leergewicht berechnet werden. Es sei besonders darauf aufmerksam gemacht, daß die Belastungen von dem Kran auf Plattenkonsolen übertragen werden.<sup>1)</sup>

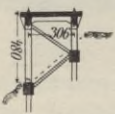


Abb. 564.

Eine andere Ausführung ähnlicher Art, ein Kranbahngerüst im Duisburg-Ruhrorter Hafen, zeigt Abb. 564 im Querschnitt.<sup>2)</sup>

<sup>1)</sup> Näheres vergl. Beton u. Eisen 1910, S. 330.

<sup>2)</sup> Näheres vergl. Deutsche Bauzeitung 1912, Zementbeilage S. 3.

Auch für die Herstellung von Landungsstegen eignet sich der Eisenbeton in bester Weise. Hier handelt es sich gewissermaßen um Ladebrücken, die nicht am Ufer entlang führen, sondern weit ins Wasser hineingehen, um den am Steg liegenden Schiffen genügende Wassertiefe zu bieten. Abb. 565 zeigt den Bau eines solchen Landungssteges im Querschnitt; die einzelnen Pfahlgruppen sind durch Streben miteinander verbunden.

Ein 117 m langer Landungssteg im Hafen von Hundestead auf Nordsee-land, eine Aus-

führung von der Firma Christiani u. Nielsen, wird von Eisenbetonjochen gemäß Abb. 566 gebildet, die in Entfernungen von 10,60 m angeordnet sind und von 5 m langen, in Sandboden eingetriebenen Eisenbetonpfählen getragen werden. Die Breite des Steges zwischen den Geländern beträgt hier nur 2,83 m.

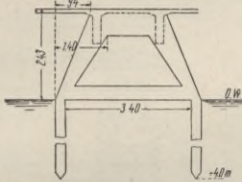


Abb. 566.

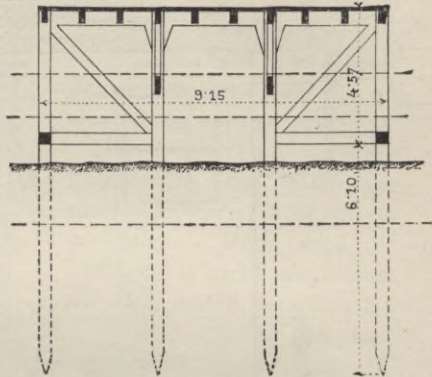


Abb. 565.

## VI. Ueberdachte Brückengänge.

Obwohl die überdeckten Brückengänge, Verbindungen zweier nahe beieinander gelegener Häuser, ebensogut dem Gebiete des Hochbaues wie dem des Brückenbaues hinzugerechnet werden können, sollen sie auch an dieser Stelle durch einige Ausführungsbeispiele kurze Erwähnung finden. Sind an den Häusern kräftige Wände oder Pfeiler vorgesehen, so können gemäß Abb. 567 einige Hauptträger von Haus zu Haus gespannt

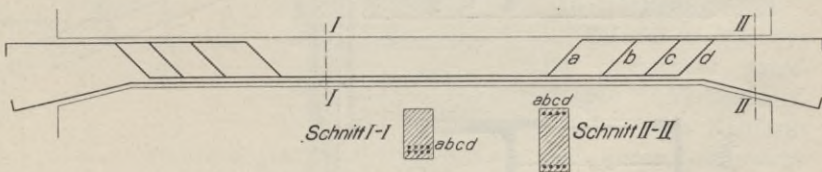


Abb. 567.

und fest verankert werden. Man verbindet dann die Träger durch Querbalken und schafft sich auf diese Weise eine zweckmäßige Unterstützung des Brückenganges.

Die Abb. 568 bis 572 zeigen eine Ausführung der Firma Franz Schlüter-Dortmund, einen Verbindungsgang von 11,5 m Spannweite zwischen

zwei Häusern für die Rheinisch-Westfälische Zeitung zu Essen a. R. Die Hauptträger haben am Auflager eine Höhe von 1 m und in Spannungs-

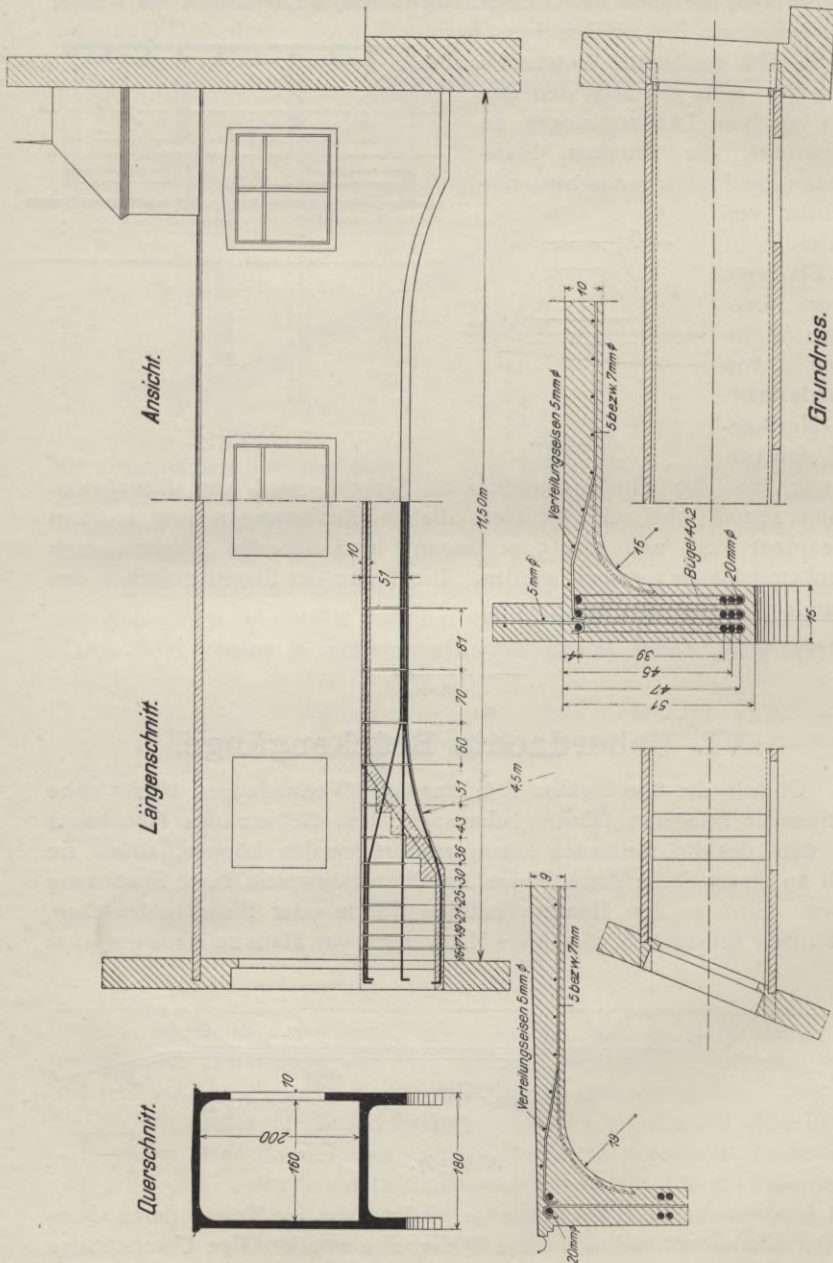


Abb. 568 bis 572.

mitte eine Höhe von 0,51 m. Sie tragen die Nutzlast und das Eigengewicht der Bahn einschließlich der Treppenanlage, während die Last

der Ueberdachung von einer besonderen, im oberen Teil der Wand befindlichen Bewehrung aufgenommen wird. Die eigentliche Wand-

einlage besteht aus 10 R.-E. von 5 mm Durchm. auf 1 m Höhe.

Fensteröffnungen sind nur an einer Seite vorgesehen.

Die Abb. 573 u. 574 führen Einzelheiten der Widerlager einer ähnlichen Brückenform vor Augen. Doch wird die Auflagerlast nicht unmittelbar auf den Boden, sondern zunächst auf zwei auskragende I-Eisen überführt, die wiederum

durch eine kräftige Wandstütze aus Eisen gestützt sind. Der Anschluß der Hauptbalken an die Stützen erfolgt durch kräftige Vouten. Die Hauptbalken selbst sind durch Querträger miteinander verbunden. Die Tragstäbe der 10 cm starken Brückenbahn laufen in Richtung der Brückenachse,<sup>1)</sup> also von Quer zu Querträger. Auch die Dachplatte hat Verstärkungen durch Querbalken erhalten.

Bei der in Abb. 575 im Querschnitt dargestellten Verbindungsbrücke beim Kühlhaus der ersten österreichischen Aktiengesellschaft für Lagerhäuser dienen

die Brückenträger gleichzeitig als Brüstung und tragen die Dachplatte in Entfernungen von 3 m mittels 15 cm starker Säulen. Die ganze Anlage stellt nichts anderes dar, als eine Balkenbrücke mit versenkter Fahrbahn (Abb. 313) und aufgesetzter Ueberdachung.

<sup>1)</sup> Vergl. Abschnitt IV, B (Balkenträger mit versenkter Fahrbahn).

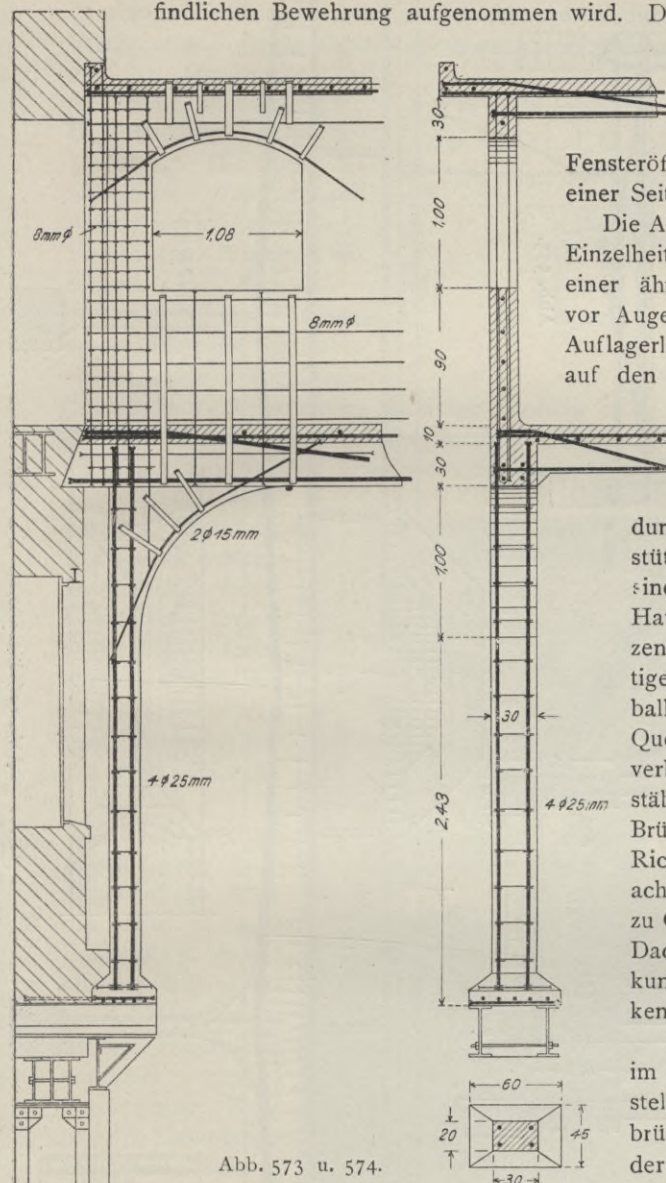


Abb. 573 u. 574.

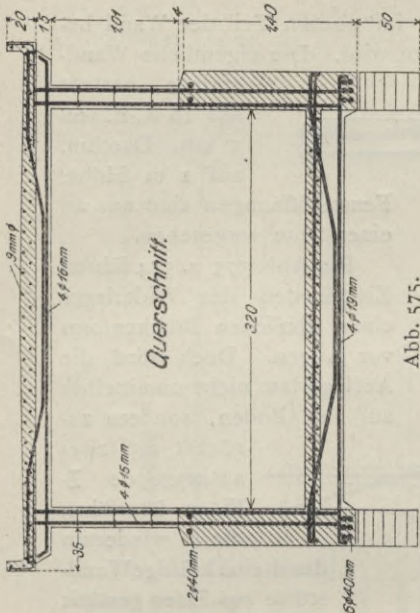


Abb. 575.

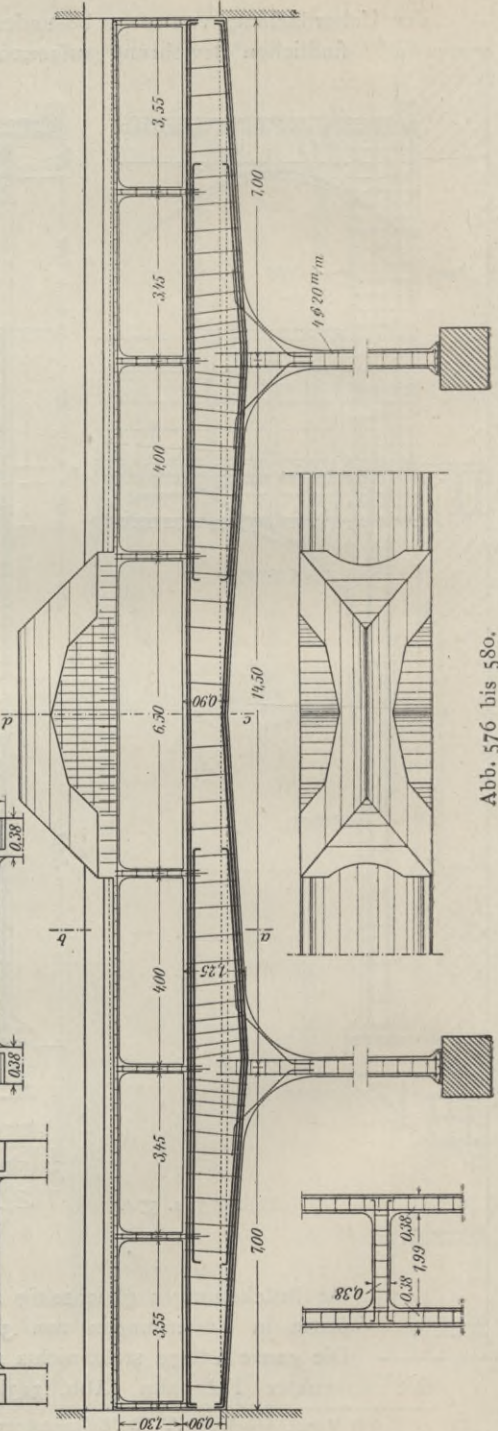
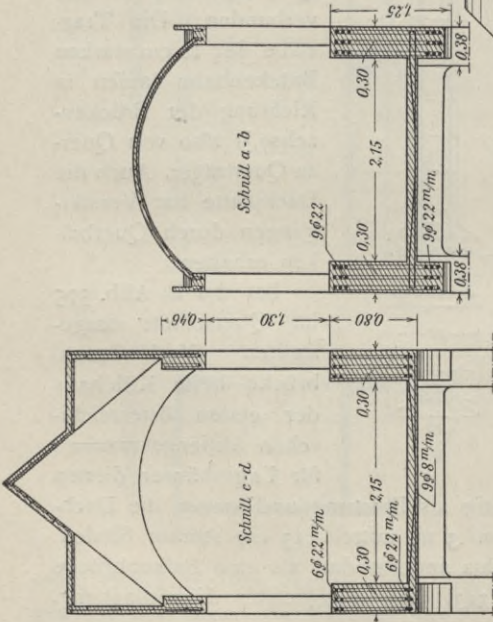


Abb. 576 bis 580.

Einzelheiten einer Uebergangsbrücke auf Zeche Julia der Harpener Bergbau A.-G. Dortmund, bieten die Abb. 576 bis 580. Diese 2,15 m breite Brücke wurde gemäß Grundform 400a als Träger mit 2 Kragarmen ausgebildet. Die Brückentafel ist versenkt angeordnet; die Ueberdachung erfolgt bogenförmig. Die Höhe bis Oberkante Fahrbahntafel beträgt 10,5 m. Ausführende Firma: Carl Brandt, Düsseldorf.

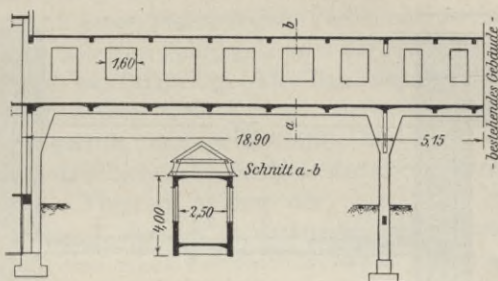


Abb. 581.

Die für den Konsumverein Bielefeld im Jahre 1910 erbaute Verbindungsbrücke (Abb. 581) stellt in statischer Hinsicht einen Kragträger auf zwei Stützen dar. Die seitliche Anordnung der Stütze geschah in Rücksicht auf den Wagenverkehr. Die beiden Seitenwände wurden als Pfostenträger ausgebildet. Das aufgesetzte Holzdach ist durch eine dünne Betondecke feuersicher vom Innenraum abgeschlossen worden. Betreffs Berechnung der Brücke vergl. *Armiertes Beton* 1911, S. 280 u. 431.

Abb. 582 zeigt die Ansicht einer Fußgängerbrücke über die Biele in Bad Landeck i. Schl., eine Ausführung von Lolat - Eisenbeton, Breslau. Die Brücke verbindet 2 gegenüberliegende Kurhäuser. Die anfangs geplante eiserne Brücke erwies sich als zu teuer und bedingte obendrein eine zu lange Liefer-

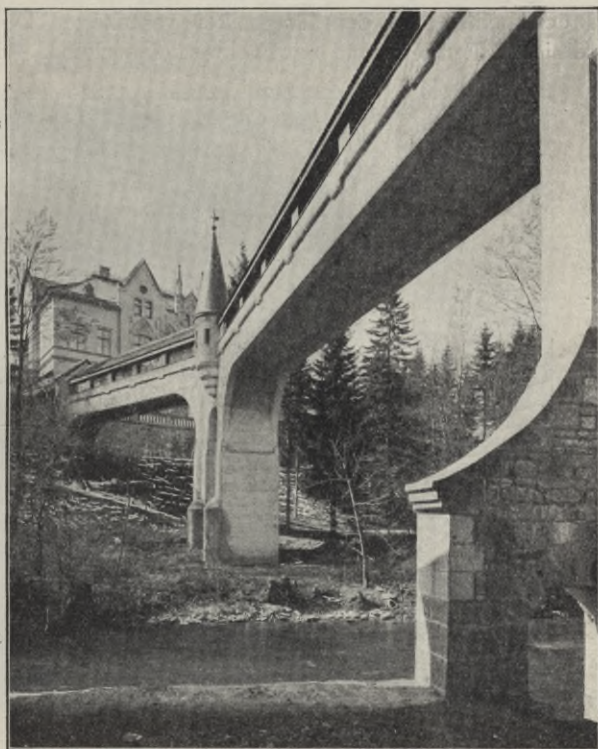


Abb. 582.

zeit. Außerdem wäre es in dem vorliegenden Fall nicht gut möglich gewesen, den Kurgästen mehrere Wochen lang ein derartiges Geräusch zuzumuten, wie es bei Nietungen und Bearbeitungen von Eisenteilen

unausbleiblich ist. Das Ganze paßt sich der Umgebung in bestem Maße an. Bei 43 m Gesamtlänge wird ein Höhenunterschied von rd. 2 m überwunden. Zur Erreichung einer besseren architektonischen Wirkung ist

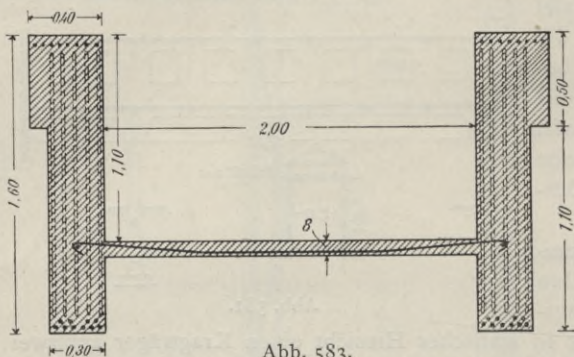


Abb. 583.

die Brückenachse in einer gebrochenen Linie durchgeführt. Am Knickpunkt ist eine Pfeilergruppe vorgesehen. Außerdem ist dieser Knickpunkt durch Anordnung dreier Brückentürmchen noch besonders gekennzeichnet worden. Die beiden Oeffnungen,

je 20 m im Lichten, werden durch Träger mit versenkter Laufbahn (vergl. Abb. 583) überspannt. Zum Schutz gegen Regen und Wind erhielt die Brücke einen mit den Tragbalken verankerten Oberbau aus Holz mit seitlichen Fenstern und mit Fachwerkeindeckung. Die Stampfbetonpfeiler

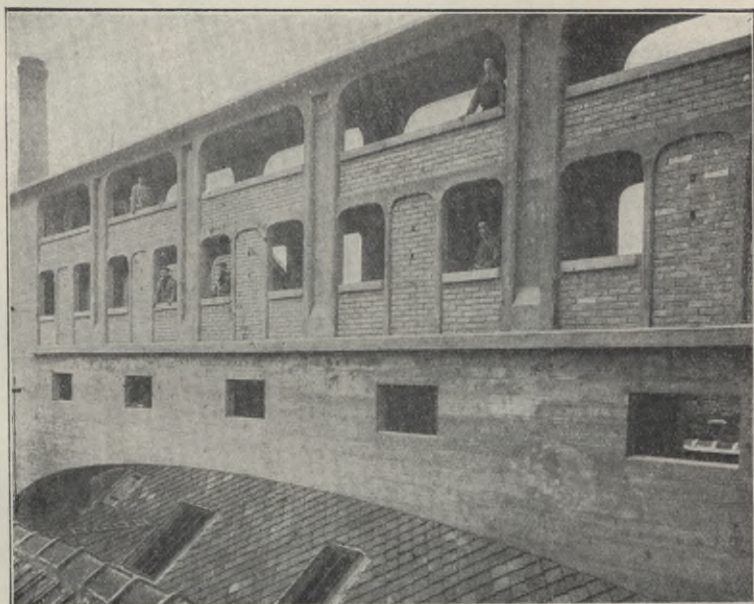


Abb. 584.

der Brückenmitte sind je 1,10 m stark und gegen Eisgang durch Vorköpfe geschützt. Die Endauflager der Brückenträger wurden — durch doppelte Bleieinlagen — beweglich ausgebildet, um dem Gebäudemauerwerk nur lotrechte Lasten zuzuweisen. Zwecks Verringerung des Eigengewichtes



wurden die Balken mit Aussparungen versehen, diese aber wieder beiderseits mit dünnen Wänden geschlossen. Vom Aufstellen des Lehrgerüsts bis zur Fertigstellung des ganzen Eisenbetonbaues wurde eine Arbeitszeit von nur 40 Tagen gebraucht.

Abb. 584 zeigt die Ansicht einer dreistöckigen Verbindungsbrücke für den Neubau eines siebengeschossigen Fabrikgebäudes der Elsässischen Konservenfabrik in Schiltigheim bei Straßburg. Der Bau begann Ende Oktober 1907 und wurde den Winter über — bei vierwöchentlicher Unterbrechung — derartig fortgeführt, daß bereits Mitte Mai 1908 der Betrieb eröffnet werden konnte. Die Lichtweite der Ueberbrückung beträgt 25 m, die lichte Breite 1,15 m. Tragend ist nur der untere Teil der Brücke ausgeführt worden, während die beiden darüberliegenden Stockwerke als leichter Aufbau in Form eines Eisenbetongerippes mit 8 cm starker Zwischenfüllung aufgesetzt sind. Der Untergurt ist halbelliptisch geformt, 40 cm breit und in Brückenmitte durch 23 Rundeisen von 20 bzw. 22 mm Durchmesser bewehrt. Vom ersten Fußboden an beträgt die Wandstärke nur 20 cm. Die Decken sind für eine Nutzlast von 1200 kg/m<sup>2</sup> berechnet; nur bei der obersten Decke begnügte man sich mit 600 kg/m<sup>2</sup>. Erwähnenswert ist noch, daß ein gleichzeitig vorgelegter Entwurf in reinem Eisenbau sich teurer stellte als der Entwurf in Eisenbeton.<sup>1)</sup>

Schließlich sei noch durch Abb. 585 auf eine amerikanische Ausführung hingewiesen, bei welcher — zur Vermeidung eines Lehrgerüsts — als Bewehrung der Tragwände I-Träger verwandt worden sind. Nach dem Verlegen der Träger und dem Aufbringen des diesen Trägern von vornherein zugewiesenen Betongewichtes wurde die Arbeit an der Brücke auf eine Woche eingestellt, damit der Betonkörper erhärten konnte. Der so gebildete Verbundträger war dann imstande, das gesamte Eigengewicht des noch zu erbauenden Brückenteils zu tragen, so daß er als Träger bei Fertigstellung der Brücke dienen konnte.

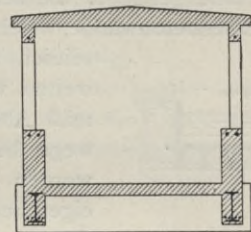


Abb. 585.

Ueber weitere bemerkenswerte Brückenausführungen mit Ueberdachung vergl. Beton u. Eisen 1911, S. 45 u. 196.

## VII. Brückenkanäle, Ueberführungen von Rohr- und Kabelleitungen.

Unter Brückenkanälen versteht man im allgemeinen brückenartige Ausbildungen schiffbarer Kanäle. An Stelle der Fahrbahntafel tritt der Kanal, der rechteckigen Querschnitt (mit lotrecht stehenden Wänden) oder auch trogförmigen Querschnitt haben kann. Die Belastungen sind hier unverhältnismäßig große, weshalb bei Verwendung von Balkentrag-

<sup>1)</sup> Ueber weitere Einzelheiten zu diesem bemerkenswerten Bauwerk vergl. Beton u. Eisen 1908, S. 269.

werken nur geringe Spannweiten genommen werden können. Man hat es stets mit gleichmäßig verteilter Belastung zu tun; einseitige Belastung kommt ebensowenig in Frage wie die Berücksichtigung eines Stoßzuschlages. Es wird sich in manchen Fällen empfehlen, den eigentlichen Wassertrog durch irgendwelche Zwischenmittel, wie Goudron oder Asphalt, von dem tragenden Bauwerk zu trennen, so daß sich jeder Bauteil für sich allein bewegen kann. Andererseits können aber auch, wie Abb. 586 zeigt, die lotrechten Trogwände als Tragebalken verwandt werden. Rissebildungen muß natürlich mit größter Genauigkeit vorgebeugt werden. Man nehme geringe Spannweiten, ordne in gewissen Abständen Ausdehnungsfugen an, die das ganze Bauwerk in mehrere voneinander unabhängige Teile gliedern, und schütze Sohle und Wände durch Lehmdichtung, Rollschicht oder Bohlwerk gegen Beschädigungen.<sup>1)</sup> Seitliche Leinpfade (Treidelwege) können durch Konsolaustragung außerhalb des Kanalquerschnitts angebracht werden (Abb. 589).

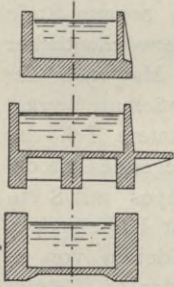


Abb. 586 bis 588.

Grundformen für kleinere Brückenkanäle zeigen die Abb. 586 bis 588. Nach Abb. 586 wird die Tragekonstruktion durch eine fortlaufende Platte gebildet; die seitliche Begrenzung der Wasserstraße erfolgt durch Eisenbetonwände, welche zweckmäßig durch Konsolrippen gemäß Abb. 586 b seitlich abgestützt werden können. Bei größeren Spannweiten wird statt der Platte eine Rippenkonstruktion gemäß Abb. 587 verwandt; die Anbringung seitlicher Gehwege bereitet keine Schwierigkeit (b). Und schließlich werden nach Abb. 588 die lotrechten Trogwände als eigentliche Tragebalken verwandt, eine Ausführung, die den in Abschnitt IV, B., behandelten Brücken mit versenkter Fahrbahn entspricht.

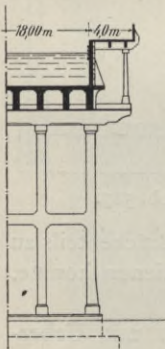


Abb. 589.

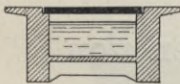


Abb. 590.

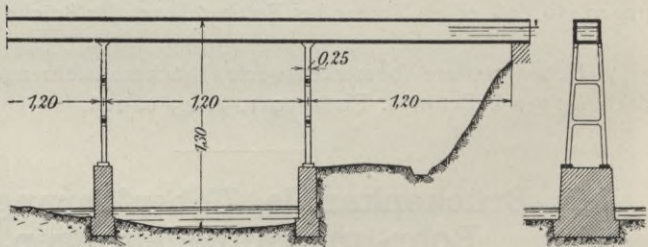


Abb. 591 u. 592.

Abb. 589 zeigt die Querschnittsformgebung einer Kanalbrücke von 18 m Lichtbreite und zweimal 4 m Leinpfadbite. Insgesamt sind 9 kontinuierlich fortlaufende Tragbalken angeordnet. Die Innenflächen der Trogwände sind durch Streichbalken gegen den Anprall der Schiffe geschützt. Die Ausführung entspricht der Grundform Abb. 587.

<sup>1)</sup> Ueber Abdichtungen vergl. u. a. Beton-Kalender 1912, Abschn. „Brückenkanäle“.



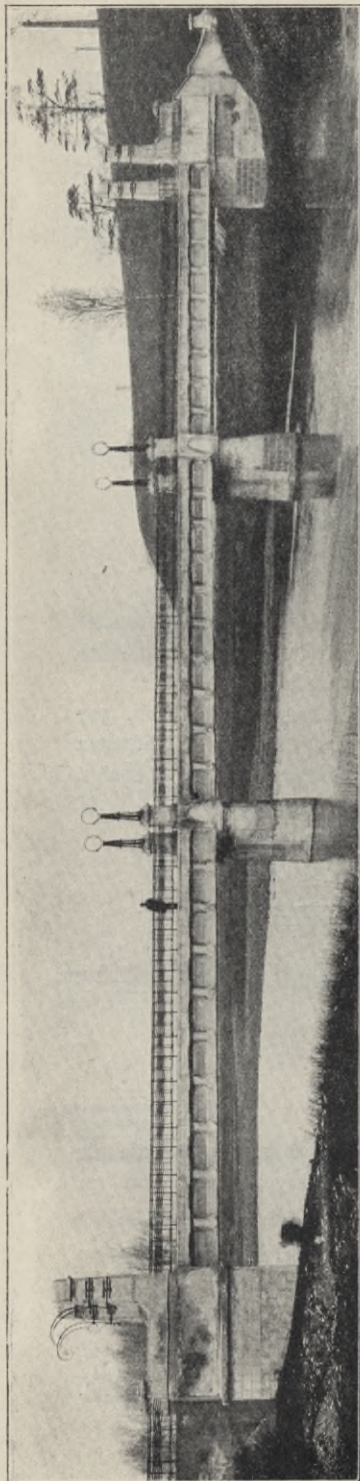


Abb. 595.

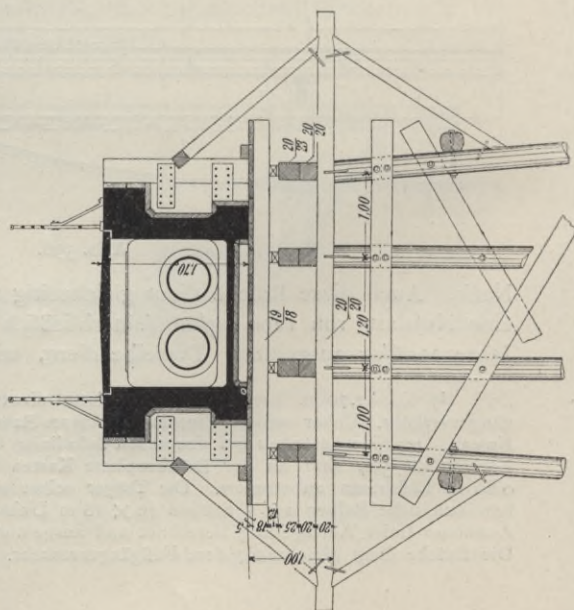


Abb. 597.

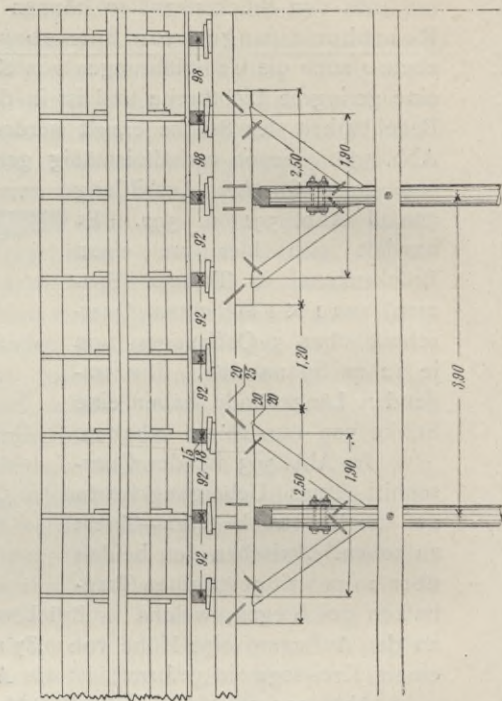


Abb. 598.

sichtlich ist, zur Ueberführung von Wasserleitungsdruckrohren (je 50 cm Durchm.) zu den Hochbehältern. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 60 m (3 Öffnungen zu je 20 m). Die Breite zwischen den Geländern beträgt 2 m. Die vollwandigen Hauptträger sind durch eine Bodenplatte mit obenliegenden Rippen verbunden, auf welchen die Rohre liegen. Die Gehwegplatten, in Breiten von etwa 1 m vorher fertig hergestellt, ruhen auf den Obergurten der Träger, die wiederum in je 4 m Entfernung durch eisenbewehrte Balken steif miteinander verbunden sind. Die Pfeilerfundierung erfolgte mittels Senkbrunnen von je 2 m Durchm. Die Betonierarbeit des gesamten Tragwerks nahm insgesamt nur 3 Tage in Anspruch. Ueber Berechnung und Ausführung der Rüstung vergl. Handbuch für Eisenbetonbau.

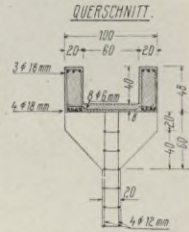


Abb. 599.

Abb. 599 stellt die Konstruktion einer offenen Wasserrinne für die neue Kläranlage der Stadt Siegen dar. Die Rinne erhielt freie Spannweiten bis zu 10 m. (Vergl. Beton u. Eisen 1909, S. 195.)

Weiterhin sei auf die Beschreibung einer Kastenbrücke in Beton u. Eisen 1910, S. 251 verwiesen; ebenso vergl. Zeitschrift für Tiefbau 1912, S. 50 (Berechnung einer Kanalbrücke).

## VIII. Fachwerkbrücken.

Den bisher besprochenen Vollwandträgern gegenüber bieten Fachwerke den Vorteil einer besseren Baustoffausnutzung; sie eignen sich in erster Linie für größere Lichtweiten als 20 m, bei welchen die Vollwandträger ihres zu großen Eigengewichtes wegen unvorteilhaft sind (die gleichen Gesichtspunkte wie im eisernen Brückenbau). Die Formgebung ist gefälliger und durchsichtiger. Die Gurtungen sind in der Regel geradlinig-parallel, aber auch parabel- und kreisförmig ausgebildet.

Unter Umständen begnügt man sich mit durchbrochenen Tragwerken, bei denen, wie es die Abb. 600 u. 601 zeigen, die Aussparungen verhältnismäßig klein sind. Diese Tragwerke bilden den Uebergang von

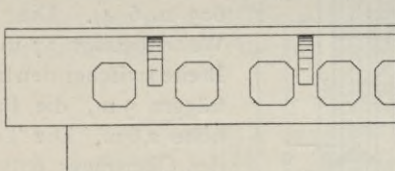


Abb. 600.

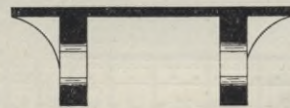


Abb. 601.

den Vollwandträgern zum Pfostenfachwerk. Es sind 2 parallele Gurtungen geschaffen, die durch Vertikalpfosten miteinander verbunden werden. Die Fahrbahntafel bildet eine feste Verbindung der Druckgurte der beiden Träger. Die Untergurte liegen voneinander getrennt, können aber auch durch besondere Querriegel in gewissen Entfernungen miteinander verbunden werden.

Die zweite Gruppe der Fachwerkbrücken bilden die sogenannten Pfostenfachwerke, die aber nur für größere Spannweiten zu empfehlen sind. Die Gurtungen sind zumeist parallel, so daß die Ausführung der Verschalungen auf keine Schwierigkeiten stößt. Wird die Fahrbahn teilweise versenkt, so können die Obergurte der Träger gleichzeitig als Brüstung dienen.<sup>1)</sup> Die biegezugfesten Anschlüsse der wagerechten und senkrechten Stäbe werden durch Eckausrundungen gebildet. Die Abmessungen der

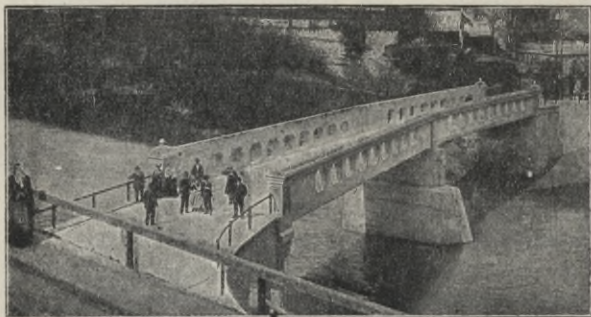


Abb. 602.

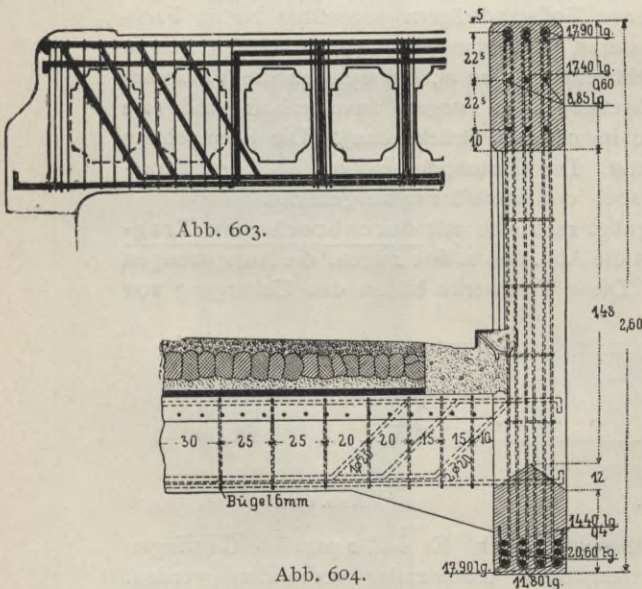
Pfosten nehmen in der Regel — in Rücksicht auf das Anwachsen der Schubkräfte — nach den Auflagern hin stetig zu. An den Auflagern selbst, wo die Schubkräfte ihren Größtwert erreichen, macht man den Trägerquerschnitt vollwandig (vergl. Abb. 603).

Eine Pfostenfachwerkausführung bietet die aus Abb. 602 ersichtliche Ybbsbrücke bei Unterzell, eine Ausführung der Firma Wayss u. Cie.,

Wien. Die Fahrbahnplatte liegt hier in der Ebene der Zuggurtung, also versenkt. Der Obergurt der Träger dient gleichzeitig als Brüstung. Spannweiten 24,5 und 22,3 m.

Eine versenkte Fahrbahn zeigt auch die Straßenbrücke in Freudenstadt, Württemberg (Abb. 603 u. 604). Die lichte Weite beträgt 17 m, die Breite zwischen den Hauptträgern 5 m, die Balkenhöhe 2,6 m. Die Teilung der Querträger entspricht der Entfernung der Pfosten von Mitte zu Mitte und beträgt 1,33 m. Die Brüstungsoberkante ist um

1,45 m von Oberkante Fußsteig entfernt, so daß freier Ausblick bleibt. Die Querträger (50 × 22 cm) sind in den Pfosten der beiden Fachwerk-



<sup>1)</sup> Vergl. auch S. 130.

balken fest eingespannt, ebenso die Fahrbahnplatte zwischen den einzelnen Querträgern. Die Bewehrung der Hauptbalken ist aus den Abbildungen ersichtlich. Der voll ausgebildete Auflagerteil ist mit kräftigen, schräg liegenden Rundeisenträgern versehen, sowie mit starken, senkrecht angeordneten Bügelflächen.

Auch bei der in den Abb. 605 bis 607 dargestellten Pfostenfachwerkbrücke dienen die Obergurte der Träger gleichzeitig als Brüstung und sind in entsprechender Weise ausgebildet. Bei 30 m Spann-

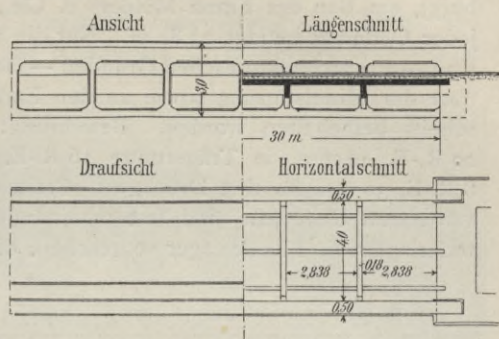


Abb. 605 u. 606.

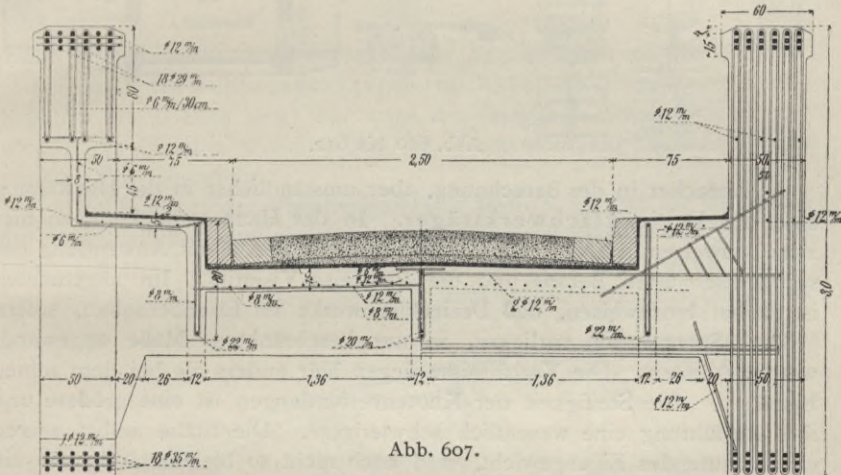


Abb. 607.

weite und 4 m lichter Breite ist die Trägerhöhe zu 3 m angenommen worden.<sup>1)</sup>

Aus den Abb. 608 u. 609 ist die Konstruktion einer Halbparabelbrücke ersichtlich (Eisenbahnbrücke in Surfleet, England). Die Trägerlänge beträgt 18,2 m, die Höhe in Balkenmitte 1,83 m. Die Pfosten haben einen kreuzförmigen, der Obergurt einen T-förmigen Querschnitt erhalten.

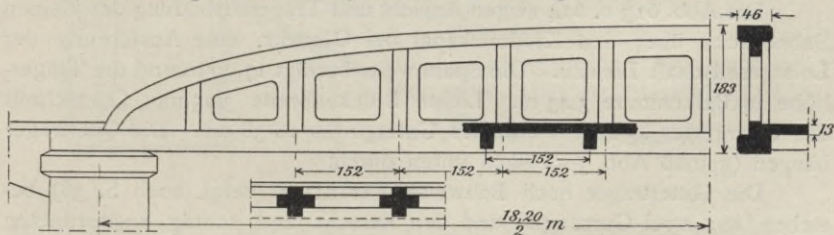


Abb. 608 u. 609.

<sup>1)</sup> Ueber nähere Angaben zu Ausführung und Berechnung dieses bemerkenswerten Bauwerkes vergl. Tedesco, Recueil de Types de ponts pour routes en ciment armé.

Abb. 610 bis 612 zeigen die Ausführung einer Straßenbrücke mit seitlichen Fußstegen auf Bahnhof Gruppenbühen (Strecke Bremen—Oldenburg), ein Bau der Firma Mölders u. Cie., Hildesheim. Die Stützweite jeder Oeffnung beträgt 23,80 m. Nur die mittleren Felder der Tragbalken sind — aus architektonischen Gründen — fachwerkartig ausgebildet worden; über der Mittelstützung sowie an den Endwiderlagern ist der volle Querschnitt beibehalten worden. Bewehrung: über der mittleren Stützwand 20 R.-E. 40 mm, in Trägermitte 16 R.-E. 40 mm für den Zuggurt und 8 R.-E. 30 mm für den Druckgurt. Breite der Tragbalken 0,55 m. Mittelstütze und Ueberbau sind fest miteinander verbunden. An den Landwiderlagern sind Rollenlager vorgesehen, die auf Eisenbetonquadern ruhen.

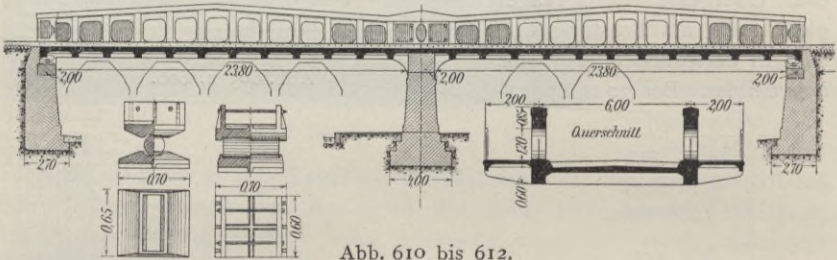


Abb. 610 bis 612.

Einfacher in der Berechnung, aber umständlicher in der Herstellung sind die Dreieckfachwerkträger. In der Hauptsache kommen hier zwei Bauweisen in Frage: die Considèresche Bauweise mit Anwendung des spiralschnürten Betons und die Bauweise Visintini. Im allgemeinen ist darauf hinzuweisen, daß Dreieckfachwerke im Eisenbetonbau, sofern größere Spannweiten vorliegen, in nur beschränktem Maße angewandt werden können. Die Verhältnisse liegen hier anders als bei dem reinen Eisenbau. Die Steifigkeit der Knotenverbindungen ist eine größere und ihre Ausführung eine wesentlich schwierigere. Die Stäbe selbst zeigen ein bedeutendes Eigengewicht, sind auch nicht so biegungsfähig wie die eisernen Stäbe.

Bei allen Dreieckfachwerken empfiehlt es sich aus bautechnischen Gründen, die Gliederung möglichst so vorzunehmen, daß die Zugdiagonalen senkrecht zu den Gurtungen liegen; der gegenseitige Anschluß der Stäbe wird dann ein zuverlässigerer.

Die Abb. 613 u. 614 zeigen Ansicht und Trägersausbildung der kleinen Bahnbrücke über den Klodnitzkanal bei Gleiwitz, eine Ausführung der Lolatgesellschaft Breslau. Die Spannweite beträgt 17,90 m und die Trägerhöhe in Balkenmitte 3,43 m. Lichte Brückenbreite 3,05 m. Querschnitt des Obergurtes 45/48 cm und des Untergurtes 28/38 cm. Die Querträger hängen (gemäß Abb. 305) nach unten durch.

Die Gitterträger nach Bauweise Visintini (vergl. auch S. 38) bestehen aus zwei Gurtungen und den lotrecht und schräg angeordneten Füllungsgliedern. Der Untergurt erhält Rundeiseneinlagen, die an den Enden zur Verankerung zweckmäßig nach oben gebogen sind. Bei größeren Spannweiten treten an die Stelle der Rundeisen Winkel- oder



hochkantig gestellte Flacheisen. Dieselben werden auf Knotenpunktentfernung gelocht, und in die Oeffnungen greifen die Rundeisen der auf Zug beanspruchten Pfosten und Diagonalen hakenförmig ein. Besteht die Bewehrung des Untergrundes aus Rundeisen, so erfolgt die Verbindung

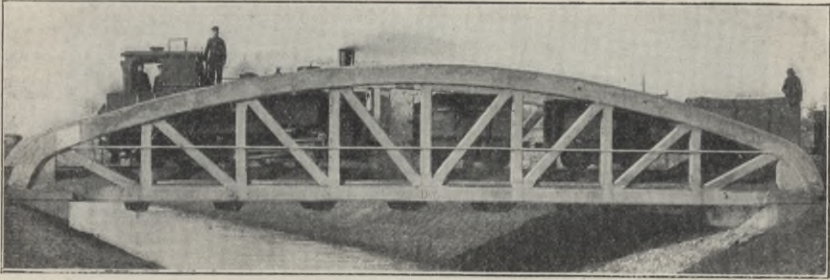


Abb. 613.

durch Umschlingung des Diagonal- oder Vertikaleisens um das Gurteisen, wobei durch die Adhäsionswirkungen von Beton und Eisen an den Knotenpunkten ein Gleiten der Oese längs des Gurtstabes unmöglich gemacht wird.<sup>1)</sup> In gleicher Weise erfolgt die Eisenverbindung in den Knotenpunkten des Obergurtes.

Die Eigenart der Visintini-Bauweise bedingt es, daß die Gitterträger am vorteilhaftesten auf einer Seitenfläche lagernd erzeugt werden. Man bildet auf einer ebenen Bretterbühne die rechteckige Gußform des Trägers, und zwar durch Holzplanken, die mit Klammern zusammengehalten werden.

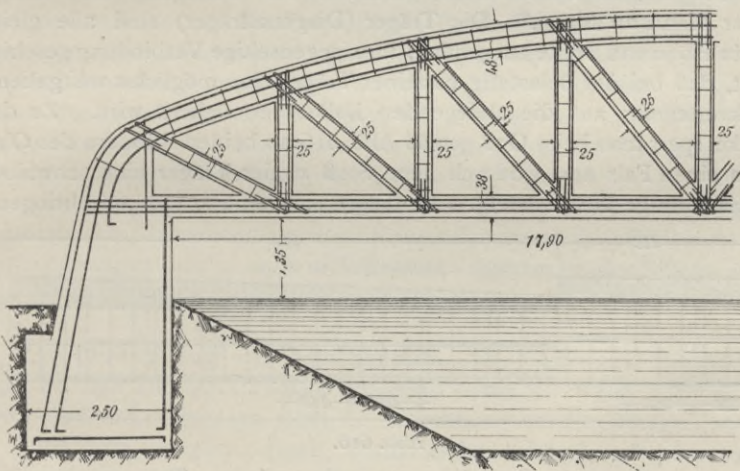


Abb. 614.

Zwischen diesem äußeren Umriß werden die Modellkerne für die Hohlräume gestellt und ihre Entfernung entsprechend den rechnermäßig

<sup>1)</sup> Im allgemeinen empfiehlt es sich aber mehr, die Zugstäbe senkrecht zu den Gurtungen anzuordnen.

ermittelten Stärken der Gurt- und Füllungsstäbe gesichert.<sup>1)</sup> Um die Notwendigkeit des Fortbewegens nach Möglichkeit einzuschränken, werden die Träger auf einem einfachen Holzgerüst unmittelbar über dem Flußbett hergestellt. Dabei wird die eine Kante der Form genau in jene Lage gebracht, welche die entsprechende Kante des Brückenträgers tatsächlich

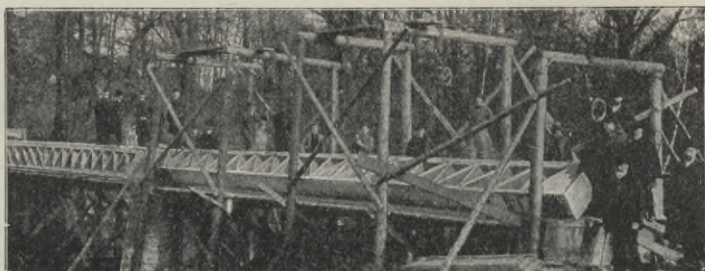


Abb. 615.

dauernd einnehmen soll. Es ist also nach dem Erhärten des Betons lediglich ein Umkanten der Träger nötig, was mit einer nur unbedeutenden Arbeitsleistung auszuführen ist. Zu dem Zweck können in den Obergurt der Träger an einigen Stellen Bandeisen einbetoniert werden, die ösenartig hervorragen und dann als Angriffspunkte für die bewegende Kraft, die Ketten, dienen. Bockartige Holzgerüste, an denen die Flaschenzüge befestigt sind, können in der Regel leicht ins Flußbett eingebaut werden, dürfen aber auch ebensogut auf der von vornherein breiter angelegten Arbeitsbühne aufstehen (vergl. Abb. 615).

Bei kleinen Spannweiten geschieht die Verlegung der fertigen Träger Mann an Mann.<sup>2)</sup> Die Träger (Diagonalträger) sind alle gleichartig in Höhe und Breite ausgeführt; ihre gegenseitige Verbindung geschieht derart, daß bei der Belastung einzelner Träger eine möglichst weitgehende Druckverteilung auf die anliegenden Balken ermöglicht wird. Zu dem Zwecke spart man beim Guß gemäß Abb. 616 an beiden Rändern des Obergurtes einen Falz aus, wodurch beim Stoß zweier Träger eine schwalbenschwanzförmige Nut entsteht. In dieser sitzt eine später aufzubringende

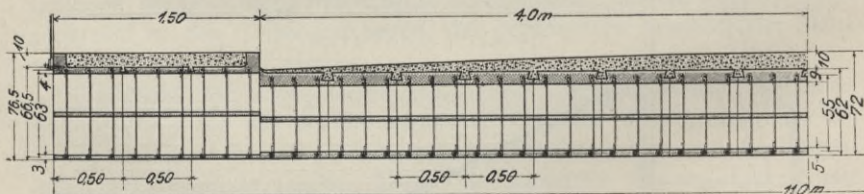


Abb. 616.

Betonplatte, die, mit Quereinlage versehen, jeden Träger mit seinem Nachbar fest verbindet und auf diese Weise Einzeldurchbiegungen vermeidet. Diese Druckverteilungsplatte dient bei Straßenbrücken als Unterlage für den Asphalt-, Kies- oder Holzbelag des Fahrweges.

<sup>1)</sup> Vergl. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil II, 6. Auflage, S. 38.

<sup>2)</sup> Vergl. auch S. 38, Abb. 34.

Für Brücken untergeordneter Bedeutung genügen zwei Hauptträger, die späterhin durch aufgelegte bezw. aufbetonierte Monierplatten verbunden werden. Unter Umständen genügt auch ein Bohlenbelag, wie ihn Abb. 617 zeigt. Nach gleicher Art ist eine Straßenbrücke über die Zschopau bei Merzdorf in Sachsen erbaut (Abb. 618 bis 622). Die Brücke besitzt vier Oeffnungen, davon eine mit 22 m lichter Weite und drei mit 15 m lichter Weite. Je zwei Längsträger sind in einer Entfernung von 1,50 m von Mitte zu Mitte angeordnet. Ueber den Hauptträgern sind Querträger von je 20 cm Breite und 21 cm Höhe dicht nebeneinander verlegt und durch eine etwa 4 cm starke bewehrte Betonplatte verbunden. Die Kosten dieser Brückenanlage einschließlich sämtlicher Arbeiten beliefen sich auf 18 000 Mark. Der Hauptvorteil einer solchen Brückenausführung besteht darin, daß nur zwei größere Träger von allerdings bedeutendem Gewicht zur Versetzung kommen, daß aber die Querträger vollkommen erhärtet und tragfähig auf die Baustelle gelangen und nach ihrer gegenseitigen Verbindung sofort belastet werden können, wodurch jede Schalung unnötig wird.

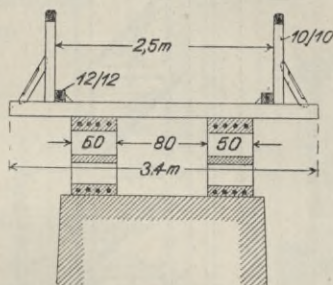


Abb. 617.

Abb. 623 stellt eine Visintini-Brücke mit versenkter Fahrbahn dar, wie solche bei beschränkter Bauhöhe notwendig wird. Die Bewehrung des Untergurts der Hauptträger erfolgt durch 8 Flacheisen  $20 \times 115$  mm, die des Obergurts durch 8 Rundeisen von 25 mm Durchm. und  $2 \times 8$  Rundeisen von 10 mm Durchm. Lichte Brückenweite = 18,30 m. Die Querträger, bündig angeordnet, je 20 cm breit, ruhen mit ihren Enden auf dem konsolartig vorspringenden, besonders bewehrten Untergurt. Einlage der Querträger: im Untergurt 2 Rundeisen von 25 mm Durchm. und im Obergurt  $2 \times 2$  Rundeisen von 10 mm Durchm. Die Hauptträger bilden gleichzeitig die Brüstung der Brücke.

Abb. 624 zeigt eine Straßenbrücke über die Ager bei Schwanenstadt (Oberösterreich), bestehend aus einer Hauptöffnung von 32 m Stützweite und 5 Seitenöffnungen von je 12,70 m Stützweite. Nutzbreite der Brücke 25 m.

Die **Berechnung** der Fahrbahnplatte, der Quer- und Längsträger erfolgt bei den Fachwerkbrücken in genau derselben Weise wie bei den Vollwandträgern. Dagegen stößt die Berechnung der Hauptträger, sobald die Gliederung lediglich durch Vertikalstäbe erfolgt, auf bedeutende Schwierigkeiten und erfordert die Anwendung der Theorie mehrfach statisch unbestimmter Systeme.<sup>1)</sup> Immerhin eignet sich für Pfostenfach-

<sup>1)</sup> Vergl. auch A. Vierendeel, *Longerons à treillis et à arcades*; Handbuch für Eisenbetonbau, 6. Band, 2. Aufl., S. 243 u. f.; Heft XII der Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons („Einflußlinien für die Berechnung paralleler Vierendeel-Träger“) und außerdem den im Anhang enthaltenen Literaturnachweis.

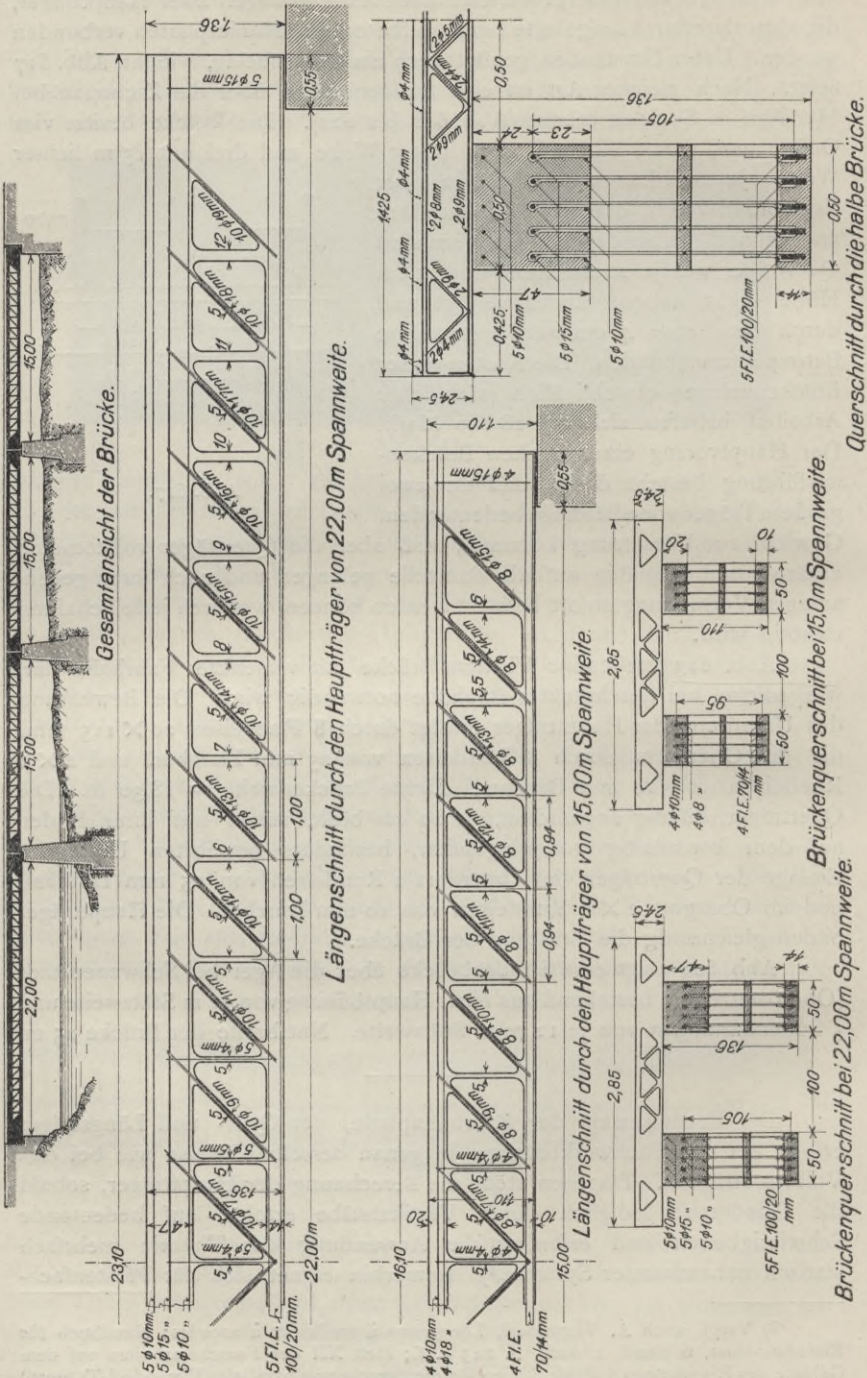


Abb. 618 bis 622.

werke der Eisenbeton besser als das reine Eisen. Durch die steifen Eckverbindungen wird eine Verschieblichkeit der aneinandergesetzten viereckigen Rahmen unmöglich gemacht. Da keine Diagonalen vorhanden sind, erhalten die Pfosten auch Biegungs- und Schubbeanspruchungen. Ihre Querschnittsabmessungen müssen nach den Auflagern hin stärker werden, wenn man es nicht vorzieht, die Feldweiten nach den Auflagern hin kleiner werden zu lassen.

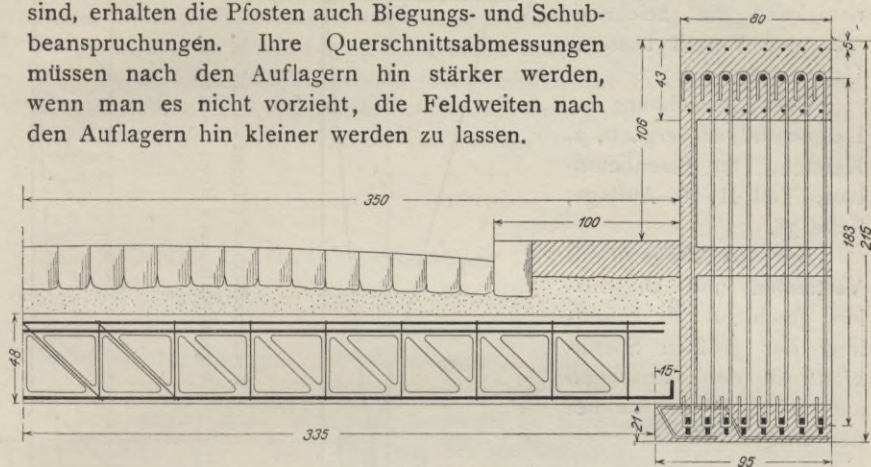


Abb. 623.

Die Brückenträger nach Bauart Visintini werden rechnerisch in gleicher Weise behandelt wie eiserne Fachwerkträger. Die Berechnung solcher Träger nach dem Cremonaschen Verfahren setzt zwar dünne, gewichtlose Stäbe sowie in allen Knotenpunkten das Vorhandensein reibungsloser Gelenke voraus, was der Wirklichkeit natürlich nicht entspricht; außerdem erfolgt hier der Lastangriff nicht in den Knotenpunkten



Abb. 624.

allein, sondern über den ganzen Gurt hin; aber trotzdem lassen sich Gurt- wie Strebenspannungen mit einer für die Praxis durchaus genügenden Genauigkeit ermitteln.<sup>1)</sup>

Bei allen Spannweiten sind Eigengewicht und Fahrbahn als gleichmäßig verteilte Belastung in Rechnung zu setzen. Die Untersuchung erfolgt nach den Regeln des einfachen Parallelträgers, also rechnerisch

<sup>1)</sup> Immerhin muß zugestanden werden, daß bei Dreieckfachwerken die Nebenspannungen infolge der äußerst starren Knotenpunkte ziemlich beträchtlich ausfallen können.

oder zeichnerisch. Die rechnerische Untersuchung hat den Vorteil größerer Genauigkeit, die zeichnerische den Vorteil besserer Uebersicht.

Ueber Berechnung der Diagonalträger vergl. u. a. Kersten, Der Eisenbetonbau, Teil II, 6. Auflage, Seite 38.

Bei den Trägern mit Vertikalen und Diagonalen geschieht die Ermittlung der größten Spannkraften in den Gurtungen auf gleiche Weise wie bei den Diagonalträgern:

$$O = U = \frac{M_{\max}}{h}$$

Bei Berechnung der Füllungsglieder ist zu beachten, ob steigende oder fallende Diagonalen angeordnet sind. Bei gleichmäßig verteilter Belastung sind erstere stets gedrückt, letztere stets gezogen. Die Spannkraft in einer Vertikalen ist dann immer gleich dem Entgegengesetzten von der lotrechten Seitenkraft derjenigen Diagonalen, die mit der Vertikalen am unbelasteten Knotenpunkt zusammentritt. Bei einer Zugdiagonale ist daher die dazugehörige Vertikale gedrückt, bei einer Druckdiagonale dagegen gezogen. Da nun die lotrechte Seiten-

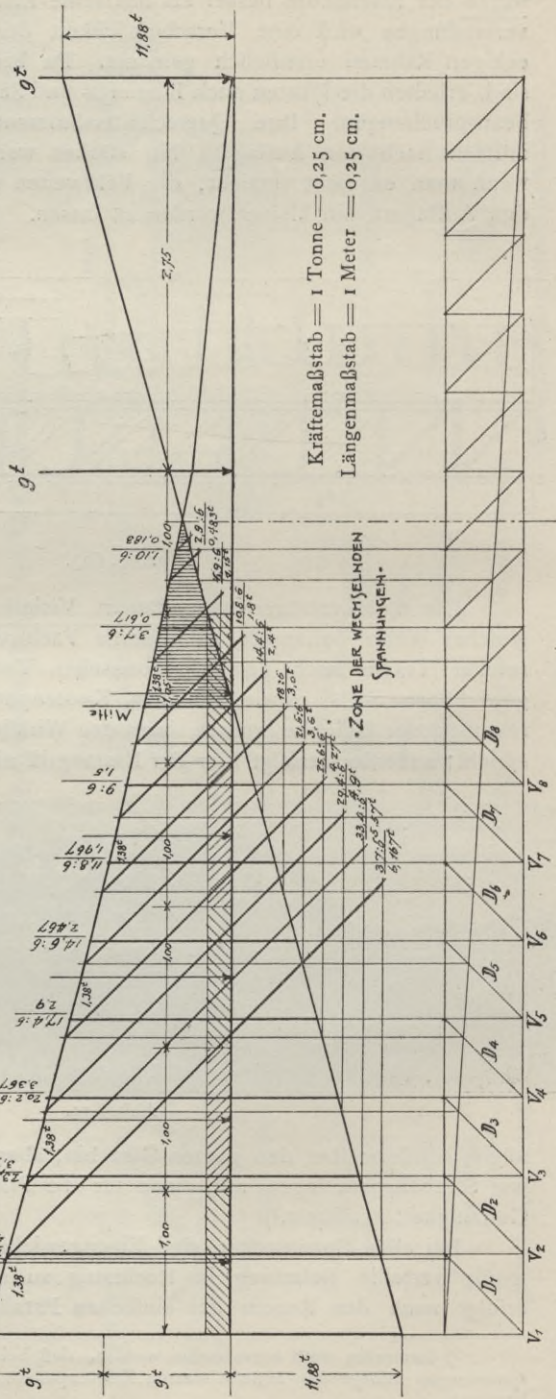


Abb. 625.



gleisigen Hauptbahnstrecke Donauwörth—Treuchtlingen angeführt (Abb. 626 bis 628). Die Brückenbahn zeigt 12 cm Plattenstärke; sie bildet einen 3,30 m breiten Fahrweg nebst zwei konsolartig auskragenden, 0,60 m breiten Fußwegen. Die Last der Fahrbahn wird durch einzelne, 35 cm starke Ständer auf die Bogen übertragen. Zur besseren Aufnahme der Windkräfte sind über den Bogenwiderlagern kräftige Querrahmen vorgesehen. Von den Widerlagern gehen beiderseits Balkenträger aus, welche unter den Böschungspfeilern besondere Fundamente aufweisen und außerdem durch Querbalken — in der Böschung liegend — miteinander verbunden sind.

Die Abb. 629 u. 630 zeigen die Grundform einer Bogenbrücke mit angehängter, ebenfalls kontinuierlich fortlaufender Fahrbahn. Die Wahl solcher Brückenformen ist dann von besonderem Vorteil, wenn man bei niedrigen Ufern mit hohem Wasserstande rechnen muß, oder wenn tiefliegende Kämpfer zu sehr vom Hochwasser bedroht werden, oder wenn

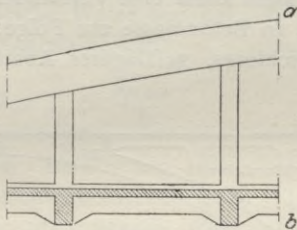


Abb. 629.

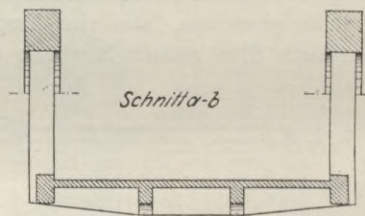


Abb. 630.

der Baugrund für die Widerlager unsicher ist. Je nach Erfordernis kann der Horizontalschub vollkommen oder teilweise durch die Fahrbahnplatte bzw. durch besonders kräftige Rippenbewehrung derselben aufgenommen werden. Stets sind größere Spannweiten vorausgesetzt, bei denen die Anwendung von Balkenträgern mit versenkter Fahrbahn (vergl. Abschnitt IV, B., S. 129) unwirtschaftlich wäre.

## X. Straßen- und Brückenverbreiterungen.

Der stetig steigende Verkehr auf Straßen und Brücken bedingt oft Verbreiterungen der Fahr- und Fußwege in Form von Kragkonstruktionen ohne Verwendung besonderer Stützen. Bei Straßen können derartige Verbreiterungen natürlich nur dann in Frage kommen, wenn seitliche, tiefer gelegene Flußläufe, Dämme oder dergl. unmittelbar neben dem Fußsteig vorhanden sind. Die Auskragung kann dann sowohl in Form einer gewöhnlichen Platte (Abb. 632), als auch in Form einer Rippendecke (Abb. 631) ausgeführt werden. In beiden Fällen handelt es sich um einseitig eingespannte Träger, die über dem Stützmauerkörper frei ausladen und hinter demselben in einem Betonklotz verankert sind, welcher das Kippmoment der vollbelasteten Fußwegplatte aufzunehmen hat. Der Klotz



muß also genügend groß sein, um einem Kippen vorzubeugen. Zieht man in Betracht, daß bei späteren Kanalisations- oder dergl. Arbeiten das Erdreich bis zur Tiefe jenes Gegengewichtkörpers — wenn auch vorübergehend — abgehoben werden kann, so wird es sich empfehlen, bei Berechnung des Kippmomentes die günstig wirkende Auflast von Pflasterung und Bettung außer acht zu lassen. Eine Lösung, welche das Eigengewicht der Auflast — ähnlich wie bei Winkelstützmauern — mit in Rücksicht zieht, dürfte demnach weniger vorteilhaft erscheinen.

Bei Verbreiterungen von alten Steinbrücken liegen die Verhältnisse ganz ähnlich. Der größere Eisenbahnverkehr bedingt auf fast allen Strecken statt

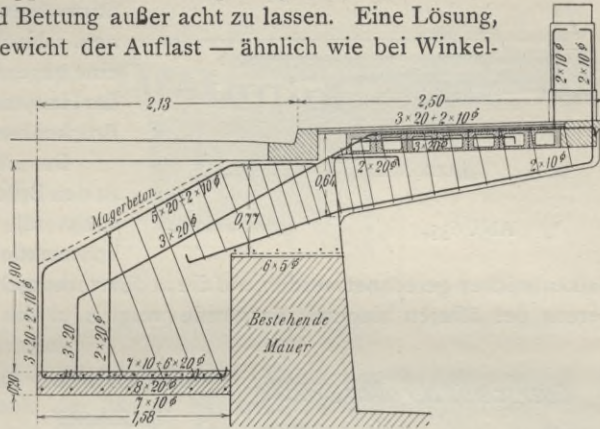


Abb. 631.

des eingleisigen zweigleisigen Betrieb, weshalb sich oftmals an alten, aber sonst noch gut erhaltenen und genügend tragfähigen Steinbrücken Verbreiterungen notwendig machen. Andererseits werden sich auch in vielen Städten ältere Straßenbrücken befinden, deren Breitenverhältnisse dem neuzeitlichen Verkehr nicht mehr gewachsen sind. Auch für diese

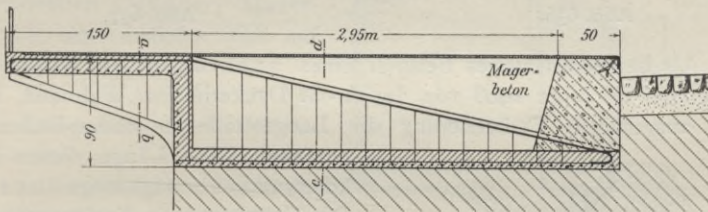


Abb. 632.

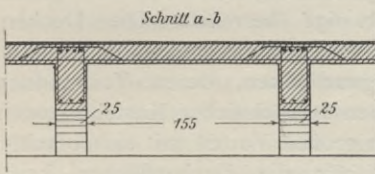


Abb. 633.

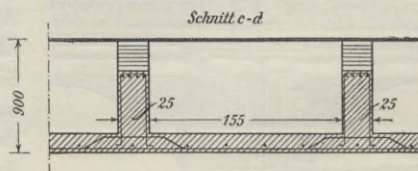


Abb. 634.

Bauausführungen eignet sich der Eisenbeton in vorzüglichster Weise; die Arbeit geht ebenso schnell wie billig vonstatten, und Unterhaltungskosten sind ausgeschlossen. — Den Stützmauern entsprechen hier die beiderseitig vorhandenen Stirnwände. Die alte Brückenbreite kann nach Herstellung der Auskragungen ganz dem Fahrverkehr überlassen werden, während

die Kragkonstruktionen für die neuen Fußsteige bestimmt sind (Abb. 634). Auch hier können sowohl einfache, wie Konsolplatten verwandt werden. Nötigenfalls sind den alten Brückenpfeilern neue Stützkörper in Beton oder Eisenbeton vorzusetzen, um — wie aus Abb. 636 ersichtlich ist — auf die Anbringung besonderer Gegengewichte hinter den

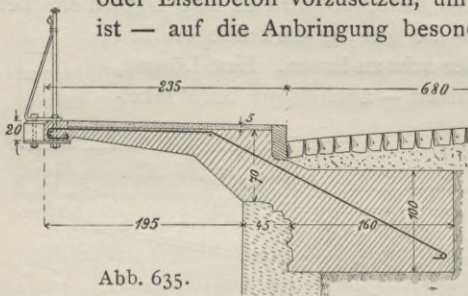


Abb. 635.

Stirnwänden verzichten zu können. Nach Abb. 634 erfolgt eine gegenseitige Verankerung der Hauptrippen über die ganze Brückenbreite hinweg.

Im allgemeinen könnten zu den Brückenverbreiterungen auch alle diejenigen Kragkonstruktionen eisenbewehrter

Balkenbrücken gerechnet werden, auf die in den vorhergehenden Abschnitten bereits des öfteren hingewiesen wurde (vergl. u. a. die Abb. 215, 390, 460)

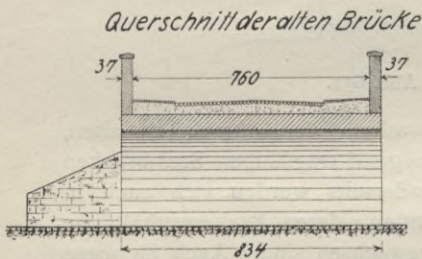


Abb. 636.

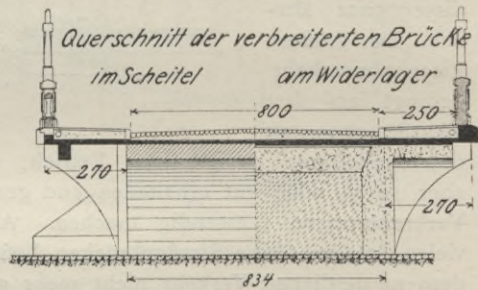


Abb. 637.

Als bemerkenswertes Beispiel eines auskragenden Fußsteiges sei auf die im Jahre 1908 von der A.-G. Dyckerhoff u. Widmann, Karlsruhe, ausgeführte Verbreiterung der Langstraße in Baden-Baden hingewiesen.

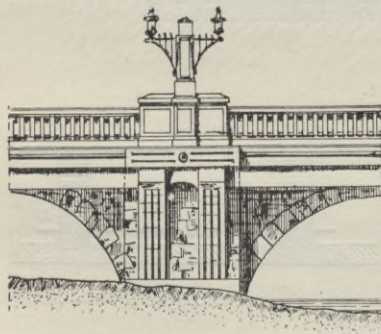


Abb. 638.

Die Länge dieser Kragkonstruktion beträgt insgesamt 107 m. Die Tragrippen, in Entfernungen von 3,35 m angeordnet, sind gemäß Abb. 631 bewehrt. Die Deckenfläche besteht aus aneinandergereihten Siegwartbalken, deren Verwendung neben beträchtlicher Kostenersparnis den großen Vorteil mit sich brachte, daß für die Deckenflächen keine besondere Schalrüstung in das Bett des darunter fließenden Oosbaches eingebaut zu werden brauchte; nur

die Konsolträger mußten abgesprießt werden. Der für die Ueberhängung als Gegengewicht dienende Magerbetonklotz ruht auf horizontalen Fußplatten der Hauptrippen und ist an der Rückseite der Ufermauer in die

Tiefe gezogen worden, um den Straßenkörper möglichst frei für unterirdische Leitungen zu halten.

Eine ähnlich ausgeführte Kragkonstruktion zeigen Abb. 632 bis 634. Bei Verringerung der Masse des Magerbetonklotzes ist hier — gegenüber Abb. 631 — ein größerer Hebelarm gewählt worden.

Abb. 635 zeigt eine konsolartige Straßenverbreiterung in Hanau. Im Gegensatz zu dem vorhergehenden Beispiel hat man es hier mit einer durchgehenden vollen Platte zu tun, deren Kippmoment von einem hinter einer 4 m hohen Mauer gelegenen durchlaufenden Betonblock

aufgenommen wird. Die Stärke der Platte nimmt entsprechend der Momentenlinie nach der Mauer hin stetig zu und erreicht einen Größtwert von 70 cm. Bei Untersuchung der Kippsicherheit wurde die günstig wirkende Auflast von Bettung und Pflasterung unberücksichtigt gelassen. Die Verankerung erfolgt durch 8 Rundeseisen von je 10 mm Durchm. (für 1 m Tiefe). Mischungsverhältnis der Konsolplatte 1 : 2 : 3, des Klotzes 1 : 3 : 4. Die Kosten der 85 m langen Kragausführung einschließlich Geländer, Mauerabbruch usw. beliefen sich auf 7300 Mark.

Aus den Abb. 636 bis 638 ist ein Beispiel für eine Brückenverbreiterung — ebenfalls in Hanau — ersichtlich. Die Breite der alten Brücke (Abb. 636) erwies sich für die Aufnahme des dort herrschenden und immer lebhafter werdenden Wagenverkehrs als nicht mehr ausreichend. Es wurden deshalb eisenbewehrte Kragplatten mit Konsolstützung in Vorschlag gebracht und die Ausführung der Firma Drenckhahn u. Sudhop, Braunschweig, übertragen. Die allgemeine Anordnung dieser Brückenverbreiterung ist aus Abb. 637 ersichtlich; Abb. 638 zeigt die Ansicht eines Brückenpfeilers nach Fertigstellung der Kragkonstruktion. Die Baukosten bei mehr als 100 m Brückenlänge betragen insgesamt 43 200 Mark.

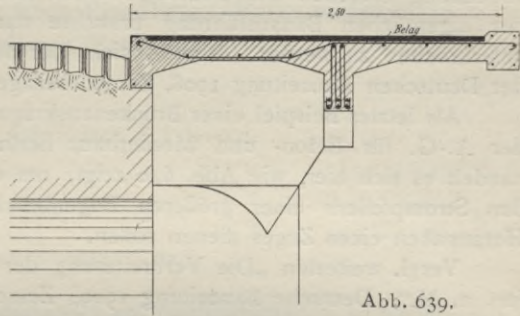


Abb. 639.

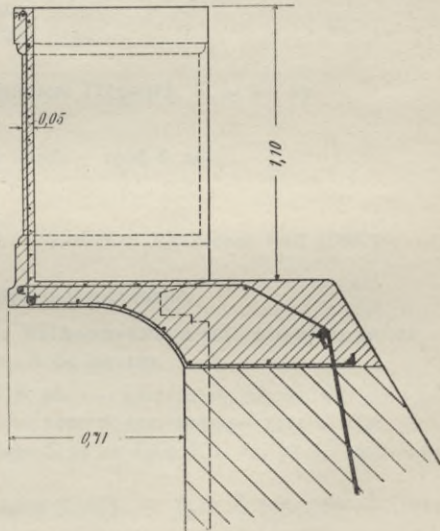


Abb. 640.

Die gemäß Abb. 639 vollzogene Verbreiterung der Amrichen-Brücke in Eisenach bildet eine beachtenswerte Bauausführung der A.-G. Dyckerhoff u. Widmann. Die Fahrbahnbreite betrug früher 4,6, jetzt 6,1 m; die Fußsteigbreite ist von 1 m auf 2,4 m erhöht, die Gesamtbrückenbreite also von 6,6 auf 10,9 m. An Stelle der zuerst vorgesehenen Asphaltabdeckung erhielten die Fußsteige einen Kiesmörtelüberzug. Während der eigentlichen Bauausführung brauchte natürlich der Verkehr nicht unterbrochen zu werden. Eine Ansicht der neugestalteten Brücke ist in der Deutschen Bauzeitung 1908, Zementbeilage Nr. 8 enthalten.

Als letztes Beispiel einer Brückenauskragung sei auf eine Ausführung der A.-G. für Beton- und Monierbau, Berlin, hingewiesen, und zwar handelt es sich hier, wie Abb. 640 zeigt, um erkerartige Ausbauten über den Strompfeilern einer größeren Bogenbrücke, die als Austritt beim Herannahen eines Zuges dienen sollen.

Vergl. weiterhin „Die Verbreiterung der Wilhelmsbrücke in Frankfurt a. M.“, Deutsche Bauzeitung 1909, Zementbeilage S. 37 und „Die Verbreiterung der Klausbrücke in Halle a. d. S.“, Deutsche Bauzeitung 1909, Zementbeilage S. 97.

## Verzeichnis

### von Abhandlungen über Eisenbeton-Balkenbrücken in verschiedenen Fachzeitschriften.<sup>1)</sup>

#### I. Allgemeines, S. 1 bis 27.

- Beton u. Eisen* 1911 S. 174.  
*Zement u. Beton* 1909 S. 644.  
*Armierter Beton* 1910 S. 367.  
*Deutsche Bauzeitung* 1911 Zementbeilage S. 89.

#### II. Durchlässe, Ueberdeckungen und Plattenbrücken, S. 27 bis 64.

- Beton u. Eisen* 1905 S. 221 — 1906 S. 187, 199, 315 — 1907 S. 89, 92, 118, 146  
 — 1910 S. 266.  
*Zement u. Beton* 1905 S. 302 — 1906 S. 311, 357 — 1908 S. 313, 457 — 1909 S. 353  
 — 1910 S. 695, 704 — 1911 S. 116.  
*Armierter Beton* 1908 S. 233 — 1910 S. 400.  
*Zentralblatt der Bauverwaltung* 1907 Nr. 51 — 1908 Nr. 25, 39.  
*Schweizerische Bauzeitung* 1908 Nr. 9.  
*Deutsche Bauzeitung* 1911 Zementbeilage S. 90.

#### III. Brückentafeln auf eisernem Tragwerk, S. 64 bis 69.

- Beton u. Eisen* 1905 S. 16, 221.  
*Zement u. Beton* 1905 S. 238 — 1906 S. 28 — 1908 S. 281.  
*Armierter Beton* 1910 S. 135.  
*Zeitschrift für Tiefbau* 1911 S. 258.  
*Oesterreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst* 1907 Heft 50.

#### IV. Vollwandige Balkenbrücken.

##### A. Beiderseits frei aufliegende Balkenbrücken mit obenliegender Fahrbahn, S. 69 bis 129.

- Beton u. Eisen* 1905 S. 113 — 1906 S. 98 — 1907 S. 20, 38, 62, 68 — 1908  
 S. 286 — 1909 S. 258, 285, 335 — 1910 S. 124, 295 — 1911 S. 412.  
*Deutsche Bauzeitung* 1904, Zementbeilage S. 33 — 1905 S. 1, 25, 33 — 1907 S. 61  
 — 1909 S. 63 — 1911 S. 90.  
*Zement u. Beton* 1907 S. 10, 82 — 1909 S. 653 — 1910 S. 665, 760 — 1911  
 S. 121, 173.  
*Eisenbeton* 1907 S. 217, 225, 243, 257.  
*Armierter Beton* 1909 S. 107 — 1910 S. 218.  
*Zeitschrift für Architektur u. Ingenieurwesen*, Hannover 1907 Nr. 6.  
*Oesterreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst* 1907 Heft 52.  
*Zeitschrift für Tiefbau* 1905 Nr. 6 — 1906 Nr. 1.  
*Deutsche Technikerzeitung* 1907 S. 169.

<sup>1)</sup> Abgeschlossen zu Anfang März 1912.

B. Beiderseits frei aufliegende Balkenbrücken mit untenliegender (versenkter) Fahrbahn, S. 129 bis 146.

*Beton u. Eisen* 1906 S. 140, 164, 197 — 1907 S. 174 — 1910 S. 14, 159, 388, 390 — 1911 S. 12, 240, 277.

*Deutsche Bauzeitung* 1906, Zementbeilage S. 60 — 1911 S. 91.

*Zement u. Beton* 1906 S. 183 — 1911 S. 122, 146, 173.

*Eisenbeton* 1910 S. 155.

*Beton- u. Eisenkonstruktionen* 1910 S. 128.

C. Beiderseits fest eingespannte Balkenbrücken und Rahmenträger, S. 146 bis 152.

*Beton u. Eisen* 1905 S. 299 — 1906 S. 117, 287, 308 — 1907 S. 62, 89, 118, 164 — 1910 S. 126 — 1911 S. 2.

*Deutsche Bauzeitung* 1905, Zementbeilage S. 49.

*Zement u. Beton* 1907 S. 482 — 1911 S. 85, 125.

*Armierter Beton* 1910 S. 204, 206.

D. Balkenbrücken über mehrere Oeffnungen, aus einfachen, Krag- oder Gelenkträgern bestehend, S. 152 bis 165.

*Beton u. Eisen* 1907 S. 68, 131 — 1909 S. 359 — 1910 S. 365, 387.

*Deutsche Bauzeitung* 1905, Zementbeilage S. 9 — 1909 S. 61 — 1912 S. 1.

*Zement u. Beton* 1908 S. 103 — 1909 S. 90, 402 — 1910 S. 31, 663 — 1911 S. 111, 237.

*Oesterreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst* 1910 S. 379.

*Schweizerische Bauzeitung* 1911 S. 238.

E. Durchlaufende (kontinuierliche) Balkenbrücken auf mehreren Stützen, S. 165 bis 202.

*Beton u. Eisen* 1908 S. 272, 285, 311, 317, 389, 395 — 1909 S. 42 — 1910 S. 3, 68, 198, 387 — 1911 S. 240, 262, 277, 296, 313 — 1912 S. 26, 50.

*Deutsche Bauzeitung* 1907, Zementbeilage S. 54, 88 — 1908 S. 57, 61 — 1911 S. 1, 77, 91, 101, 147, 185 — 1912 S. 2.

*Zement u. Beton* 1905 S. 99 — 1907 S. 253 — 1908 S. 292, 497, 692 — 1909 S. 305, 402, 562.

*Armierter Beton* 1908 S. 101 — 1909 S. 47, 358 — 1910 S. 204, 218 — 1911 S. 17, 50.

*Eisenbeton* 1907 S. 40, 52, 85, 97, 241 — 1908 S. 66, 77, 123 — 1909 S. 128 — 1910 S. 155, 157.

*Zentralblatt der Bauverwaltung* 1909 S. 228.

*Beton- u. Eisenkonstruktionen* 1910 S. 125, 128.

V. Transport- und Verladebrücken, Hochbahnen, Landungsstege, S. 202 bis 207.

*Beton u. Eisen* 1906 S. 12, 30 — 1907 S. 88 — 1908 S. 33, 259 — 1909 S. 189 — 1910 S. 329.

*Zement u. Beton* 1905 S. 84 — 1906 S. 275 — 1907 S. 134.

*Eisenbeton* 1907 S. 40, 52 — 1908 S. 5.

*Deutsche Bauzeitung* 1912, Zementbeilage S. 3.

*Armierter Beton* 1910 S. 325 — 1911 S. 48, 221.

*Beton- u. Eisenkonstruktionen* 1910 S. 124.

**VI. Ueberdachte Brückengänge, S. 207 bis 213.**

- Beton u. Eisen* 1908 S. 270 — 1911 S. 46, 196.  
*Armierter Beton* 1908 S. 277 — 1911 S. 280, 431.  
*Zement u. Beton* 1909 S. 5.

**VII. Brückenkanäle, Ueberführungen von Rohr- und Kabelleitungen,  
S. 213 bis 217.**

- Beton u. Eisen* 1905 S. 129 — 1907 S. 68, 145, 221 — 1909 S. 195 — 1910 S. 251.  
*Zement u. Beton* 1905 S. 175 — 1908 S. 449, 577.  
*Armierter Beton* 1908 S. 159.  
*Zeitschrift für Tiefbau* 1912 S. 50.

**VIII. Fachwerkbrücken.**

Dreieckfachwerke, S. 220 bis 227.

- Beton u. Eisen* 1905 S. 45, 257 — 1906 S. 200, 220 — 1907 S. 38 — 1909 S. 83,  
 178 — 1910 S. 345.  
*Deutsche Bauzeitung* 1906, Zementbeilage S. 53.  
*Zement u. Beton* 1905 S. 72 — 1908 S. 533 — 1910 S. 584.

Pfostenfachwerke, S. 217 bis 220.

- Beton u. Eisen* 1905 S. 134 — 1906 S. 140, 164, 197, 244, 247, 276, 281 — 1907  
 S. 224 — 1908 S. 5, 75, 132, 208 — 1911 S. 240.  
*Deutsche Bauzeitung* 1905, Zementbeilage S. 65 — 1907 S. 71.  
*Zement u. Beton* 1908 S. 293 — 1909 S. 403.  
*Armierter Beton* 1908 S. 277 — 1911 S. 218.  
*Eisenbeton* 1908 S. 3, 68.

Berechnungen von Pfostenfachwerken, S. 223.

- Beton u. Eisen* 1907 S. 252, 280, 312 — 1908 S. 273 — 1909 S. 336, 362 —  
 1910 S. 33.  
*Armierter Beton* 1908 S. 91, 133 — 1910 S. 208, 240, 285, 422.  
*Zement u. Beton* 1910 S. 815.  
*Zeitschrift für Bauwesen* 1909 Heft X bis XII.  
*Zeitschrift für Architektur u. Ingenieurwesen* 1905 Heft 1 — 1909 Heft 4.  
*Eisenbeton* 1908 S. 2.  
*Zentralblatt der Bauverwaltung* 1907 S. 558.

**IX. Ebene Fahrbahntafeln für Bogenbrücken, S. 227 und 228.**

- Beton u. Eisen* 1905 S. 6 — 1906 S. 162, 301 — 1907 S. 5, 31 — 1908 S. 167.  
*Deutsche Bauzeitung* 1904, Zementbeilage S. 41 — 1907 S. 10, 67, 91.  
*Zement u. Beton* 1906 S. 37 — 1908 S. 325.  
*Armierter Beton* 1908 S. 303 — 1910 S. 60 — 1912 S. 115.  
*Eisenbeton* 1908 S. 137.

**X. Straßen- und Brückenverbreiterungen, S. 228 bis 232.**

- Beton u. Eisen* 1908 S. 210.  
*Deutsche Bauzeitung* 1907, Zementbeilage S. 75 — 1908 S. 53, 107 — 1909 S. 37, 97.  
*Armierter Beton* 1908 S. 154 — 1912 S. 117.  
*Zeitschrift für Tiefbau* 1909 S. 9 — 1910 S. 105.

## Verzeichnis fachwissenschaftlicher Werke.

Handbuch für Eisenbetonbau, 2. Auflage, Berlin 1911.

Zweiter Band, VII. Kapitel: Schalung bei Balkenbrücken.

Fünfter Band, VII. Kapitel: Aquadukte und Kanalbrücken.

Sechster Band, I. Kapitel: Balkenbrücken.

III. Kapitel: Die Anwendungen des Eisenbetons im Eisenbrückenbau.

Siebenter Band, I. Kapitel: Eisenbetonbalkenbrücken für den Eisenbahnbau.

Foerster, Balkenbrücken in Eisenbeton, Leipzig 1908.

Tédesco, Recueil de Types de Ponts pour Routes en ciment armé (Texte et Atlas), Paris 1907.

Schönhöfer, Haupt-, Neben- und Hilfsgerüste im Brückenbau, Berlin 1911.

Nowak, Der Eisenbetonbau bei den neuen, von der k. k. Eisenbahndirektion ausgeführten Bahnlinien Oesterreichs, Berlin 1907.

Kommerell, Tafeln für Eisenbahnbrücken aus einbetonierten Walzträgern, Berlin 1911.

Beton-Kalender, Berlin 1912.

Hütte des Bauingenieurs, 21. Auflage, Berlin 1911.

Von demselben Verfasser ist erschienen:

**Zweite Auflage.**

**Teil II:**

**Oktober 1909.**

### **Bogenbrücken**

Mit 466 Textabbildungen.

Preis geheftet 5,20 Mk., gebunden 6 Mk.

Fernfer

## **DER EISENBETONBAU**

Ein Leitfaden für Schule und Praxis

**Teil I:**

### **Ausführung und Berechnung der Grundformen**

Achte vollständig neubearbeitete Auflage.

Mit 195 Textabbildungen.

1911.

Preis gebunden 4,40 Mark.

**Teil II:**



### **Anwendungen im Hoch- und Tiefbau**

Sechste verbesserte Auflage.

Mit 467 Textabbildungen.

1912.

Preis gebunden 4 Mark.

 **Bei zahlreichen Lehranstalten eingeführt.** 





No. 90

S-96



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-2543

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-349192

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000308651

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297315