

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



2393

L. inw. ....

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297282

# Praxis und Theorie

## Eisenbetons.

von  
Paul Göddel

Bauingenieur.

*Handwritten:* 22. 27. 1905



BERLIN 1905

VERLAG VON VERBUNDWERKE-GESAMTUNION U. S. W. BERLIN

xxx

100



*Als Beiträge zum Festschrift, Zusammenh. d. Leben" gedenkwoch.*

Die  
**Praxis und Theorie**  
des  
**Eisenbetons.**

Von  
**Paul Gödel**  
Bauingenieur.

*F. Nr. 27925*



BERLIN 1908.

VERLAG DER TONINDUSTRIE-ZEITUNG G. m. b. H., BERLIN NW 21.

*2122*

xxx  
100

*Handwritten text at the top of the page, mostly illegible.*

**BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW**

**II 2393**

*Handwritten signature or initials, possibly "K. K."*

**Akc. Nr. 1341/49**

# Inhalts-Verzeichnis.

Vorwort . . . . .	Seite 1
-------------------	------------

## I. Teil. Praxis des Eisenbetonbaues.

	Seite		Seite
Einleitung . . . . .	3	II. Die Einführung und Entwicklung der Eisenbetonbauweise in Deutsch- land, erster Zeitabschnitt . . . . .	11
Geschichtliche Entwicklung des Eisen- betonbaues . . . . .	5	zweiter Zeitabschnitt . . . . .	13
I. Die Anfänge der Eisenbetonbau- weise in Frankreich . . . . .	5	dritter Zeitabschnitt . . . . .	15

## Die hauptsächlichsten Eisenbetonbauweisen.

### A. Hochbau.

	Seite		Seite
1. Decken-Bauweisen.		c. Balkendecken (Selbsttragende Decken).	
a. Gerade Decken (Zwischenplatten).		Allgemeines . . . . .	
Allgemeines . . . . .	18	Die Möller'sche Bauweise . . . . .	53
Die Monier'sche Bauweise . . . . .	22	" Pohlmann'sche Bauweise . . . . .	54
" Zöllner'sche         " . . . . .	22	" Hennebique'sche Bauweise . . . . .	55
" Wayß'schen Bauweisen . . . . .	23	" Ast & Co. Bauweise . . . . .	58
" Koenen'sche Bauweise . . . . .	24	" Locher & Co. Bauweise . . . . .	58
" Matrai'sche         " . . . . .	25	d. Decken aus fertigen Balken.	
" Bramigk'sche       " . . . . .	28	Die Herbst'sche Bauweise . . . . .	59
" Müller'sche         " . . . . .	28	" Siegart'sche         " . . . . .	60
" Ebert'sche         " . . . . .	29	" Visintini'sche       " . . . . .	61
" Habrich'sche       " . . . . .	30	" Thruß'sche         " . . . . .	64
" Streckmetall-Bauweise . . . . .	31	" Franke'sche         " . . . . .	66
" Dietrichkeit'sche Bauweisen . . . . .	31	" Pötsch Bauweise . . . . .	67
" Lolat'sche Bauweise . . . . .	33	" Opelt & Hennersdorf'sche Bauweise . . . . .	68
" Eggert'sche         " . . . . .	37	2. Säulen-Bauweisen.	
" Zöllner'sche       " . . . . .	38	Allgemeines . . . . .	69
" Ruhl'schen Bauweisen . . . . .	39	Die Wayß'sche Bauweise . . . . .	70
" Wolle'sche Bauweise . . . . .	41	" Hennebique'sche Bauweise . . . . .	70
" Ramisch-Bauweise . . . . .	42	" Visintini'sche Bauweise . . . . .	70
b. Gewölbte Decken.		" Matrai'sche         " . . . . .	71
Allgemeines . . . . .	43	" Streckmetall-Bauweise . . . . .	72
Die Monier'sche Bauweise . . . . .	45	" Margueß-Bauweise . . . . .	72
" Koenen'sche       " . . . . .	46	3. Treppen-Bauweisen.	
" Melan'sche         " . . . . .	47	Allgemeines . . . . .	73
" Streckmetall-     " . . . . .	48	Die Monier'sche Bauweise . . . . .	73
" Drahtziegel-     " . . . . .	49	" Streckmetall-Bauweise . . . . .	74
" Rabitz-           " . . . . .	49	" Lolat'sche Bauweise . . . . .	75
" Golding'sche     " . . . . .	49	" Hennebique'sche Bauweise . . . . .	76
" Eggert'sche       " . . . . .	50	" Kuhlmeier'sche     " . . . . .	76
		" Eggert'sche         " . . . . .	77
		" Visintini'sche     " . . . . .	78

**B. Tiefbau.**

1. Brücken-Bauweisen.		2. Rohr-Bauweisen.	
	Seite		Seite
Allgemeines . . . . .	79	Die Maciachini'sche Bauweise . . . . .	85
Die Monier'sche Bauweise . . . . .	80	„ Visintini'sche „ . . . . .	85
„ Melan'sche „ . . . . .	81		
„ Ribéra'sche „ . . . . .	82		
„ Wünsch'sche „ . . . . .	82		
„ Möller'sche „ . . . . .	83		
„ Hennebique'sche Bauweise . . . . .	83		
„ Lolat'sche Bauweise . . . . .	85		

**II. Teil. Theorie der Eisenbetonausführungen.**

	Seite		Seite
Geschichtliche Entwicklung der Eisenbetontheorie in Deutschland . . . . .	92	Fundamente, welcher von einer wahren Kraft beansprucht wird, nebst Zahlenbeispiel . . . . .	140
Statische Berechnungen.			
I. Entwicklung von Berechnungsweisen . . . . .	100	Statische Berechnung einer Einfriedigung aus Eisenbeton als Zahlenbeispiel . . . . .	144
Das Hooke'sche Gesetz . . . . .	100	Statische Berechnung einer Schwimmhalle aus Eisenbeton . . . . .	146
Die Biegefestigkeit . . . . .	102	Preisberechnung von Eisenbetonplatten	151
1. Einleitung . . . . .	102	Die Grundformeln zur Berechnung schwach gekrümmter Bögen aus Eisenbeton . . . . .	153
2. Grundformeln der Biegefestigkeit . . . . .	104	Untersuchung eines Brückengewölbes mit drei Gelenken . . . . .	160
Ueber Gewölbewirkung bei Eisenbeton	107	Berechnung flacher Massivbogen bezw. Gewölbe . . . . .	171
Ueber Schub- und Gleitspannungen bei Eisenbeton-Trägern . . . . .	110	I. Bögen bezw. Gewölbe aus reinem Beton . . . . .	171
Die Berechnung der Eisenbetonplatte . . . . .	112	II. Bögen bezw. Gewölbe aus Eisenbeton	175
Die Berechnung der Plattenbalken aus Eisenbeton . . . . .	124	Bestimmung der Wandstärke von Durchlaßröhren aus Stampfbeton . . . . .	180
Die Berechnung von Säulen aus Eisenbeton . . . . .	129	Statische Berechnung einer Betonbrücke mit flachem Kreisbogen, bei der Zugspannungen nicht vorkommen sollen . . . . .	186
II. Anwendungen der Berechnungsweisen . . . . .	134	Genauere Berechnung des einfach gekrümmten Stabes aus Eisenbeton . . . . .	192
Bestimmung von zuverlässigen Formeln zur Berechnung von sich selbst tragenden und mit Nutzlast versehenen Wänden aus Eisenbeton . . . . .	134		
Bestimmung der Tiefe eines Stabes in			

**Anhang.**

	Seite		Seite
Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten, erlassen vom Kgl. Preuß. Minister der öffentlichen Arbeiten, 24. Mai 1907 . . . . .	212	Zahlentafel für $\overline{\text{T}}$ -Eisen . . . . .	232
Auszug aus den „Vorläufigen Leitsätzen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“ . . . . .	230	Zahlentafel für $\overline{\text{I}}$ -Eisen . . . . .	233
Zahlentafel für Rundeisen . . . . .	231	Eigengewicht einiger Baustoffe in kg für 1 cbm oder 1 qm . . . . .	233
		Fußbodenbelastungen . . . . .	234
		Griechisches Alphabet . . . . .	234
		Quellenverzeichnis . . . . .	234
		Tabellen frei aufliegender Eisenbetonplatten . . . . .	235

**Sach-Register.**

## Vorwort.

---

**D**as Fehlen eines wissenschaftlich geschriebenen, für Studierende an technischen Schulen brauchbaren Lehrbuches über Eisenbeton, ist seit langem schmerzlich empfunden worden. Ich beschloß daher, nachdem mir auch mehrmals diesbezügliche Anregungen gegeben wurden, die bisher auf dem Gebiete des Eisenbetons entstandenen praktischen Bauweisen und theoretischen Fortschritte zu sammeln und in Form eines Lehrbuches für Studierende an technischen Schulen und zum Selbstunterrichte zu veröffentlichen.

Der erste Teil des vorliegenden Buches ist der Praxis, der zweite Teil der Theorie gewidmet.

Die Entwicklung der Eisenbetonausführungen soll durch das Studium gewisser Hauptgruppen und Hauptbewegungen den Grundriß der deutschen Geschichte über Eisenbeton der letzten Hälfte des 19. Jahrhunderts geben. Was ich darstellen will, ist eine geschichtliche Bewegung, welche einer bestimmten Literatur Form und Charakter gegeben hat.

Der erste Abschnitt beginnt mit der eigentlich französischen Erfindung des Eisenbetons und seiner ersten Entwicklung in Frankreich. Im zweiten Abschnitt, der der deutschen Baugeschichte angehört, ist die Entwicklung im stetigen Steigen begriffen, bis sie jetzt in der Gegenwart zu einer bedeutenden Vervollkommnung gelangt ist.

Der folgende Abschnitt behandelt die wichtigsten und neuesten Eisenbetonbauweisen, die in der Gegenwart das Baufach beherrschen. Ich habe diese in ihrem Wesen einzeln geschildert und ihre Grundzüge erläutert, teilweise mit Rücksicht auf ihre Gegenüberstellung in wirtschaftlicher Beziehung oder ihrer sonstigen Vorzüge. Dennoch habe ich die Wichtigkeit dieses Gebietes im Auge behalten, umsomehr, da es in Zukunft noch an Bedeutung gewinnen wird.

Der weitere Abschnitt führt dem Leser mannigfaltige Anwendungsbeispiele der einzelnen Eisenbetonbauweisen vor, die sämtlich der Praxis entnommen sind.

Hieran schließt sich der zweite Teil des Buches, welcher sich mit der Theorie befaßt.

Ihre geschichtliche Entwicklung streift nochmals die der Praxis und ist in gleicher Form wiedergegeben. Sie beginnt mit den Arbeiten Koenens, des ersten Forschers auf diesem Gebiete, die in jenen Zeitabschnitt fallen, in welchem der Grundstein der gesamten Eisenbetontheorie gelegt wurde. Der folgende Zeitabschnitt ist allgemein eine stetige Entwicklung gewesen; namentlich in den letzten Jahren, welche Namen, wie Melan, Ostenfeld, Barkhausen, Thullie, v. Emperger, Ramisch u. a. aufweist, war der Fortschritt ganz bedeutend. Das Ende dieses jüngsten Zeitabschnittes ist der April des Jahres 1904, welche Zeit man als einen historischen

Wendepunkt und infolgedessen als einen vorläufigen Abschluß bezeichnen kann, bis wohin ich dem Entwicklungsgange zu folgen beabsichtige.

Im nächsten Absatz werden die in den preußischen „Bestimmungen für die Ausführung in Eisenbeton bei Hochbauten“ gegebenen Formeln entwickelt und durch eine große Reihe von Beispielen und Bemerkungen erläutert. Daran knüpfen sich noch verschiedene Rechnungsarten besonderer Bauweisen an, um die etwas schwierige Theorie dem Verständnisse möglichst leicht zugänglich zu machen, wobei ich natürlich nicht unterlassen habe, jedesmal die preußischen Bestimmungen, bezw. die „Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“ zu beachten.

Hieran reihen sich als Anhang zu dem Buche „Tabellen zur Entnahme der Querschnittsabmessungen und Gewichte von Eisenbetonplatten bei gegebenem Moment“. Diese sind eingerichtet für Spannungen  $\sigma_a = 1000$ ,  $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$  und  $\sigma_a = 1200$ ,  $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ , so daß sie sowohl den entsprechenden preußischen als auch sächsischen Bestimmungen genügen.

Gerade die Theorie des Eisenbetons spielt gegenwärtig die allein maßgebende Rolle für die ganze Weiterentwicklung der neuesten Bauweise. Von ihr wird es abhängen, welche neuen Bauweisen der Eisenbetonbau zeitigen und welche neue Bahnen er einschlagen wird.

Bei der Bearbeitung aller Teile des vorliegenden Lehrbuches war es mein Bestreben, die Darbietungen auf den Grundlagen des gegenwärtigen Standes der Praxis und der Theorie aufzubauen, und zwar nicht nur deshalb, weil die fortschreitende Forschung vieles und vielerlei berichtigt, ehemals als feststehend Angesehenes umstürzt und das Urteil über Geschehnisse verändert, sondern auch, weil sich in dieser Technik noch neue Bahnen erschließen werden.

Um den Inhalt des Buches leicht verständlich zu machen, sind dem Text an passender Stelle Handzeichnungen und Abbildungen beigelegt.

Die immer mehr zunehmende Verbreitung des Eisenbetonbaues, dessen hohe wirtschaftliche Bedeutung von Tag zu Tag in immer weiteren Kreisen erkannt wird, macht zur Pflicht, daß sich jeder Ingenieur und Bautechniker, dem es mit seinem Berufe ernst ist, mit der geschichtlichen Entwicklung, mit den Grundsätzen und Arten, und insbesondere mit der Theorie vertraut machen und so dieser Bauweise immer größere Aufmerksamkeit widmet.

Möge deshalb das vorstehende Buch sich bei den Fachgenossen einer willkommenen Aufnahme erfreuen! Ich bin mir wohl bewußt, daß bei der Größe des behandelten Gebietes und der Schwierigkeit, alle Ausführungen auf praktischem wie auf theoretischem Gebiete zu beherrschen, die Arbeit nicht frei von Lücken sein kann; diese zu beseitigen und stets das Neueste und Beste auf diesem Gebiete zu bringen, wird die vornehmste Aufgabe weiterer Bearbeitungen sein.

**Paul Göldel**, Bau-Ingenieur,  
Dresden.

# I. Teil.

## Praxis der Eisenbetonausführungen.

### Einleitung.

**U**nter Eisenbetonbauten verstehen wir solche Bauweisen, bei denen Eisen in Beton derartig eingebettet ist, daß beide Baustoffe bei äußerer Beeinflussung ihre statischen Wirkungen gemeinsam ausüben können, und zwar dergestalt, daß das Eisen Zugspannungen, der Beton dagegen Druckspannungen aufnimmt.

Mit der Einführung des Eisenbetons begann das gesamte Bauwesen in einen neuen Entwicklungsabschnitt zu treten. Als der Gedanke verwirklicht wurde, Zementbeton mit Eisen zu verbinden, um die Festigkeit des ersteren wesentlich zu erhöhen, hegten anfangs die meisten Baufachleute gegen die neue Bauweise gewisses Mißtrauen. Jedoch bald nach den einfachsten Versuchsausführungen, die von den besten Erfolgen begleitet waren und viel zur Vervollkommnung dieser Bauweise beitrugen, erregte diese die Aufmerksamkeit der Fachleute in hohem Maße, und die Anwendungen derselben nahmen von Tag zu Tag an Zahl und Bedeutung zu.

Die vielen Vorteile der Eisenbetonbauweise gegenüber anderen Bauweisen fallen dem Fachmann, insbesondere aber dem Architekten sofort ins Auge, denn ihm ist damit ein Baustoff gegeben, der sich allen architektonischen Formen und allen Verwendungsarten geschmeidig anpaßt. Er ermöglicht dem Architekten eine organische Verbindung der einzelnen Gebäudeteile, wie die Herstellung der Pfeiler der Außenwände, der darüber befindlichen weitgespannten Träger zur Aufnahme der Mauerlasten und schließlich noch der hinter denselben beginnenden massiven Decke aus einem einheitlichen Baustoffe, was zur Folge hat, daß alle Gebäudeteile, die mehr oder weniger im Zusammenhange stehen, eine vollständig feste Masse bilden. Dabei sieht man nichts von der Schwerfälligkeit des Mauerwerks oder der nackten Steifheit der Eisenbauten. Der Eisenbeton ersetzt die beiden Baustoffe mit ersichtlichem Vorteil, er läßt sich jedem Baustile anpassen, denn er kann künstlerisch und zugleich tragend zur Geltung gebracht werden.

Weitere Vorteile dieser Bauweise sind darin zu erblicken, daß bei ihr alle Unterhaltungskosten gegenüber Holz- und Steinausführungen wegfallen, und daß weiter eine unbedingte Schwamm- und Feuersicherheit gewährleistet ist.

Je nach der dem Eisen im Betonkörper zukommenden Aufgabe unterscheidet man zwei Gruppen:

I. Beton-Eisenbauten oder Betonbauten mit Eisengerippen, in welchen das Eisen allein die statisch maßgebende Rolle spielt.

II. Eisen-Betonbauten, die früher als armierte Betonbauten bezeichnet wurden.

In den Bauweisen der ersten Gruppe tritt das Eisen, ebenso wie bei Eisenfachwerksbauten, in vollkommen statisch selbsttragenden Formen auf, deren Abmessungen gewöhnlich auch so bestimmt sind, daß sie die zulässigen Lasten gegebenenfalls allein, wenn auch mit verringerter Sicherheit tragen können. Obwohl auch in diesen Fällen der Beton mitträgt, so ist doch seine Hauptaufgabe darin zu suchen, daß er als Füllstoff die Versteifung der Eisenträger besorgt, außerdem durch seine geringe Elastizität die Lastübertragung auf das ganze Gerippe sichert und dem Eisen als Schutz gegen Rost, Feuer und Wärmeschwankungen dient.

In der zweiten Gruppe spielen Eisen und Beton eine gleich maßgebende Rolle. Während man im ersten Falle keinen Beton von vorzüglicher Güte bedarf, ist hier dagegen ein solcher unbedingt notwendig und für die Sicherheit des Bauwerkes von entscheidender Bedeutung. Da beide Baustoffe, sowohl das Eisen, als auch der Beton als Baukörper bei äußerer Beeinflussung gemeinsam zur statischen Wirkung gelangen, so muß die Ausführung derartiger Arbeiten nicht nur im allgemeinen eine gute sein, sondern sie muß in allen Teilen gleichmäßig gut sein und insbesondere muß das Eisen seine rechnermäßige Lage erhalten.

In beiden Fällen ist eine leichte Rostbildung am Eisen vor der Verwendung keinesfalls schädlich, sondern nach den bisherigen Erfahrungen als förderlich zur Erzielung der nötigen Klemmfestigkeit erwiesen. Dagegen ist Schmutz und Fett stets zu beseitigen, da beide für die innige Verbindung des Eisens und Mörtels sehr hinderlich sind. Für die Ausführung soll, zur Erhaltung der rostschtzenden Eigenschaft und insbesondere zum Schutz des Eisens gegen die Einwirkungen von Feuer, die Deckung der Eiseneinlagen wenigstens 1 cm betragen.

Die hauptsächlichsten Anwendungsgebiete sind:

Im Hochbau alle biegungsfesten Eisenbeton-Bauweisen, also Eisenbetondecken, Balken und Säulen.

Im Tiefbau dagegen kommen in erster Linie alle druckfesten Eisenbetonbauweisen als Gewölbe, Platten, Säulen und Röhren in Betracht.

Von diesen beiden Klassen weisen die biegungsfesten Bauweisen die mannigfaltigsten Anordnungen der Eiseneinlagen auf. Ordnet man sie in diesem Sinne, so lassen sich drei Gruppen unterscheiden, und zwar:

I. Gruppe: Die Eiseneinlagen befinden sich nur auf der Zugseite und sind mit der Druckseite des Querschnittes durch keine Eisenteile verbunden (Bauweise Monier, Möller, Herbst und ähnliche).

II. Gruppe: Eiseneinlagen befinden sich nur auf der Zugseite, sind aber mit dem gedrückten Teile des Querschnittes durch Eisenteile verbunden, welche berufen sind, die Scherkräfte aufzunehmen (Bauweise Hennebique, Ast & Co. und ähnliche).

III. Gruppe: Eiseneinlagen liegen auf der Zug- und Druckseite und sind ebenfalls durch Eisen miteinander verbunden (Bauweise Bramigk, Visintini und ähnliche).

---

# Geschichtliche Entwicklung des Eisenbetonbaues.

## I. Die Anfänge des Eisenbetonbaues in Frankreich.

Die eigentliche Erfindung des Eisenbetons stammt aus Frankreich. Schon im Jahre 1850 war man sich daselbst bewußt, daß Eiseneinlagen die Festigkeit des Betons erhöhen. In dasselbe Jahr fallen wahrscheinlich auch die ersten praktischen Versuche, die erste Anwendung von Eisenbeton für Tragwände in einigen Hüttenwerken Carcès' (Departement Var, Frankreich), die urkundlich dem Franzosen Lambot zuzuschreiben sind. Diese Tragwände bestanden einfach aus dünnen Eisenstäben, die von Zementmörtel umschlossen waren. So benutzte schon damals Lambot Eisenbeton zu baulichen Anlagen, freilich in dem ursprünglichsten Sinne. Im Jahre 1854 wurde von ihm der Gedanke verwirklicht, das Holz im Schiffbau durch Planken aus Eisenbeton zu ersetzen, die durch eine auf ein Eisennetz aufgelegte Mörtelschicht hergestellt wurden. Der erste so hergestellte Kahn, der in Bild 1\*)

nebenstehend wiedergegeben und noch heute als Ausstellungsschaustück im Park von Miraval zu sehen ist, erweckte auf der ersten Weltausstellung in Paris (1854) allgemeine Aufmerksamkeit, obwohl im eigentlichen Sinne der Eisenbeton zu diesem Zwecke nicht geeignet erscheint.

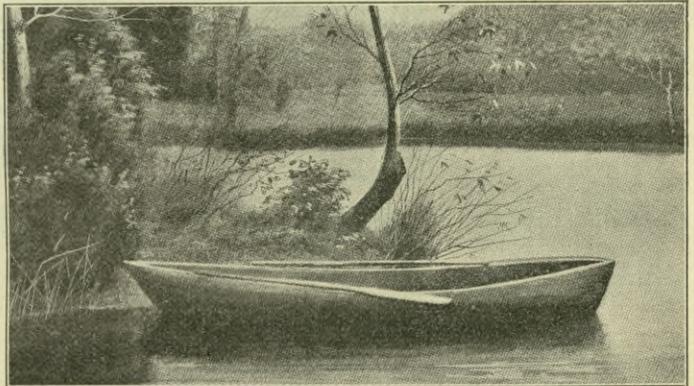


Bild 1.

Auch Malot, ein Zeitgenosse Lambot's, beschäftigte sich mit diesem Grundgedanken, den er der großen Einfachheit wegen garnicht einmal für patentfähig hielt.

Ihm folgte bald der Ingenieur Fr. Coignet, welcher 6 Jahre später in seinem Schriftchen „Bétons agglomérés à l'art de construire“ auf die gemeinsame Verwendung von Beton und Eisen hinwies und sie zur Ausführung von Decken, Wänden usw. empfahl. So fand schon zu damaliger Zeit der Eisenbeton im Bau-

\*) Dieses, sowie Bild 3, 4, 5, 6, 7 und 8 verdanken wir der Liebenswürdigkeit des Herrn Kais. Baurat Dr. Fritz Emperger, bezw. des Verlages von „Beton und Eisen“.

wesen eine gewisse Anwendung. Alle diese Verwendungsarten aus jener Zeit lassen jedoch deutlich erkennen, daß sich niemand über die Wirkung und das Wesen des Eisenbetons bewußt war, was zur Folge hatte, daß die Erfindung keine weitere Verbreitung gewann.

Erst seit dem Auftreten des Franzosen Joseph Monier fand der Eisenbetonbau größeres Ansehen, und von dieser Zeit an hat er sich stetig weiter entwickelt und vervollkommenet, weshalb man auch die Erfindung des Eisenbetons oft ihm zuge-



*J. Monier*

Bild 2.

geschrieben hat, obgleich er nur den von früheren Erfindern gegebenen Grundgedanken benutzt und zu verwerten wußte.

Joseph Monier (Bild 2) wurde am 8. November des Jahres 1823 in Saint Quentin la Poterie, Departement Gard in Südfrankreich geboren. Er war von Beruf Gärtner in Paris und befaßte sich hauptsächlich mit der Herstellung der für die Ausübung seines Handwerks nötigen Kübel und tragbaren Behälter. Schon damals verwandte er dazu Beton und Zement, weil er die Vorzüge dieser Baustoffe dem Holz und Blech gegenüber erkannt hatte. Da Monier auch den Eisenbeton kannte,

den Lambot für Bauten und Malot für sein Schiff verwendet hatte, kam er auf den Gedanken, bei der Herstellung seiner Kübel ein metallisches Gitterwerk als Einlage zu benutzen, das zur Formgebung dienen sollte, wie aus Bild 3 und 4 ersichtlich ist. Er nahm auf dieses Verfahren am 10. Juli des Jahres 1867 sein erstes Patent. Welche Bedeutung und welche Wirkung Monier dabei der Einlage zuschrieb, geht deutlich aus dem nebenstehend wiedergegebenen Text der Patentschrift hervor, wobei noch besonders zu bemerken ist, daß schon in diesem Patent durch den gesperrt gedruckten Anspruch so ziemlich der ganze Grundgedanke der Verbindung von Beton und Eisen festgelegt ist.

Brevet d'Invention,  
de quinze années.

En date du 16 Juillet 1867, No. 77 165 pour: Système de caisses — bassins mobiles en fer et ciment applicables à l'horticulture.

Par: Joseph Monier.

Les caisses et bassins mobiles portatifs sont de toute grandeur en tout genre, carrés, ronds, ovales, etc.

Elles sont à panneaux ouvrants ou non ouvrants; le système de fabrication est le même.

Pour les établir, je fais leur forme en barre de fer rond ou carré, et fil de fer formant grillage, représenté par les fig. No. 1, 2, 3, et enduits avec du ciment de toute espèce, Portland Vassy, etc., d'une épaisseur de un à quatre centimètres selon la grandeur.

Bald machte Monier weitere Versuche und erschien schon auf der zweiten Weltausstellung im Jahre 1867 neben Ingenieur Coignet mit einigen Anwendungen des Eisenbetons, sodaß ihm schon damals für diese Leistungen eine Auszeichnung zugesprochen wurde.

Dieser erfreuliche Erfolg und die günstigen Ergebnisse seiner Versuche regten ihn an, sein bisher betriebenes Handwerk niederzulegen und sich dafür auf diesem neuen Gebiete immer mehr zu beschäftigen und der Anwendung des Eisenbetons neue Wirkungskreise zu öffnen.

Es dauerte nicht lange, so gelang es ihm, sich durch weitere Versuche in der Bauwelt Eintritt zu verschaffen und ein gutgehendes Baugeschäft zu betreiben. Damit beginnt der erste Abschnitt seiner neuen Tätigkeit, in der er hauptsächlich Behälter und Gefäße sowie kleinere Anlagen für Wasserleitungszwecke baute, wobei er jedesmal nach Gefühl und Erfahrung ein metallisches Gitterwerk von geringer Stärke in die Wandungen einlegte. Er betrachtete in diesem Sinne das Eisen als einen zur Herstellung der äußeren Form dienenden Mörtelträger, wie dies aus seinen meisten Patentzeichnungen hervorgeht. Auf diese Weise hat Monier in verhältnismäßig kurzer Zeit eine große Anzahl von Bauten dieser Art errichtet, von denen als die ältesten und bekanntesten zu nennen sind: der

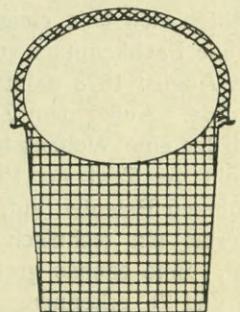
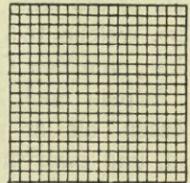


Bild 3 und 4.

1868—1870 erbaute Wasserbehälter in Fontenaibles mit 25 000 l Inhalt, der Wasserbehälter

für den Grafen von Esperéménil mit 20 000 l Inhalt und insbesondere die 1873 erbauten Wasserbehälter am Bahnhofe Alençon der Chemin de fer de l'ouest mit 180 000 l Inhalt und Nogent-sur-Marne mit 20 000 l Inhalt, welche letzterer auf Säulen steht.

Sein Unternehmungsgeist machte sich nun immer mehr geltend, denn er stellte bald Versuche mit der neuen Bauweise bei Röhren, Oberböden und Brückenbauten an, wobei er sich noch verschiedene Patente erwarb. So folgten denn bald dem Stammpatente mehrere Zusatzpatente, und zwar 1868 für Röhren und Behälter, 1873 für Brücken und endlich 1875 für Stiegen und Eisenbahnschwellen. Hiervon sei noch besonders hervorgehoben, daß

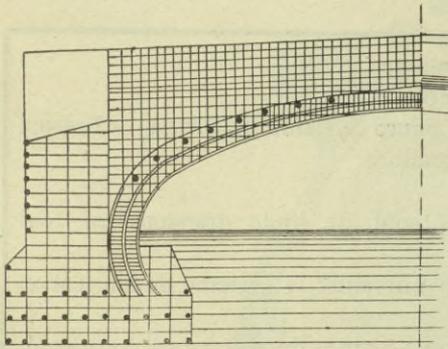


Bild 5.

sehr deutlich das Wesen und den Zweck der Einlage erkennen läßt und zugleich Zeugnis davon abgibt, wie groß sein Verständnis in diesem Fache war. Besonders aus diesem Grunde läßt sich um so weniger eine richtige Erklärung dafür abgeben, warum er schon im Jahre 1876 alle seine Patente durch Nichtzahlung verfallen ließ. Wie nachteilig dies auf das wirtschaftliche Fortkommen Monier's hätte wirken können, wenn sich damals ein Fachmann der Bedeutung dieser Bauweise bewußt gewesen wäre und die Grundgedanken Monier's ausgebaut hätte, läßt sich denken. Indes entstand für ihn mangels der richtigen Erkenntnis der neuen Bauweise seitens der Fachgenossen und des Volkes kein weiterer Nachteil. Seine letzten Versuche, die sich auf Brückenbauten ausdehnten, waren ihm im allgemeinen wohl gelungen und brachten ihm eine ganze Reihe von Aufträgen dieser Art. Im Jahre 1875 errichtete er die erste Brücke größeren Umfanges aus Eisenbeton für den Marquis de Tilliers, welche 16,5 m lang und 4 m breit war. Dieser folgten noch vier weitere Brücken, von den Gartenbaukünstlern Noel und Feydeau.

Es war noch kein ganzes Jahr seit dem Verfall der ersten Patente Monier's verflossen, als er plötzlich im November des Jahres 1877 ein neues identisches Patent, und zwar für Eisenbahnschwellen nahm. Welche Gründe ihn zur Herausnahme dieses neuen Stammpatentes, das im Text ebenso naiv abgefaßt war wie die früheren, veranlaßten, ist für die Geschichte dieser Frage von Interesse, doch bis heute vollständig unaufgeklärt geblieben. Auch an dieses zweite Stammpatent reihten sich bald einige Zusatzpatente an, die allerdings ihrem Wortlaute nach eine große Fachkenntnis voraussetzen, so insbesondere sein erstes Zusatzpatent, das er im August 1878 nahm, und welches später als das eigentliche Monier-Patent bekannt wurde. Außer dem Zufalle, daß er gerade in diesem Jahre, in welchem in Paris wieder eine Weltausstellung war, sich das Zusatzpatent nahm, so fällt noch weit mehr der Text der Patentschrift durch die große Abweichung von allen seinen früheren Patenten auf, was mit großer Wahrscheinlichkeit vermuten läßt, daß ihm hierbei ein technisch gebildeter Mann oder ein Patentanwalt zur Seite gestanden hat. Eine ebenso große Fachkenntnis lassen auch die nachstehenden Abbildungen (6 und 7) erkennen, die den der Patentbeschreibung beiliegenden Zeichnungen entnommen sind. In diesen Zeichnungen begegnen wir schon allen jenen Bauteilen, welche später und heute noch für alle möglichen Ausführungen zur Anwendung kommen. Einfache Balken, Platten, mit Balken verbundene Platten, sowohl gerade wie gebogen, und wenn jemand verdient, als Erfinder von Eisenbetonbauweisen

genannt zu werden, so ist dies in allererster Linie Monier. Allen seinen vorgeschlagenen Formen begegnen wir heute noch, allerdings in einer den seither gemachten Erfahrungen entsprechenden Ausbildung. Auch zeigen die Eiseneinlagen eine große Verschiedenheit bezüglich Lage, Form und Größe von der heute üblichen

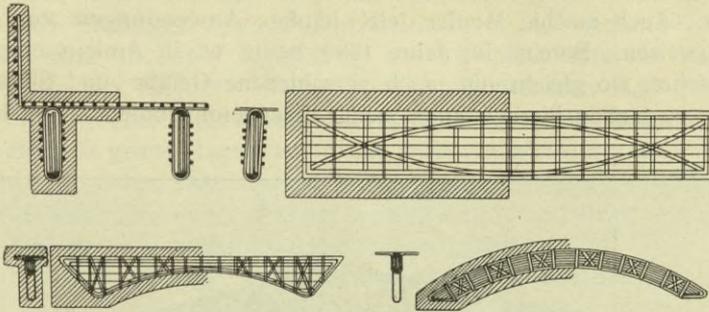


Bild 6 und 7.

Anordnung, doch sind alle jene Grundzüge vorhanden, welchen wir heute bei verschiedenen Bauweisen begegnen.

Monier versuchte nun auch, seinen Geschäftsbetrieb im Auslande sicherzustellen, indem er in den an Frankreich angrenzenden Staaten seiner neuen Bauweise Patentschutz verschaffte. So meldete er am 19. Februar 1879 ein österreichisches Patent an, das ihm auch am 30. April desselben Jahres erteilt wurde. Bald darauf geschah das gleiche in Deutschland. Auch hier wurde ihm der Patentschutz zugesprochen. Ebenso nahm er noch in England und Nordamerika Patente.

Man kann sich denken, daß Monier damals als fast alleiniger Vertreter der neuen Bauweise eine wichtige Rolle spielte, zumal er allgemein auch als der Erfinder derselben galt. Sein einziger nennenswerter, ebenfalls mit Eisenbeton sich befassender Zeitgenosse war der Ingenieur Fr. Coignet, der allerdings gegen Monier nur eine geringere Rolle spielte. War Monier doch derjenige, der sich zuerst die Aufgabe stellte, den Eisenbeton für die meisten Zweige des Bauwesens verwendbar zu machen. Während vor seinem Auftreten die neue Bauweise nur für Schiffsbau vereinzelt Verwendung fand und nur in ganz geringem Maße auch zu einigen Bauteilen, so hat Monier keinen Versuch gescheut, auf viele Zweige des Bauwesens den neuen Baustoff anzuwenden. Dazu kam noch seine große Schaffenskraft, die ihn zu immer größeren Arbeiten anspornte. So dauerte es auch nicht lange, daß die neue Bauweise bald in vielen Ländern bekannt wurde, und es fehlte in den fremden Ländern auch nicht an Fachleuten, die der Erfindung großes Vertrauen entgegenbrachten. Sie erwarben einen großen Teil seiner Patente und so gingen diese in kurzer Zeitfolge über Frankreich nach Oesterreich, Deutschland, England und sogar nach Nordamerika. Bemerkenswert ist, daß alle von Monier erworbenen Patente nur den Zusammenhang der Eiseneinlagen betrafen, die eigentlichen Grundsätze, die heute bei allen Bauweisen mehr oder weniger Anwendung finden, hat er nie gekannt.

Von dem Verkauf seiner Auslandspatente an bekommt die Entwicklungsgeschichte des Eisenbetons in Frankreich eine andere Wendung, und gleichzeitig beginnt für Monier der zweite Abschnitt seiner Tätigkeit, in welchem sein Name zwar eine internationale Bedeutung gewann, aber die eigentlichen wissenschaftlichen Forscher auf diesem Gebiete nunmehr andere Männer, technisch geschulte Fachleute waren. So gründete Monier in den verschiedensten Orten Zweignieder-

lassungen, ja ganze Gesellschaften und war dadurch eine Zeit lang mehr kaufmännisch tätig als in seinem Berufe, bis er dann noch einen anderen Betriebszweig, die Herstellung von Platten zwischen Eisenträgern bei Brückenbauten, eröffnete. Im Jahre 1881 nahm er auf das Herstellungsverfahren solcher Platten sein letztes Patent. Diese Platten erhielten immer oberhalb und unterhalb der Mittellinie Eiseneinlagen. Auch machte Monier jetzt häufige Anwendungen von seinen geschützten Bauweisen. Bereits im Jahre 1880 baute er in Amiens eine Fabrik für Hefe und Alkohol, wo gleichzeitig auch verschiedene Gefäße und Silos ausgeführt wurden. Ebenso fanden hierbei auch seine Eisenbeton-Plattenbalken häufige An-

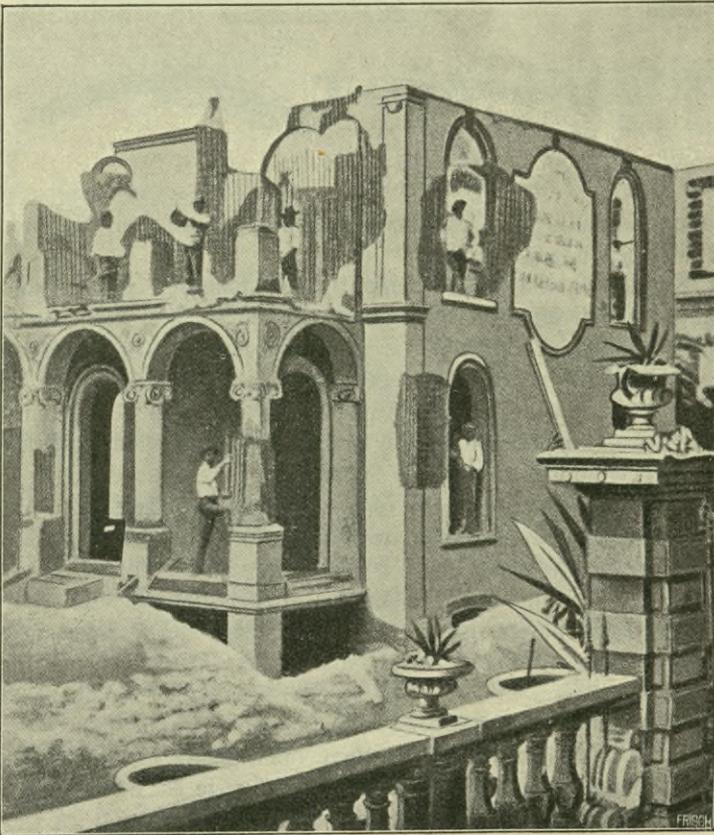


Bild 8.

wendung, in noch größerem Umfange aber in dem 1886 erbauten Bibliotheksgebäude in Amsterdam.

Monier ging mit den Anwendungsarten des Eisenbetons noch weiter; er eröffnete wieder neue Betriebszweige und stellte nun sogar Särge aus Eisenbeton her, und als in den achtziger Jahren die häufigen Erdbebenkatastrophen zu einer allgemeinen Erdbebenfurcht führten, baute er sogar erdbebensichere Häuser. So soll er z. B. in Nizza eine Reihe solcher Häuser errichtet haben. Bild 8 stellt ein derartiges, 1887 errichtetes Bauwerk vor, das einer Platzänderung zu Liebe abgetragen werden mußte. Lehrreich ist hierbei die Tatsache, daß schon an diesem Gebäude bereits alle Bestandteile, als Mauern, Säulen und Oberböden, aus Beton und Eisen

hergestellt waren. Aber immerhin zeigte sich auch an diesen Bauten stets der Mangel einer wissenschaftlichen und wirtschaftlich richtigen Grundlage.

Diese eben erwähnten Häuserbauten waren seine größten Arbeiten und auch bald die letzten, denn plötzlich und unerwartet trat in seiner gesamten Tätigkeit ein Wendepunkt ein. Sein Geschäft kam ins Stocken, und er kam durch den Aufschwung seiner Nachfolger und Patentabnehmer immer mehr in Vergessenheit. 83 Jahre alt starb er, fast unbeachtet, am 13. März 1906 in Paris. Seitdem die Entwicklung des Eisenbetonbaues in mehreren Händen lag, gewann sie in Frankreich eine größere Bedeutung als vorher. Es tauchten bald noch andere Bauweisen auf, die große Anregung für die Weiterentwicklung des Eisenbetonbaues gaben. Schon im Jahre 1889 zeigte M. Bordenave auf der Ausstellung Leitungsrohre, in Sidéro-Zement, und ein anderer Franzose, M. Cottancin, zeigte verschiedene Ausführungen seiner Bauweise in Arbeiten aus Eisenbeton.

Bis hierher reicht der erste Entwicklungsabschnitt des Eisenbetonbaues in Frankreich, in der allerdings eine stete, aber leider nur einseitige Entwicklung dieser Bauweise zu beobachten war, denn es fehlte die Erkenntnis der wirklichen Grundsätze. Ein Wendepunkt und zu gleicher Zeit der zweite Entwicklungsabschnitt in Frankreich trat ein, als daselbst auch die Theorie etwas Boden gewann und insbesondere der französische Ingenieur F. Hennebique im Jahre 1892 mit einer neuen Bauweise hervortrat.

---

## II. Die Einführung und Entwicklung der Eisenbetonbauweisen in Deutschland.

### 1. Zeitabschnitt.

Ende des Jahres 1884 wurden dem Franzosen Joseph Monier seine in Deutschland genommenen Patente von der Firma Freytag & Heidschuch in Neustadt a. Hdt. und von der Firma Martenstein & Josseaux in Offenbach a. M. abgekauft, und zwar von ersterer Firma für ganz Süddeutschland mit Ausnahme von Frankfurt a. M. und einem Umkreise von 30 km, welches Gebiet die letztgenannte Firma sich vorbehalten hatte. Gleichzeitig erwarben beide Firmen zusammen von Jos. Monier das Verkaufsrecht für ganz Deutschland.

In den Händen dieser Firmen fand die neue Bauweise in Deutschland nicht das berechtigte Ansehen wie in Frankreich. Erst als etwa ein Jahr später der Ingenieur Gustav Adolf Wayß sich der Eisenbetonbauweise widmete und das Verkaufsrecht der beiden genannten Firmen übernahm, entfaltete sich auch bald in Deutschland die neue Bauweise.

Diesem deutschen Ingenieur Wayß, der seine Laufbahn in Frankfurt a. M. begann, und seinen späteren Mitarbeitern ist die eigentliche Entwicklung des Eisenbetonbaues, die heutige Bedeutung desselben, in erster Linie zu verdanken.

Mit seinem Auftreten begann in Deutschland der erste Entwicklungsabschnitt, in welchem das Wesen und die wirklichen statischen Eigenschaften des Eisenbetons erkannt wurden. Während Jos. Monier in Frankreich nur die Vorbedingungen zu einer Weiterentwicklung gegeben hatte, baute Ingenieur Wayß den Gedanken des französischen Erfinders erst vollkommen aus. Dieser besaß zu der Zeit, wo die Monierpatente von den genannten zwei Firmen gekauft wurden, ein Geschäft in Frankfurt a. M. Da ihn die neue Bauweise stark fesselte,

nahm er, als die Firmen an ihn mit der Bitte herantraten, ihre Einführung in die Hand zu nehmen, das Anerbieten an. Bald darauf gab er sein Geschäft in Frankfurt a. M. auf und siedelte nach Berlin über, wo er mit großer Tatkraft und Ausdauer die neue Bauweise studierte. Besonders beschäftigte er sich gründlich mit den von Monier patentierten Verfahren, die stets das Eisengerippe notwendig zur Formgebung betrachteten, und kam dabei bald zu der Erkenntnis, daß Monier in den Betonkörpern dem Eisen niemals die statisch richtige Lage gab. Auf Grund dieser Erkenntnis kam er nun zu dem Grundsatz: Das Eisen muß die von dem Beton nicht aufnehmbaren Zugspannungen übernehmen. Damit war der Grundgedanke gegeben, das Eisen stets dahin zu legen, wo Zugspannungen im Betonkörper entstehen, während dem Beton selbst nur Druckspannungen zukommen. Alle von Wayß gemachten Versuche bestätigten die Richtigkeit dieses Grundsatzes. Dieser große Fortschritt, den er damit auf dem Gebiete des Eisenbetons gemacht hatte, regte ihn an, noch weitere Untersuchungen anzustellen, und zwar über die Haftfestigkeit des Zementes und Eisens, sowie über das Rosten des Eisens in den Betonkörpern. Dabei unterstützte ihn eifrig Professor Bauschinger aus München, den Wayß auf seine Kosten zu sich kommen ließ, und der sich auch der neuen Bauweise sehr annahm. Beide Fachmänner stellten gemeinsam zahlreiche Versuche mit Eisenbeton an, ergründeten noch eingehender den großen statischen Vorteil, die Wirksamkeit des Betons auf Druck mit der Wirksamkeit des Eisens auf Zug zusammenzusetzen und zu gemeinsamem Widerstand zu vereinigen.

Bereits im Jahre 1887 gab Ingenieur Wayß eine Schrift heraus, betitelt: „Das System Monier, Eisengerippe mit Zementumhüllung; Berlin 1887“, die in der Fachwelt das größte Aufsehen erregte, und in welcher er in erster Linie die wirtschaftliche Zweckmäßigkeit der neuen Bauweise gegenüber den althergebrachten darlegte. In der erwähnten Schrift hatte er auch eine Summe von Erfahrungen und Beobachtungen niedergelegt, die er bis dahin gesammelt hatte. So finden wir in der genannten Schrift bereits die Anführung einer über mehrere Stützen hinweggehenden Platte, in der sich das Eisennetz stets dort befindet, wo die Zugspannungen auftreten müssen. Ebenso enthielt die Broschüre schon Erläuterungen einer von ihm selbst erfundenen und eingeführten Bauweise von Eisenbetonbalken, bei welcher allerdings der Eisenbetonbalken von Monier als Grundlage gedient hat, aber an sachgemäßer Anordnung dem ersteren weit zurücksteht. In den Wayß'schen Ausführungen geht die Eisenstange allerdings auch nach oben, jedoch an anderer Stelle und in anderer Weise, da sie einem ganz bestimmten statischen Zweck zu dienen hat. Wayß hat besonders diese Anordnungen der Einlage seinerzeit patentieren lassen. — Außerdem findet man in dieser Broschüre bereits Abbildungen von Fensterstützen aus Eisenbeton.

Mit der Veröffentlichung dieser Schrift und mit dem Auftreten des Ingenieurs Wayß überhaupt fand die Eisenbetonbauweise, insbesondere jene Monier's, in Deutschland, bald darauf auch in Oesterreich und in der Schweiz Eingang, und ihre Anwendungen nahmen von Tag zu Tag an Zahl und Bedeutung zu. So vergrößerte sich denn das Geschäft von Wayß in wenigen Jahren ganz bedeutend und wurde in den 90er Jahren in eine Kommandit-Gesellschaft mit dem Namen „G. A. Wayß & Co.“ umgewandelt. Von dieser Gesellschaft wurden wieder mehrere Zweigniederlassungen in einigen Städten Deutschlands und auch in Wien gegründet. Zunächst wurden hauptsächlich Platten und Gewölbe im Hochbau hergestellt, später auch kleine Wasserbehälter, Holländerwannen, Silos usw. Die erste Deckenausführung im größeren Maßstabe erfolgte in der Waffenfabrik in Steyr, bald folgte nun das Landwehr-Ausrüstungs-Depot in Wien, die k. k. Hof- und Staatsdruckerei

in Wien, einige große Fabrikbauten, sowie ungefähr 350 000 qm Decken für die Lagerhäuser in Triest.

Inzwischen bildeten sich noch eine große Anzahl anderer Firmen zur Ausbeutung der neuen Bauweise, so Pittel & Brausewetter in Wien, A. Maseau in Budapest, Rella & Neffe in Wien und Ast & Co. ebendasselbst, sodaß heute mit Recht Oesterreich als das Land bezeichnet werden kann, das am meisten für den Eisenbetonbau getan hat. Sowohl in Oesterreich als auch in Deutschland war nun der Grund gelegt zu einer selbständigen Entwicklung der neuen Eisenbetonbauweise; denn bereits die gegen Ende des 1. Entwicklungsabschnittes ausgeführten Bauten legen davon reichlich Zeugnis ab.

## 2. Zeitabschnitt.

Mit der allgemeinen Einführung der Balkendecke trat ein Wechsel in der Geschichte des Eisenbetons ein; es begann ein neuer, und zwar der 2. große Entwicklungsabschnitt, in dem außerdem noch die Eisenbetonsäule, sowie der Bau von Eisenbetonbrücken der Einführung entgegenzusehen.

Die geschilderten Erfolge der neuen Bauweise, die für damalige Zeiten schon von großer Bedeutung waren, gaben nunmehr in Fachkreisen genügend Anlaß, die Bauweise Monier's und daneben die schon besser ausgebildete Bauweise von Ingenieur Wayß noch weiter auszubauen, bezw. außer diesen beiden noch neue Bauweisen einzuführen. Diese Anregung verstärkte sich noch bedeutend, als plötzlich eine im Ausland bereits zahlreich angewandte Bauweise nach Deutschland kam und hier in kurzer Zeit festen Fuß faßte. So machte dadurch das Ende des 19. Jahrhunderts auf diesem Wege einen entscheidenden Schritt vorwärts.

Dieses schaffensfrohe und schaffenskräftige Jahrhundertende war auch die Zeit neuen, keimenden Lebens in Bezug auf weitere Entwicklung des Eisenbetonbaues. Und zum Führer auf diesem Wege war Frankreich berufen, das nunmehr in der Entwicklung den weitesten Vorsprung hatte.

Es war hier der bekannte französische Ingenieur Hennebique, der, zunächst nur die Feuersicherheit im Auge haltend, im Jahre 1878 eine neue Eisenbetonbauweise ausführte und nach praktischer Anwendung sich im Jahre 1890 patentieren ließ. Aus Bild 9—11 ist der Entwicklungsgang der Bauweise Hennebique zu entnehmen. Man sieht in Bild 10 und 11 und aus der Patentbeschreibung außer den geraden Zugstangen im Balken, wie solche allerdings früher schon von Wayß in Deutschland und Monier, sowie Coignet in Frankreich angewendet wurden, noch Flacheisenbügel. Diese haben

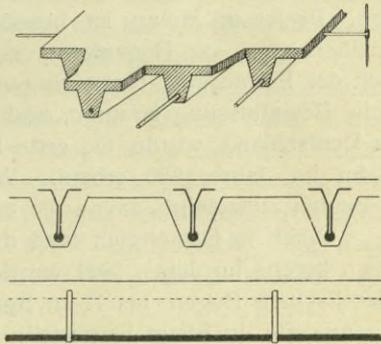


Bild 9—11.

die Aufgabe, die Scherkräfte im Beton aufzunehmen. Außer der Verwendung dieser Flacheisenbügel ließ er sich in einem 1897 genommenen Patente noch eine Ausführungsweise von Balken schützen, bei der er, um an Trägerbreite zu sparen, je ein abgelenktes Eisen über ein gerades, durchgehendes legte und auch diese mit dünnen Flacheisenbügeln umfaßte. Wenn auch die Grundgedanken Hennebique's nicht alle als neu gelten können, so insbesondere die Einführung der Balkendecken, so ist ihm doch ein praktischer Scharfblick für die Wahl seiner Lösungen, die als besonders wirtschaftlich anzusehen sind, nicht abzusprechen. Er hatte auch das Glück, daß sich gerade in den Jahren seiner Tätigkeit die Theorie der Eisenbeton-

bauweise kräftig entwickelte, und daß dadurch in der Fachwelt das Vertrauen zu der neuen Bauweise besonders in Deutschland gestärkt wurde. So war es für ihn keine schwere Arbeit mehr, noch weitere Ziele zu verfolgen, an die seine Vorgänger nicht ernstlich herangetreten waren, die aber in Deutschland bald eifrige Nachahmung fanden. In erster Linie sei hier die Verwendung des Eisenbetons zur Herstellung von Säulen und Pfeilern genannt, sowie Ausführungen biegungsfester, weitgespannter Platten und Träger in entwickelten Formen, während die Vorgänger von Hennebique nur solche Eisenbetondecken ausführten, die zwischen oder über vorher verlegte Eisenträger angeordnet wurden. Die ersten praktischen Anwendungen von Eisenbetonträgern in Verbindung mit der Decke, an welche hier gedacht werden muß, wurden allerdings schon vor dem Auftreten Hennebique's in Deutschland nach der Bauweise Monier's gemacht, und zwar im Jahre 1886 beim Bau der Bibliothek in Amsterdam; auch Wayß & Co. führten in Wien schon 1890 die ersten Eisenbetonbalken aus. Dem Ingenieur Hennebique ist nur die allgemeine Einführung und Verbreitung derselben sowohl in seinem Heimatlande, wie auch später in Deutschland zu danken; denn nachdem die Bauweise Hennebique in Deutschland bekannt geworden war, fanden sich in kurzer Zeit eine große Anzahl Firmen, die sie ausbeuteten, welcher Umstand allerdings dazu beitrug, daß seine Bauweise in Deutschland nie Patentschutz genießen konnte. Es dauerte nun auch nicht lange, daß sich noch weitere neue Bauweisen deutscher Erfinder hinzugesellten.

Als erste sind die von Regierungsbaumeister Koenen zu nennen, der Mitte des Jahres 1888 aus dem Staatsdienst trat, um sich ausschließlich dem Eisenbetonbau zu widmen. Er erfand eine sogenannte Rippendecke, eine Plandecke und später eine Voutendecke, die als die bekannteste und am häufigsten ausgeführte betrachtet werden kann. Außerdem erdachten von 1891—1894 Professor Möller in Deutschland, Professor Melan in Oesterreich und Wünsch in Ungarn Bauweisen, deren Entwicklung einen kräftigen Ansporn zum Bau von Brücken aus Eisenbeton gab. Professor Melan ist besonders für die zweite Grundform der Eisenbetonausführungen, die Bogenform, auf der sein Patent beruht, bahnbrechend gewesen. Seit der Einführung dieser Bauweisen hat der gesamte Brückenbau eine wesentliche Beeinflussung erfahren, und die Ausführungen solcher zählen nach Hunderten. In Deutschland wurde die erste Eisenbetonbrücke mit 5,75 m Spannweite für eine Bahn im Jahre 1890 erbaut. Weiter wurden unter den Geleisen der Südbahn 3 Bauten ausgeführt, davon die erste im Jahre 1893.

Auch in Oesterreich fand der Bau von Eisenbetonbrücken frühzeitig Eingang; denn bereits im Jahre 1890 wurden 9 Brückengewölbe für die k. k. priv. Südbahn-Gesellschaft, Bogen bis 11 m Spannweite, und bald darauf eine Brücke von 16 m Spannweite in Steyr hergestellt. Zu derselben Zeit wurde auch in der Schweiz eine Brücke von 39 m Spannweite und in Bremen ein Steg mit einer Lichtweite von 45 m ausgeführt.

Um dieselbe Zeit war es auch, daß die Fachleute sich mehr oder weniger genötigt sahen, in manchen Fällen auch von selbst anstrebten, den Eisenbeton auch für die Architektur verwendbar zu machen. Der Aufschwung einiger besonders fruchtbarer Gebiete, die wiederum erst im Auslande zahlreich erprobt und angewendet, doch in den 90er Jahren auch in Deutschland Eingang gefunden hatten, eröffnete der Bau von Pfeilern und insbesondere von Silos und Speicheranlagen. Wenn auch bei allen diesen Bauten mehr oder weniger der äußeren Gebäudearchitektur keine großen Opfer gebracht wurden, so ließ sich doch auch hier ein gewisser Aufschwung nicht absprechen. Anfangs versuchte man erst einzelne

Teile, später sogar ganze Schauflächen aus diesem Baustoffe herzustellen, wobei der monolithische Charakter sehr zum Ausdruck gebracht wurde. Während in Frankreich wiederum Ingenieur Hennebique den ersten Schritt hierzu machte, verdient den Ruhm in Deutschland und in Oesterreich Architekt Mayrader, welcher besonders in Wien auf diesem Gebiete seine Tätigkeit entfaltete. Ganz besonders bei letzterem finden wir alle Schauflächen aus Beton, bzw. Eisenbeton hergestellt, und zwar ohne Putz, bloß vom Steinmetz und Bildhauer bearbeitet.

Im Tiefbauwesen, das lange Zeit in Deutschland der Anwendung des Eisenbetons wenig Raum bot, bildete erst nach langer, vorbildlicher Entwicklung Frankreichs der Bau von Rohren und Kanälen den letzten nennenswerten Fortschritt des 2. großen Entwicklungsabschnittes. Frankreich gab abermals den deutschen Baumeistern diesbezüglich ein nachahmungswertes Beispiel, wie weit man es auf diesem Gebiete durch eine fabrikmäßige Durchbildung bringen kann.

Bereits in den 80er Jahren war anlässlich der Planung der Wiener-Neustädter Tiefquellenleitung von der Firma Pittel & Brausewetter der erste Schritt dazu auch in Oesterreich getan, indem diese Firma Rohre für 3 at Druck ausführte. Auch die Firma Wayß hatte schon in ihren Werbeschriften Bauten mit Monierrohren nachgewiesen, dennoch hat sich in Deutschland bis heute der Bau von Rohren zu keinem besonderen selbständigen Industriezweig entwickelt. Die Anwendungen sind höchst selten, was auch mit darauf zurückzuführen ist, daß bisher nur wenig diesbezügliche eingehende Untersuchungen angestellt worden sind.

### 3. Zeitabschnitt.

Der dritte und jüngste Zeitabschnitt in der Entwicklungsgeschichte des Eisenbetonbaues führt uns in ein neues Gebiet der Anwendung, in die Einführung der Wohnhausdecken und deren Anwendung in Wohngebäuden.

Wie schon an früherer Stelle bei der Besprechung der ersten Bauweisen gesagt wurde, sind diese ausschließlich für den Fabrikbau oder für den Brückenbau geeignet, und darum fand der neue Baustoff auch nur auf diesen Gebieten in kurzer Zeit ohne besondere Hindernisse die ihm gebührende Verwendung.

Bedeutend schwieriger aber war die Einführung des Eisenbetonbaues auf einem anderen, langerstrebten Gebiete — dem Wohnhausbau. Die Gründe dafür waren verschiedener Art, jedoch war es in erster Linie der Mangel an geeigneten Deckenbauweisen. Wenn auch den bisher genannten Bauweisen die großen Vorzüge bezüglich der Tragfähigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen Erschütterungen nicht abzuspochen sind, so fehlte ihnen einmal die ebene Unteransicht, die doch für eine Wohnhausdecke unerlässlich ist und in zweiter Linie erwiesen sich die Bauweisen für Wohnhausdecken nicht als wirtschaftlich.

Aus diesen Gründen gingen die Bestrebungen der Forscher dahin, Deckenbauweisen einzuführen, die den Anforderungen an eine Wohnhausdecke in weitgehendem Maße entsprachen, und gerade dieser Bestrebung verdanken die meisten jüngeren Eisenbetonbauweisen ihre Entstehung. So haben sich in jüngster Zeit eine große Anzahl weiterer deutscher Ingenieure und viele Architekten mit der Weiterentwicklung des Eisenbetonbaues beschäftigt, und ihre Versuche brachten zum großen Teil vorzügliche Ergebnisse in Gestalt von Deckenausführungen in Eisenbeton zu Tage.

In geschichtlicher Reihenfolge sind hier als die hauptsächlichsten Bauweisen zu nennen: Die Ebert'sche Weltdecke, die Eggertdecke, die Viktoriadecken, die Lolat'sche Ankerdecke, die Dietrichkeitdecke, die Wolle'sche Decke und die Ramischdecke. Von den ausländischen Decken gesellte sich hierzu noch die Streckmetallbauweise von Golding.

Diese Deckenbauweisen sind von den einzelnen Erfindern samt und sonders in erster Linie dazu berufen, die althergebrachten Holzbalkendecken in Wohngebäuden durch massiven Deckenbau zu ersetzen. Gegen Ende des 19. Jahrhunderts, um welche Zeit dieser jüngste Abschnitt seinen Anfang nahm, waren diese Fälle allerdings noch vereinzelt; denn zu jener Zeit war das merkwürdige Mißtrauen gegen die Verwendung des Eisenbetons gerade zu Wohnhausdecken sehr groß und wirkte sehr nachteilig auf die Ausführung des ersten diesbezüglichen Schrittes. Nur in vornehmen Wohngebäuden ließ sich anfangs auf diese Weise die Holzbalkendecke verdrängen, und erst nach Beginn des 20. Jahrhunderts wurde ihre Anwendung allgemeiner. So fanden die einzelnen Deckenbauweisen, die sich in der Hauptsache alle in die erste große Gruppe der massiven Decken einschließen lassen und an Ort und Stelle der Verwendung auf wieder zu entfernender Holzschalung ausgeführt werden, je nach ihrer Einfachheit mehr oder weniger zahlreiche Anwendung. Das Ziel der Erfinder, den Wohnhausdecken möglichst einfache Formen zu geben, brachte wieder einen neuen Grundgedanken hervor, und gerade dieser ist in den letzten Jahren für die gesamte Entwicklung des Eisenbetons von einschneidender Bedeutung geworden. Er gipfelte darin, daß die Forscher eine andere Bestrebung als bisher geltend machten, nämlich die Zerlegung der Decken in einzelne Teile, wobei doch nicht gegen das Wesen des Betons verstoßen wird, indem jeder einzelne Tragkörper der Decke „einheitlich“ in einem Guß hergestellt wird. So grundverschieden nun das Wesen dieser Deckenart von der vorhergenannten ist, ebenso grundverschieden ist auch ihre Ausführung. Die einzelnen Bestandteile der Decke werden nunmehr auf dem Werkplatze fabrikmäßig hergestellt, in erhärtetem Zustande nach der Verwendungsstelle gebracht und dort ohne jedwede Holzschalung verlegt. Dennoch bleibt das Wesen einer im ganzen und an Ort und Stelle der Verwendung ausgeführter Decke gewahrt, indem die einzelnen Fugen zwischen den Tragkörpern mit Zementmilch vergossen werden. Die erste Deckengattung, welche auf diesem neuen Gebiete bahnbrechend gewesen ist, ist die Zylinderstegdecke von Herbst. Diese Deckenart setzt sich aus abwechselnd aneinander gereihten Stegen, den sogenannten Tragkörpern, und aus einzelnen Zylindern, den sog. Zwischenkörpern, zusammen.

Die folgenden Deckenbauweisen von Architekt Siegwart, Ingenieur Visintini und Stadtbaumeister Truhl besitzen in ihrem Wesen die gleichen Eigenschaften, jedoch weichen sie in der Ausführung von den vorhergehenden Bauweisen wesentlich ab. Alle drei Decken haben gemeinsam, daß sie nach dem Grundgedanken des „Dippelbodens“ ausgeführt werden, indem die Erfinder Balken aus Eisenbeton herstellen, die untereinander gleiche Form und Größe haben. Sie haben alle im Wohnhausbau sehr schnell die weiteste Verbreitung nicht allein in Deutschland und den angrenzenden Staaten, sondern auch in den fremden Ländern Eingang gefunden. Ihre zum Teil sehr sinnreich durchdachten Ausführungen haben gerade in der letzten Zeit den Eisenbeton auf eine hohe Stufe gebracht und geben zugleich neue Proben für seine Entwicklungsfähigkeit ab. Die Praxis ist in den letzten Jahren auf ihrer Höhe angelangt, sodaß sowohl auf dem Gebiete des Hochbaues, als auch auf dem Gebiete des Tiefbaues kein Verwendungszweig unberücksichtigt geblieben und die Entwicklung somit vorläufig zu einem gewissen Abschluß gelangt ist.

Im Hochbauwesen sieht man heute große, weitgespannte Hallendächer, Kuppeln aller Art und im Innern der Gebäude die verschiedensten Arten von Treppen aus Eisenbeton ausgeführt. Auch das Tiefbauwesen hat große Fortschritte aufzuweisen, so der Bau von Dampfschornsteinen, Ufer- und Wehrmauern, Militärbauten, Betonpfählen usw. In Italien ist man sogar noch weiter gegangen. So hat jüngst die Società Anonima di Elettricità Alta Italia eingehende Versuche mit Telegraphen-

stangen aus Eisenbeton angestellt, welche so gut ausgefallen sind, daß sich die Gesellschaft entschlossen hat, nunmehr alle ihre Holzstangen durch Eisenbetonstangen zu ersetzen.

Die weitere Entwicklung der Praxis des Eisenbetons, die Eröffnung neuer Anwendungsgebiete und neuer Bahnen, wird in der Hauptsache von der Entwicklung der Theorie abhängen.



# Die hauptsächlichsten Eisenbeton-Bauweisen.

## A. Hochbau.

### 1. Deckenbauweisen.

#### a) Gerade Deckenausführungen. (Zwischenplatten.)

##### Allgemeines.

In Bezug auf die Anordnung und das Wesen der Eiseneinlage in einer Betonplatte, sowie in Bezug auf die Art der Einmauerung der Plattenenden, teilt man diese

1. in frei aufliegende,
2. in einerseits eingespannte,
3. in beiderseits eingespannte und
4. in ununterbrochen fortlaufende Platten ein.

Zuerst sollen die freiaufliegenden Platten, die als Träger auf zwei Stützen anzusehen sind und zugleich den einfachsten Fall bilden, einer Betrachtung unterzogen werden. Bekanntlich entstehen bei einer derartigen Platte, sobald sie gleichmäßig oder in der Mitte belastet wird, Biegemomente, die an den Auflagern gleich Null sind, dagegen nach der Trägermitte hin gleichmäßig wachsen und dort ihren Höchstwert erreichen. Es entstehen also in den oberen Schichten, bezw. über der sogenannten Neutralachse Druckspannungen, dagegen unterhalb derselben Linie Zugspannungen, die nach der Plattenmitte zu immer größer werden. Somit stellt die zusammengesetzte Festigkeit in einer Eisenbetonplatte, wenn diese als frei aufliegend gleichmäßig oder in der Mitte belastet wird, stets eine Vereinigung von Druck und einfacher Biegung dar. Da nun die Zugfestigkeit des Betons bedeutend kleiner ist als seine Druckfestigkeit, so erfolgt der Bruch bei einer derartigen Betonplatte in den gezogenen Schichten, und es ist der Zweck der Eiseneinlage, dem entgegen zu wirken. Bei der Bemessung des einzulegenden Eisenquerschnitts hat man die Eiseneinlage in ein angemessenes Verhältnis zur Druckfestigkeit des Betons zu bringen, wie später gezeigt wird. Die Eisenstäbe werden in der Richtung der Hauptzugspannungen und möglichst nahe an die Unterseite der Platte zu legen sein, und zwar so, daß sie noch genügend mit Beton umhüllt sind.

Diese Bedingungen, für die Einlage in einer Betonplatte streng durchgeführt, gibt die erste Grundform einer auf zwei Stützen frei aufliegenden Eisenbetonplatte

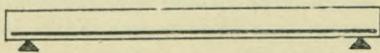


Bild 12. Erste Grundform.

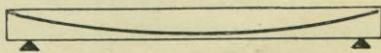


Bild 13. Zweite Grundform.

in Bild 12. Die Eiseneinlage ist hierbei nur in der Zugzone angeordnet, weshalb sämtliche Druckspannungen lediglich vom Beton aufgenommen werden. Zum

Unterschied von dieser Anordnung zeigt die zweite Grundform in Bild 15 eine gebogene Eiseneinlage. Ihre Anwendung läßt sich insofern rechtfertigen, als sie besser den in der Platte auftretenden und nach der Mitte zunehmenden Biegungsspannungen Widerstand leistet. Dabei ist es gleichgiltig, ob die untere

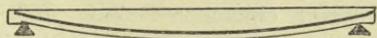


Bild 14. Dritte Grundform.

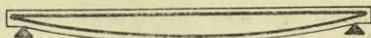


Bild 15. Vierte Grundform.

Fläche des Betonkörpers ebenfalls gebogen ist und somit der Eiseneinlage parallel läuft, welche Anordnung in der dritten Grundform Bild 14 getroffen ist. In beiden Fällen entspricht die Anordnung des eisernen Gerippes der Form der elastischen Linie und die Einlage liegt dort, wo das Biegemoment am größten ist, in der mittleren Spannweite. Eine Ergänzung der letzteren Grundform erfährt die folgende in Bild 15 wiedergegebene vierte Grundform, welche eine Verbindung von geraden

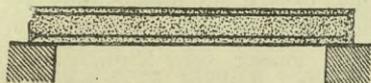


Bild 16.

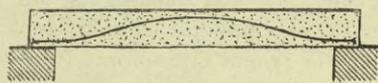


Bild 17.

und gebogenen Eiseneinlagen aufweist. Diese, wie auch die folgende in Bild 16 mit doppelter, geradlinig durchlaufender Eiseneinlage veranschaulichte Grundform erzielen eine gewisse Ersparnis an Beton, die jedoch verhältnismäßig recht unbedeutend ist. Die Eisenstäbe liegen nicht nur in der Zugzone, sondern in beiden letzten Grundformen auch in der Druckzone, unterstützen somit den Beton bei Aufnahme der Druckspannungen. Als eine sehr charakteristische Grundform kann die in Bild 17 angesehen werden. Hier ist die Eiseneinlage nach oben gekrümmt und nur auf Druck beansprucht. Die Tragfähigkeit einer solchen Platte ist zwar eine sehr beträchtliche, da infolge der allseitigen Einbettung des Eisens eine Knickgefahr vollkommen ausgeschlossen ist; es kann eine Zerstörung erst dann eintreten, wenn die Druckbeanspruchung des Betons derart überschritten wird, daß die eisernen Stäbe auf eine größere Länge ihrer Sicherheit gegen Knickgefahr beraubt werden. Trotzdem darf diese Grundform nur bei Platten geringer Spannweite in Anwendung kommen, da sonst leicht eine Rissebildung an der unteren Plattenfläche, der nicht verstärkten Zugzone, eintreten kann. Die vollendetste und zugleich die jüngste Grundform der ersten Gruppe zeigt Bild 18, die sich dadurch von den vorher-

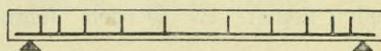


Bild 18. Fünfte Grundform.

genannten unterscheidet, daß außer einer geraden Eiseneinlage nur im unteren Deckenteil, in der Zugzone noch senkrechte oder schräg in den Beton eingesetzte Metallstäbe, sogenannte Verbandstäbe vorgesehen sind, die eine Verbindung der Zug- und Druckzone ermöglichen. Neben einigen nebensächlichen Aufgaben besteht ihre Hauptzweck darin, die Schubspannungen im Betonkörper zu überwinden. Im unteren Deckenteil können die Verbandstäbe entweder lose um die Einlageisen herum greifen, oder jedesmal mit denselben fest verbunden werden, während ihre oberen Enden frei in die Betonmasse eingreifen. Besitzen die Verbandstäbe untereinander gleiche Querschnittsfläche (was in der Praxis wohl stets der Fall ist) so empfiehlt es sich, sie nach dem Gesetz der Veränderlichkeit der

quer wirkenden Kräfte anzuordnen, indem ihre Abstände von einander von den Unterstützungspunkten ab nach der Mitte zu immer größer werden.

Die zweite Hauptgruppe der Grundformen bilden die einerseits eingespannten Platten, die besonders bei konsolartigen, auskragenden Bauteilen in Anwendung kommen. Bei ihnen ist besonders hervorzuheben, daß die Inanspruchnahme des Baustoffes gerade entgegengesetzt ist derjenigen beim einfachen Balken auf zwei Stützen, also die oberen Fasern werden gezogen und die unteren gedrückt. Diese Kräfteverteilung bedingt, daß bei solchen Grundformen in jedem Falle die obere Querschnittshälfte durch Eiseneinlagen unterstützt werden muß. Die Grundform in

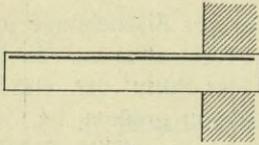


Bild 19.

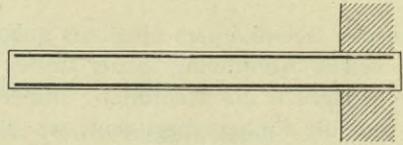


Bild 20.

Bild 19 zeigt für diese Gruppe den einfachsten Fall, nur eine einfache Einlage in der Zugzone. Ist die Auskragung im Verhältnis zum Plattenquerschnitt eine recht bedeutende, so empfiehlt es sich, auch die Druckzone mit Eiseneinlagen zu versehen, wodurch die zweite Grundform Bild 20 entsteht. Dieser sehr ähnlich ist die dritte

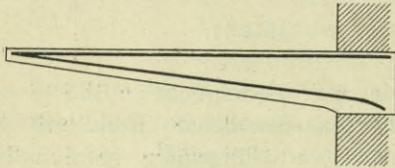


Bild 21.

Grundform dieser Gruppe in Bild 21. Diese besitzt noch den Vorzug, daß bei ihrer Anwendung eine Betonersparnis eintritt.

Mehr Bedeutung als die soeben behandelten zwei Hauptgruppen hat im allgemeinen die dritte Hauptgruppe der Eisenbetonplatten, die beiderseits eingespannten Platten. Ihr Vorzug liegt in erster Linie in der größeren Ausnutzung des Baustoffes, was namentlich bei Decken mit großer Spannweite sehr ins Gewicht fällt und außerdem ist bei solchen Bauausführungen die Durchbiegung eine wesentlich geringere, als bei einer frei aufliegenden Deckenplatte. Die Kennzeichen beiderseits eingespannter Platten sind die feste Einmauerung der Platten-, bzw. Trägerenden und die besondere Anordnung der Eiseneinlagen. Diese ist stets abhängig von der Gestalt der elastischen Linie, die hier zwei Wendepunkte aufweist und zeigt, daß das Biegemoment an zwei Stellen den Wert Null erreicht. Man hat daher positive und negative Momente, und zwar liegt der Größtwert der ersteren in der Mitte, während die größten negativen Momente an den Einspannstellen liegen. Es werden demnach im mittleren Plattenteile die unteren Fasern

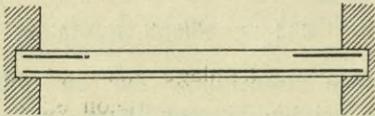


Bild 22. Erste Grundform.

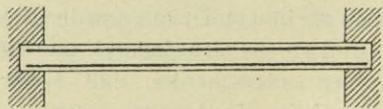


Bild 23. Zweite Grundform.

auf Zug und die oberen auf Druck beansprucht; umgekehrt liegen an den Einspannungsstellen die Zugspannungen in der oberen und die Druckspannungen in der unteren Zone. Dieser Grundsatz streng durchgeführt, gibt die erste Grundform beiderseits eingespannter Platten Bild 22. In ihr ist die untere Eiseneinlage eine durchgehende gerade, während die obere nur kurze Teile bildet, die eine Art Verankerung über den Auflagerstützpunkten bilden. Diese Grundform ist dann sehr gut anwendbar, wenn man in der Lage ist, bei einer ruhenden Belastung die

Wendepunkte der elastischen Linie zu ermitteln, also festzustellen, wo in der oberen Zone die Zugspannungen aufhören und die Druckspannungen beginnen. Die folgende Grundform Bild 23 zeigt doppelte Eiseneinlage, indem auch hier die obere vollständig geradlinig durchgeht. Wesentlich anders als die beiden genannten ist die dritte Grundform mit gebogener Eiseneinlage Bild 24. Hier ist nur eine

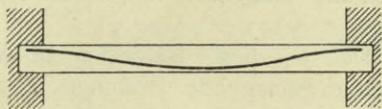


Bild 24. Dritte Grundform.

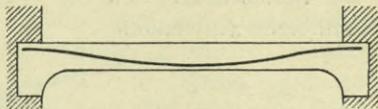


Bild 25. Vierte Grundform.

Eiseneinlage angeordnet, die aber infolge ihrer der elastischen Linie entsprechenden Biegung voll und ganz den Biegungsansprüchen Genüge leistet. Sie liegt in der Plattenmitte im unteren Teil und steigt nach den Einspannungsstellen zu schräg in den oberen Teil. Die Wirkung einer derartigen Einlage wird durch Anordnung von Vouten unterhalb der Platte noch besonders erhöht, wie dies aus der vierten Grundform in Bild 25 ersichtlich ist. Einzelne Erfinder haben noch eine erhöhte Sicherheit der dritten Grundform darin erblickt, daß sie unter der gebogenen Einlage noch eine gerade, nahe der unteren Plattenkante durchgehen ließen, welche Anordnung zur fünften Grundform Bild 26 geführt hat. Wenn auch die Berechtigung dieser Vorsicht nicht angezweifelt werden kann, so ist doch erst dann allen in der Platte auftretenden Kräften entgegengewirkt, wenn die gleiche Grundform noch durch eine

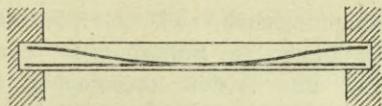


Bild 26. Fünfte Grundform.

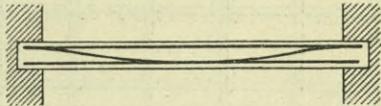


Bild 27. Sechste Grundform.

gerade Einlage im oberen Plattenteil verstärkt wird. Ein Beispiel hiervon zeigt Bild 27 als sechste Grundform. Die folgende ist in der Gruppe beiderseits eingespannter Platten die jüngste und sondert sich in ihrem Wesen von allen vorhergehenden wesentlich ab. Die Eiseneinlage der Betonplatte ist nach Art eines Gitterträgers, Bild 28, ausgebildet. Im oberen und unteren Plattenteil liegen entsprechend der zweiten Grundform dieser Gruppe gerade, durchgehende Eisenstäbe, die jedoch noch durch schräg angeordnete Streben, Bügel oder Bindedrähte verbunden sind.

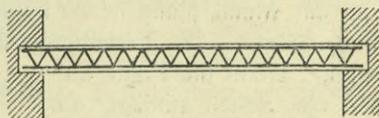


Bild 28. Siebente Grundform.

Wie alle angeführten Grundformen, so erfährt auch die letztere im großen, als Deckensystem angewendet, einige Abweichungen, indem z. B. die auf Druck beanspruchten Stellen jede Eiseneinlage entbehren können.

Als letzte Hauptgruppe wären die ohne Unterbrechung fortlaufenden Platten oder Träger zu nennen, die daran zu erkennen sind, daß sie über drei oder mehr Stützpunkte hinweggehen. Neue Grundsätze treten hierbei nicht auf; nur entstehen über den Stützen negative Momente, weshalb an diesen Stellen Eiseneinlagen in der oberen Querschnittsfläche, nahe der Außenschicht, zur Aufnahme der Zugspannungen anzuordnen sind.

Die Anordnung der Eiseneinlagen unter sich kann bei den besprochenen Grundformen eine ganz verschiedene sein. Es können die Eisenstäbe in der Zugzone, bezw. in beiden Zonen gleichlaufend, mit oder ohne eine Verbindung unter-

einander, gekreuzt unter Anwendung von Bügeln oder Bindedrähten gelegt werden, welche Anordnungen die besonderen Kennzeichen der nachstehend beschriebenen Bauweisen bilden.

### Die Monierbauweise.

Die Monierdecke, wie sie Wayß in Deutschland eingeführt hat, findet heute noch zahlreiche Anwendung.

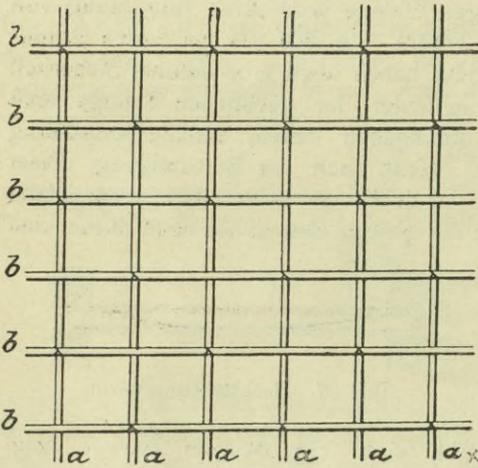
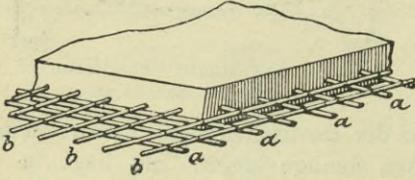


Bild 29.

Das bei dieser Bauweise zur Verwendung gelangende Drahtnetz besteht stets aus zwei Reihen von Rundeisenstäben, die sich rechtwinklig schneiden und unter sich durch Drähte verbunden sind. Die untere Stabreihe a in Bild 29 bildet die eigentliche Trägerin der Auflast und liegt demgemäß senkrecht zu den Trägern, zwischen welchen die Decke eingespannt ist, die obere Reihe der Verteilungstäbe b hat nur den Zweck, die einzelnen Stäbe der unteren Reihe zu gleichmäßigem Tragen zu bringen, sowie die Berührungsstellen zwischen Beton und Eisen zu vermehren. Die Stärke der Tragstäbe schwankt zwischen 5 bis 10 mm, jene der Verteilungstäbe zwischen 3 bis 6 mm. Erstere liegen in Entfernungen von 50 bis 100 mm, letztere dagegen in Entfernungen von 100 bis 400 mm. Das Gitterwerk ist mit einem Abstand von etwa 2 cm von Plattenunterkante in den Betonkörper zu legen.

Hinsichtlich der statischen Berechnung der Monierplatte ist zu bemerken, daß nur die Tragstäbe allein die Zugzone einlage bilden. Die Verteilungstäbe sind für die Berechnung nur dann von Bedeutung, wenn die Platte auf allen vier Seiten aufliegt, da alsdann die Verteilungstäbe ebenfalls als Tragstäbe auftreten.

Hinsichtlich der statischen Berechnung

### Die Zöllnersche Bauweise.

Die „Zöllnersche Spannendecke“ genannte Deckenart kann als eine weitere Ausbildung der Monierbauweise angesehen werden.

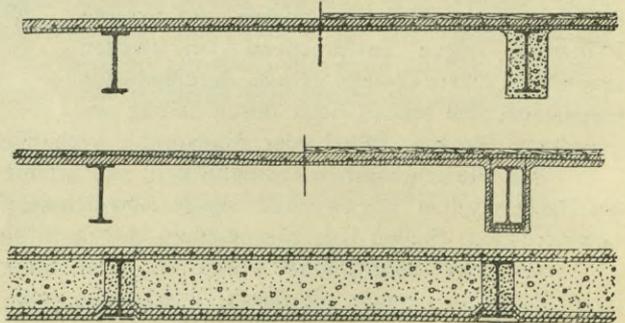


Bild 30—32. Anwendungsbeispiele der Monierbauweise.

Sie besteht in ihrem mittleren Teile aus einer Platte, an welche sich beiderseits in voutenartiger Weise Bogenstücke anschließen, und zwar so, daß das Ganze oben wagerecht abgeglichen ist. Die aus Draht bestehende Eiseneinlage wird vor dem Aufbringen der Betonmasse gespannt, und zwar ohne daß die Form der Ein-

lageeisen geändert wird, und ohne Anwendung besonderer Spannvorrichtungen. Zu diesem Zwecke werden die mit einer Umbiegung zum Umgreifen der Flanschen der Träger versehenen Eisenstäbe in nicht gespanntem Zustande rechtwinklig zu den Deckenträgern bezw. Wänden gelegt und darauf aus dieser Anfangslage durch Verschiebung in eine zu den Deckenträgern schräge Lage gebracht. In Bild 33

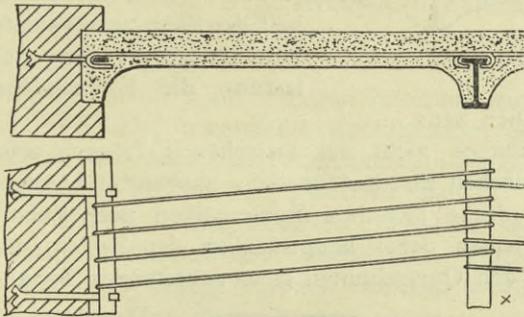


Bild 33—34.

und 34 ist die Decke im Querschnitt und die Eiseneinlagen im gespannten Zustande bildlich dargestellt. In Bezug auf statisches Verhalten läßt sich die Spanneisen-  
decke wie ein zwischen beweglich festen Widerlagern verspanntes scheinrechtes Gewölbe betrachten, das durch die feste Verbindung der eingelegten Drähte mit den Trägerflanschen oder den Ringmauern im Gleichgewicht wäre, auch ohne die Adhäsion zwischen dem Beton und den eingelegten Eisen-

drähten. Daraus folgt, daß die Decke in Bezug auf die beiden ziemlich schwer zu überwachenden Bedingungen der festen Verbindung zwischen Eisen und Beton einerseits und der guten Verankerung der Einlageeisen mit den Deckenträgern andererseits eine größere Sicherheit gegenüber der einfachen Monierdecke oder dem einfachen Gewölbe bietet, indem gleichzeitig und ohne daß eine Formänderung wenigstens im mittleren Deckenquerschnitt einzutreten braucht, die Adhäsion durch die Verankerung und umgekehrt unterstützt wird. Die Anspannung der eingebetteten Eisendrähte geschieht zu dem Zwecke, die Drähte möglichst gerade zu strecken, damit die Widerlager der belasteten Decke fest anliegen und kein Ausweichen durch Anspannung des Drahtes vorauszu gehen braucht.

Die Ausführung der Decke liegt in den Händen der Firma Paul Zöllner & Co. in Berlin.

### Die Wayßschen Bauweisen.

Die erste von Ingenieur Wayß vorgeschlagene Deckenbauweise ist eine Beton-eisendecke, die sogenannte verbesserte Monierdecke, wie sie in Bild 35 wieder gegeben ist.

Die in Bild 36 besonders dargestellte Einlage besteht hier gleichfalls aus Rundeisen und wird der Maximalmomentenlinie fortlaufender Träger entsprechend eingelegt, also an den Trägern im oberen Teil, in der Mitte zwischen denselben dagegen im unteren Teil des Deckenquerschnittes. Diese Eisenbetondecken werden vom Erfinder nicht als eingespannte, sondern als ohne Unterbrechung über die Stützen hinweggehende, frei aufliegende Platten behandelt. Die Stäbe selbst sind teils nach obengebogen, teils folgen sie der voutenförmigen Biegung der Deckenunterkante.

Bild 35. Wayßsche verbesserte Monierdecke.

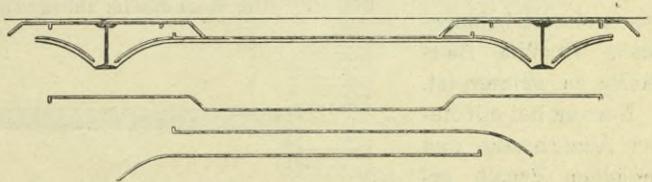


Bild 36. Besonders dargestellte Eiseneinlage.

Das Wesen dieser Bauweise wiederholt sich auch bei der sogenannten Wayßschen Gelenkeisendecke Bild 37. Zum Unterschied von der vorher-

gehenden Art bildet hier die Einlage ein Netz von rechteckigen Maschen aus Flacheisen, das allerdings auch wieder der Maximalmomentenlinie entsprechend eingelegt wird.

Das Kennzeichnende bei dieser Bauweise liegt darin, daß an den Nullpunkten der Momente die Flacheisen durch Scharniere miteinander verbunden sind;

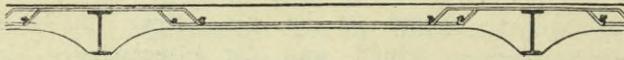


Bild 37. Wayßsche Gelenkeisendecke.

Anordnung ermöglicht, daß je nach der Verschiedenheit der Biegemomente bei entsprechender Belastung die Eiseneinlage

die entsprechende Veränderung mitmachen kann.

Beide Arten von Deckenplatten können nicht nur zwischen I-Trägern oder I-Träger und Mauer, sondern auch zwischen Eisenbetonbalken ausgeführt werden. Bild 38 gibt ein Beispiel einer Monierdecke zwischen Monierbalken nach Bauart Wayß wieder. Die Eisen u (s. Bild) haben dabei hauptsächlich den Zweck, die zwischen Deckenplatte und Balken in den Querschnitten o—o auftretenden Schub-

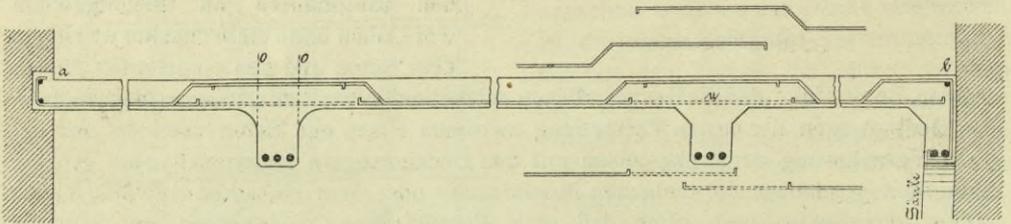


Bild 38. Monierdecke zwischen Eisenbetonträgern.

spannungen aufzunehmen; die Anzahl der so durchlaufenden geraden Eisen wird also dieser Schubspannung entsprechend bemessen und dabei angenommen, daß einen Teil der letzteren der Beton, den Rest aber das Eisen aufnimmt.

Das linke Seitenfeld in Bild 38 zeigt freie Auflagerung a auf der Mauer, während die Platte im rechten Seitenfeld durch den Eisenbetonbalken b, welcher von einer Eisenbetonsäule getragen wird, teilweise eingespannt ist.

### Die Koenensche Bauweise.

In die Klasse der eben beschriebenen Decke gehört auch die zweite von Regierungsbaumeister Koenen erfundene Bauweise, die Koenensche Voutenplatte Bild 39 und 40, welche er am Anfang des Jahres 1897 einfuhrte und die wohl heute als die bekannteste Decken-Bauweise zu nennen ist.

Koenen hat mit dieser Ausführung den erzielten Zweck erreicht, nämlich Eisenbetonplatten für große Spannweiten

und starke Nutzlasten ohne übermäßige Vermehrung ihrer Dicke verwendbar zu machen. Wie die Abbildungen erkennen lassen, kann auch die Koenensche Voutenplatte sowohl zwischen Trägern, als festen Mauern Verwendung finden.



Bild 39. Die Koenensche Bauweise (Koenensche Voutenplatte).

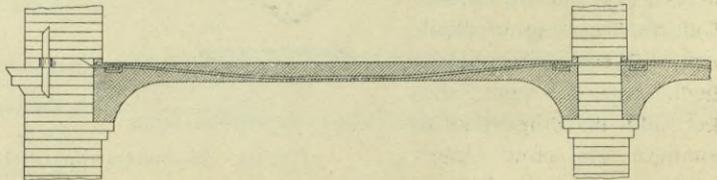


Bild 40. Koenensche Voutendecke zwischen Mauern.

In ihrem Wesen ist sie als doppelt eingespannte Eisenbetondecke aufzufassen, weshalb die nahe an einander liegenden Rundeisenstäbe in ihrem mittleren Teile kettenlinienartig durchhängen und an den Enden mit entgegengesetzter Krümmung um die oberen Trägerflanschen umgehakt oder in das Nachbarfeld weitergeführt werden.

Treten an Stelle eiserner Träger Eisenbetonbalken, so brauchen die Voutenkörper nur entsprechend verstärkt zu werden, um gleich als solche zu dienen.

Bei Mauerauflagern müssen die Eisenstäbe durch Anker angeschlossen werden, wie Bild 40 zeigt.

An den Trägern dagegen kann eine zweckmäßige Festlegung der Drähte noch mit in Bild 41 dargestellte Keilkammern erfolgen, wie solche der Maschinenbau-Aktiengesellschaft zu Nürnberg geschützt sind.

Im Falle sehr schwerer Belastung der Decke, namentlich aber auch wenn Einzelasten zur Wirkung kommen, werden in die verhältnismäßig dünne Platte noch Eisenstäbe zweiter Ordnung eingelegt, welche durchweg nahe der Unterfläche der Platte verlaufen.

Die Koenensche Voutenplatte hat bereits zahlreiche Anwendung gefunden, von denen die Ausführungen im Prachtbau des Königl. Land- und Amtsgerichts I zu Berlin und jene im neuen Krankenhaus II in Dresden besondere Erwähnung verdienen.

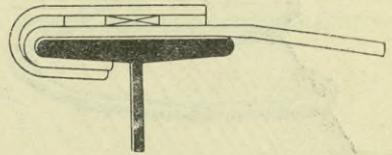


Bild 41. Besondere Befestigung der Eiseneinlage.

### Die Maträische Bauweise.

Die von dem Franzosen Matrâi erfundene Bauweise (Bild 42 bis 47) gründet sich auf die wirtschaftliche Ausnutzung der Tragfähigkeit der  $\bar{\Gamma}$ -Träger. In Deutschland ist diese Decke noch wenig verbreitet. Dagegen wird sie in Frankreich von

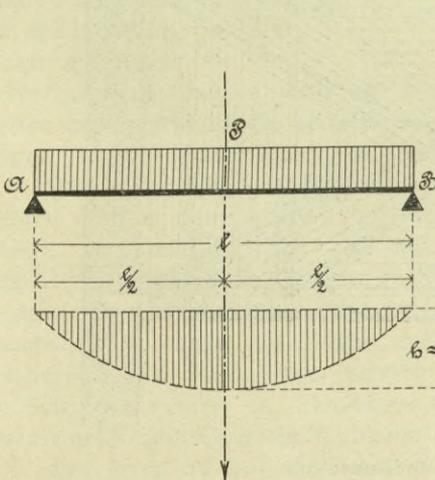


Bild 42.

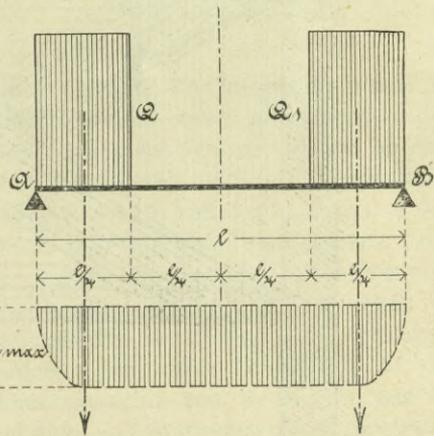


Bild 43.

der Société anonyme des construction en fer-béton in Paris und in Oesterreich von der Betonbauunternehmung Pittel & Brausewetter zahlreich angewendet. Matrâi ging bei Erfindung seiner Bauweise von folgendem bekannten Grundsatz aus:

Wenn ein Träger A B durch eine bewegliche Belastung auf zwei verschiedene Arten entweder wie in Bild 42 mit einer gleichmäßig verteilten Last P, oder wie Bild 43 mit zwei symmetrisch wirkenden Lasten Q und  $Q_1$ , deren jede gleich P ist,

belastet wird; so ist bekanntlich nach den Lehren der Statik die höchste Inanspruchnahme des Trägers ( $M_{max}$ ) in beiden Fällen dieselbe, d. h. der Träger besitzt im zweiten Falle bei gleicher Sicherheit die doppelte Tragfähigkeit wie im ersten.

Die Einlage ist ein Drahtsystem, das sich aus Haupt-Diagonaldrähten, Parallelketten, sowie Diagonal- und Querdrähten zusammensetzt.

Die ersteren, die Haupt-Diagonaldrähte, laufen aus den Ecken des Deckenfeldes in diagonaler Richtung den entgegengesetzten Ecken zu. Sie werden an dem auf dem Stege der Träger angeordneten Anker P (Bild 44 und 45) befestigt. Das gleiche gilt auch von den Träger- oder Parallelketten  $m-m_3$ , derjenigen Drähte, bzw. Drahtbündel, welche beiderseits jedes einzelnen Trägers und an den den Trägern parallel laufenden Stirn- und Zwischenmauern angebracht werden.

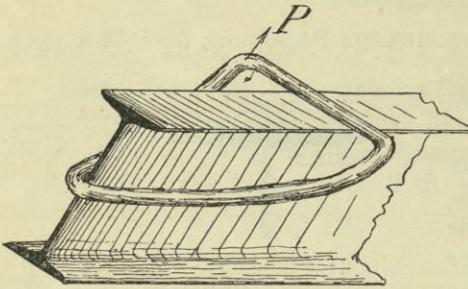


Bild 44. Abbildung des Ankers.

Die Anordnung der übrigen Drähte, der Diagonal- und Querdrähte, die mit Bezug auf die Trägerrichtung senkrecht, quer oder mehr oder weniger diagonal liegen,

entspricht allgemein dem in den Bildern 45 bis 47 wiedergegebenen Beispielen. Außer diesen Anordnungen können jedoch noch andere Drahtlagen auftreten, deren

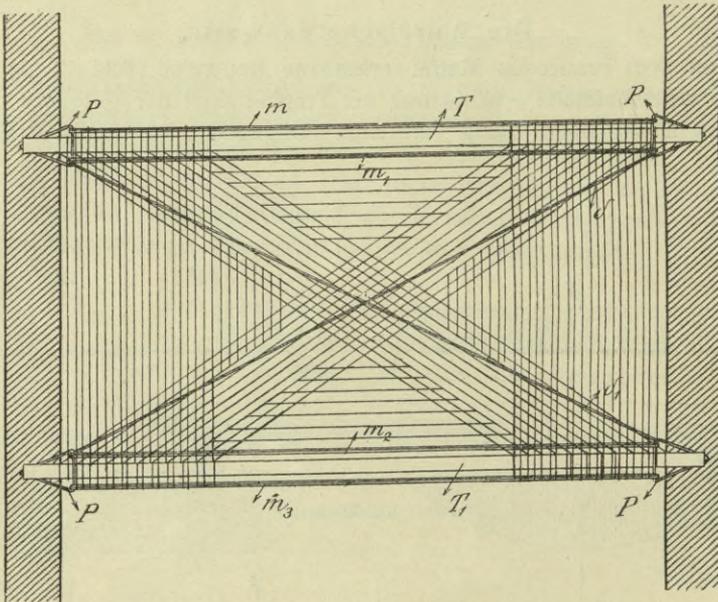


Bild 45. Die Maträubauweise.

T und T<sub>1</sub> Eiserne  $\overline{\text{I}}$  Träger.  $\delta$  und  $\delta_1$  Haupt-Diagonaldrähte.  
P trianguläre Anker.  $m-m_3$  Träger- oder Parallelketten.

Wesen jedoch immer gleich bleibt; dieses besteht in der Uebertragung der gleichmäßig verteilten Gesamlast (Eigengewicht und bewegliche Belastung) der Zwischendecken von der Trägermitte nach den Auflagerstützpunkten. Die einzelne Anordnung der Drähte hängt allgemein von der Größe der Nutzlast, der für die einzelnen Räume gegebenen Belastungsweise und insbesondere von der Begrenzung der mit Zwischendecken zu versehenen Räume ab.

Wie aus Bild 47 hervorgeht, kann die Decke zwischen zwei Trägern, zwei Mauern oder zwischen Träger und Mauer ausgeführt werden. Für die Anordnung der Maueranker ist außerdem noch die Lage und Größe der Tür- und Fensteröffnungen maßgebend.

Zur Erhöhung der Sicherheit der Ausführung ist zu bemerken, daß überall dort, wo der Beton stärker als 10 cm ist, zur besseren Anhaftung desselben die in Bild 46 mit g—g bezeichneten Kettchen aus dünnen Drähten an dem Drahtgeflecht befestigt werden.

Was die Bauweise Matrâi mit der Koenenschen, wo gleichfalls Stahl- bzw. Eisendraht verwendet wird, gleich hat, ist die Form der Ketten, die im senkrechten Schnitte dem Krümmungsgesetze der geometrischen Kettenlinie folgen.

Die zur Befestigung der Ketten dienenden Anker sind ihrer Form nach ein und dieselben, doch unterscheidet man bezüglich ihrer Versetzung und Bestimmung zwei Arten, je

nachdem sie unmittelbar auf den Trägern oder den Mauern selbst zu befestigen sind. Im ersten Falle werden die Anker durch die Stege der Träger selbst, im zweiten Falle durch die mit n bezeichneten Schubler (Bild 46) in ihrer Lage festgehalten. Um dem bei der Belastung durch die Anker

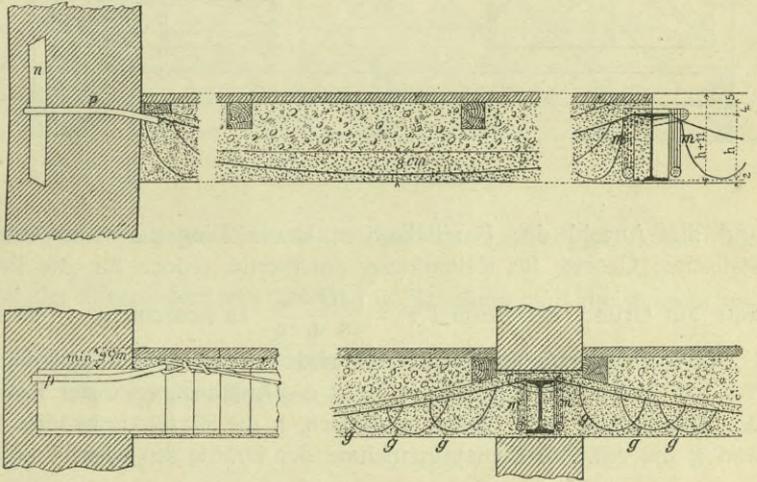


Bild 46.

hervorgerufenen Drucke, d. h. der Beanspruchung auf Knickfestigkeit besser widerstehen zu können, ist die kurze Seite der Anker selbst etwas aufgebogen, sodaß die beiden längeren Seiten möglichst parallel mit den Flanschen der Träger bleiben.

In den Mauern unmittelbar befestigten Anker sind im allgemeinen dieselben; da aber deren kürzere Seite kein solches festes Auflager wie an den Trägern besitzt, empfiehlt es sich, sie mit ihrem gekrümmten Teile abwärts zu versetzen. In dieser Weise bilden die Anker gewissermaßen die kettenförmige Fortsetzung der Drähte. Die Stärke der Anker richtet sich in gewöhnlichen Wohnhausbauten je nach der Stütz- und Verlagsweite der Träger; sie bestehen für solche Fälle aus 11—17 mm starken Rundeseisen mit einer Länge von 30—50 cm. Zu Schubern genügt es, Flacheisen (Schließennadeln) von 5·50 mm oder Rundeseisen von 250 qmm Querschnitt und mit einer Länge von mindestens 50 cm zu verwenden.

Der Beton hat bei der Bauweise Matrâi nur eine Nebenaufgabe zu erfüllen; er dient nur zur Stegversteifung der Träger und zur Lastübertragung auf die Kabel und das Zwischennetzwerk, wie dies aus den Beispielen leicht ersichtlich ist. In statischer Beziehung ist ihm die Rolle zugewiesen, Traverse und Drahtnetz vor Verschiebung und Zerknickung zu schützen. Die Form der Betonausfüllung entspricht gewöhnlich der in den Beispielen wiedergegebenen, doch läßt sie sich auch gewölbeartig herstellen. Ihre Stärke beträgt in der Deckenmitte etwa 7—8 cm, an den Trägern ist sie gleich deren Höhe, vermehrt um 5—6 cm. Davon entfallen 2 cm auf Putzverkleidungsstärke unterhalb des Trägers, 3—4 cm auf dessen Oberseite.

Als Betonmischung empfiehlt Matrâi eine Zusammensetzung aus Zement mit Schlacken und etwas Sand.

Die Ausführung der Decken kann sowohl mit dem Baufortschritte des Gebäudes, als auch erst nachträglich erfolgen.

Für die statische Berechnung der  $\bar{I}$ -Träger ist nach dem Vorhergesagten anzunehmen, daß

diese nur den vierten Teil der von den nachbarlichen Feldern herrührenden, gleichmäßig verteilten Belastung aufzunehmen haben und dementsprechend ihre Abmessungen zu wählen sind.

Dagegen sind die Querschnitte

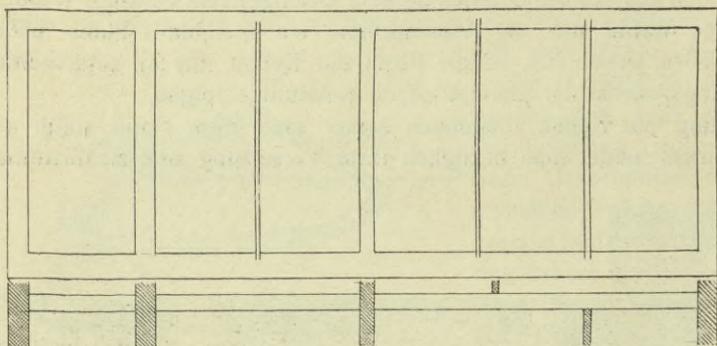


Bild 47.

und die Anzahl der Parallelketten, sowie Diagonal- und Querdrähte nach dem statischen Gesetze für Kettenträger annähernd, jedoch für die Praxis genügend genau auf Grund der Formel  $F = \frac{Q \cdot l}{8 \cdot h \cdot g}$  zu berechnen. In dieser Formel bedeutet:

F den Drahtquerschnitt in qcm für beide Ketten, Q den auf die Ketten entfallenden Teil der gesamten Belastung in kg, l die Aufhängeweite der Ketten (ungefähr gleich der Spannweite des Trägers) in Metern, h die Einsenkungshöhe der Ketten in Metern und g die erlaubte Inanspruchnahme der Drähte auf Zug in kg/qcm ausgedrückt.

#### Die Bramigbauweise.

Die von Bauinspektor Bramigk vorgeschlagene Deckenart ist eine Röhrendecke und besteht aus einer Lage von Drainröhren, zwischen deren Reihen Rundeisenstäbe verlegt sind. Bild 48 gibt die Anordnung der Rohre und Eisenstäbe deutlich wieder.

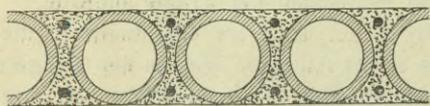


Bild 48. Die Bramigbauweise.

Die Deckenstärke beträgt etwa 5 v. H. ihrer Spannweite, deren oberste Grenze 4 m erreicht.

Die Ausführung geschieht einfach in der Weise, daß abwechselnd in gleichmäßigen Entfernungen Drainröhren und Rundeisenstäbe verlegt werden und alsdann die Fugen zwischen den Röhren mit Zementmörtel ausgestampft werden.

#### Die Müllerbauweise.

Der Zementbaugesellschaft Joh. Müller, Marx & Co. in Berlin ist im Jahre 1895 eine Deckenbauweise gesetzlich geschützt worden, welche sie Eisenfederdecke nennt. Ihr Wesen ist in Bild 49 bis 52 wiedergegeben.

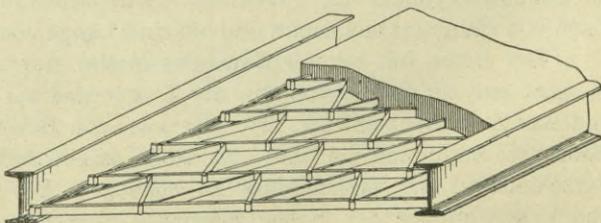


Bild 49. Die Müllerbauweise.

Die Einlagen dieser Deckenart sind wagerechte im Abstand von 10 bis 12 cm liegende Flacheisenstäbe, welche, auf die hohe Kante gestellt, noch durch andere Flacheisenstäbe, die sogen. Zickzackfedern, durch Flacheisenklammern mit ein-

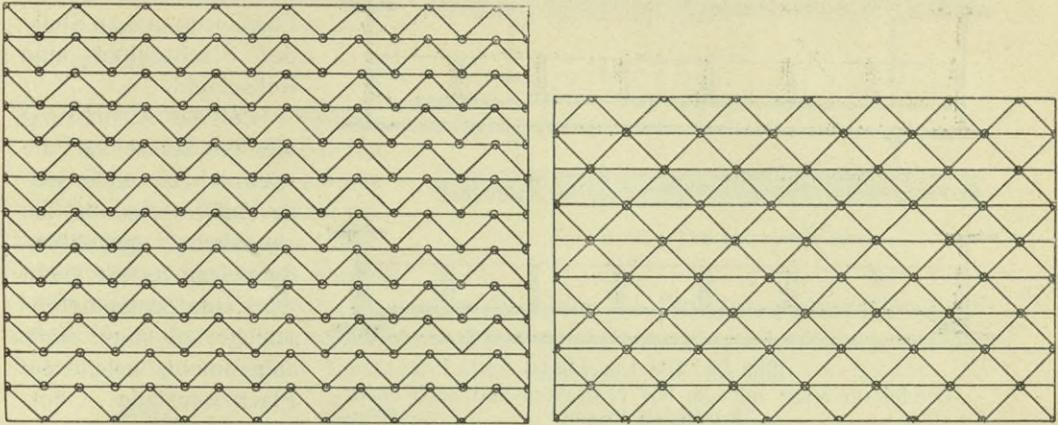


Bild 50 und 51. Anordnung der Eiseneinlage.

ander verbunden werden. Das ganze Netz bildet ein starres Gerippe, sobald der Beton eingebracht ist.

Die Ausführung der Eisenfederdecke erfolgt auf Schalung und meist zwischen  $\perp$ -Trägern.

Die Baupolizei läßt für 8 cm starke gerade Decken bei einer Belastung

von	500 kg	eine	Spannweite	von	2,10 m
„	750	„	„	„	1,70
„	1000	„	„	„	1,50
„	1250	„	„	„	1,30

zu, jedoch nicht in Fabrikgebäuden und Lagerhäusern.

Für 10 und 12 cm starke Decken sind größere Spannweiten zulässig. In

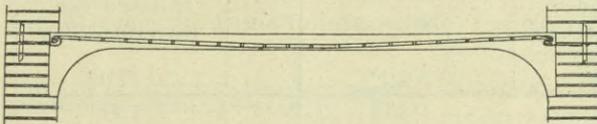


Bild 52.

Bild 52 ist eine solche Decke in Voutenform dargestellt, wie sie meist in Fabriken für schwere Belastungen Verwendung finden.

#### Die Ebertbauweise.

Die von Baumeister Ebert in Leipzig unter dem Namen Ebertsche Weltdecke eingeführte und in Bild 53 und 54 zur Darstellung gebrachte Bauweise ist, ebenso wie die vorher erwähnte, insbesondere als Wohnhausdecke geeignet. Sie weicht insofern von den bisher beschriebenen Decken ab, als zu ihrer Ausführung außer Eisen und Beton auch Steine verwendet werden.

In ihrer einfachsten Form besteht die Decke aus einer 2,5 cm starken Betonschicht mit eingelegten Bandedisen und einer darauf gepflasterten Flachschiicht. Die

eingebetteten, hochkant gestellten Bandeisen wiederholen sich in Abständen von 8 cm. Die Deckenstärke beträgt in den gewöhnlichen Fällen 9,5 cm, wenn die Spannweite 2,5 m nicht überschreitet. Bei größeren Spannweiten tritt dann an Stelle des Bandeisens starkes Flacheisen und an Stelle der Flachschiicht eine Rollschicht.

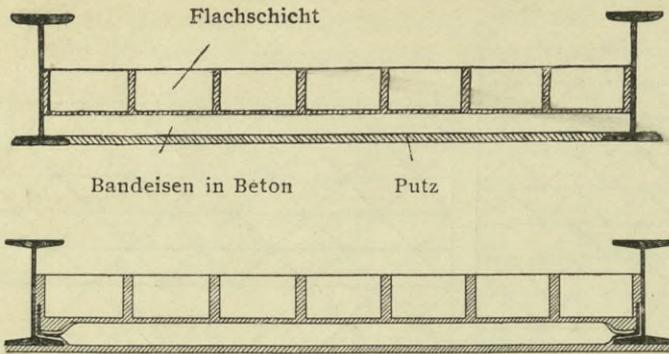


Bild 53. Die Ebertdecke.  
Bandeiseneinlage mit um 90° verdrehten und nach oben gebogenen Enden.  
Schnitte senkrecht zur Trägerrichtung.

Bei der Ausführung werden zuerst auf die wieder zu entfernende Holzeinschalung die hochkant gestellten Bandeisen verteilt. Dann wird eine Zementbetonschicht 25 mm stark aufgebracht, welche die Flacheisenstäbe einschließt und noch in bindefähigem Zustande

des Betons eine Flachschiicht in Zementmörtel aufgepflastert. Zur Erreichung einer guten Verankerung sind die Bandeisen an ihren Enden um 90° zu verdrehen und nach oben zu biegen. Die Bandeisenstärke beträgt in allen Fällen 1·25 mm; desgleichen bleibt für die statische Berechnung die Deckenstärke stets dieselbe, nur die Spannweite ändert sich bei gegebenen Belastungen.

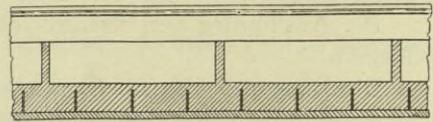


Bild 54. Die Ebertdecke.  
Schnitt parallel zur Trägerrichtung.

Durch den Rat der Stadt Leipzig (Bau-polizeiamt) sind folgende zulässige Nutzlasten und freie Längen festgestellt worden:

No.	Freie Länge zwischen den Trägerflanschen	Zulässige Nutzlasten in kg/qm	No.	Freie Länge zwischen den Trägerflanschen	Zulässige Nutzlasten
	l in m			l in m	
1	0,90	1230	7	1,50	440
2	1,00	1000	8	1,60	390
3	1,10	830	9	1,70	350
4	1,20	690	10	1,80	310
5	1,30	590	11	1,90	280
6	1,40	510	12	2,00	250

### Die Habrichbauweise.

Unter der Bezeichnung Spiraleisenbetondecke hat Habrich eine in Bild 55 und 56 dargestellte Bauweise erfunden, die von der Firma Thomas und Steinhoff, Mülheim a. d. Ruhr ausgeführt wird.

Die Einlage ist spiralförmig gedrehtes Flacheisen, das in den verschiedensten Spielarten angeordnet werden kann. Bild 55 und 56 geben zwei Beispiele der Anwendung wieder.

Die Deckenstärke schwankt zwischen 8 und 10 cm, wobei die Deckenspannweite 2 m nicht überschreitet und keine höhere Belastung als 250 kg/qcm Nutzlast aufnimmt. Sollen doch größere Spannweiten als 2 m überdeckt werden, so muß dies in Bogenform erfolgen.

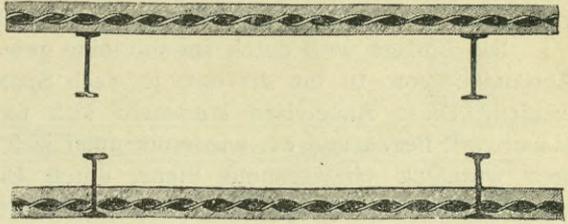


Bild 55 und 56. Die Habrichbauweise.

Die Streckmetallbauweise.

Das Streckmetall (Expanded Metal, Métal Déployé) ist ein aus Stahlblech ohne Blechverlust gestanztes Maschenwerk mit festen Knotenpunkten und dient hauptsächlich dazu, bei Bauten in Eisenbeton die bisher als Einlage angewendeten Rundeisennetze und dergl. zu ersetzen. In den Handel kommt es in sechs verschiedenen Maschenweiten, in Tafeln beliebiger Länge und einer Höchstbreite von 2,40 m. Die

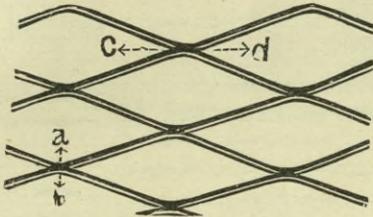


Bild 57. Streckmetall.

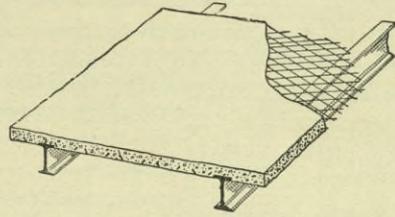


Bild 58. Die Streckmetallbauweise. Erste Ausführungsmöglichkeit.

Länge der Streckmetalltafeln gilt in der Querrichtung der Maschen; es bedeutet somit in Bild 57 die Richtung a—b die Länge, c—d die Breite.

In der Anwendung bietet die Streckmetallbauweise ebenso viel Spielraum wie die Monierbauweise, sodaß außer Zwischenplatten auch Gewölbe und Wände in den verschiedensten Formen ausgeführt werden können.

Die Anordnung des Streckmetalls im Betonkörper hat so zu erfolgen, daß die lange Diagonale der Masche zu dem Auflager einen rechten Winkel bildet, da

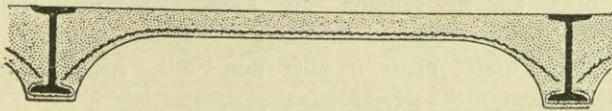


Bild 59. Die Streckmetallbauweise. Zweite Ausführungsmöglichkeit.

es in der Längsrichtung der Maschen eine wesentlich größere Durchbiegungs- und Zugfestigkeit, als in der Querrichtung besitzt. Zweckmäßig ist es, die Tafeln an ihren Stößen ungefähr 50 mm zu überdecken und daselbst

stellenweise mit Draht zusammenzubinden. Dabei ist es vollkommen gleich, ob man die Streckmetalltafeln und sodann die Deckenplatte über die I-Träger (s. Bild 58) oder zwischen dieselben (s. Bild 59) anordnet.

Die übliche Betonmischung für diese Deckenart besteht aus 1 Teil Zement, 2 Teilen Flußsand und 3 Teilen gewaschenem Steinschotter oder Kies.

### Die Dietrichkeitbauweisen.

Der Architekt Dietrichkeit in Cöln a. Rh. hat mehrere Deckenarten erdacht, von denen zuerst die

### Ankerdecke mit Spiraleiseneinlage

(Bild 60—62) besprochen werden soll. Diese, wie auch die folgenden Deckenarten zählen mit zu den neueren Erfindungen, dennoch haben sie im Rheinlande schon vielseitige Anwendung erfahren.

Die Einlage wird durch spiralförmige gewundene Ankereisen gebildet, die in Abständen von 10 bis 20 cm, je nach Spannweite und Belastung, angeordnet werden. Diese Ankereisen klammern sich um starke Wandeseisen, die auf dem Mauerwerk liegen und ev. wiederum unter sich verbunden werden können. Außerdem wird, als eingespannte Platte, durch Einlegen von Verstärkungseisen zwischen den Ankereisen den an den Auflagern auftretenden negativen Momenten Rechnung getragen. Die Verstärkungseisen legen sich gleichfalls um die Wandeseisen, nehmen jedoch an ihren im Raum liegenden umgebogenen Enden einen

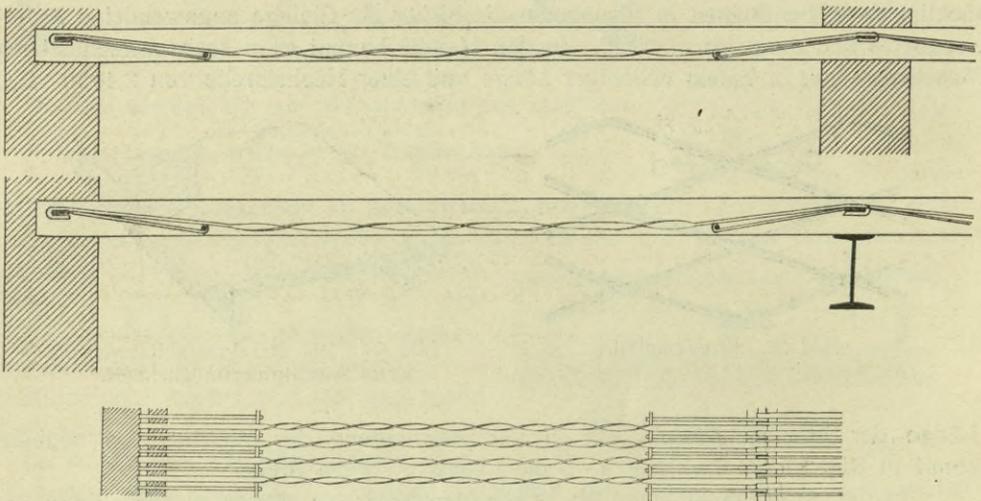


Bild 60—62. Dietrichkeits-Ankerdecke mit Spiraleiseneinlagen bei Spannweiten bis 5 m.

Rundeisenstab auf, der quer zu den Ankereisen läuft und ebenfalls im Mauerwerk durch Splinte verankert wird.

Die Deckenstärke beträgt in Wohngebäuden 10—16 cm.

Bei Deckenspannweiten über 5,0 m erleidet die Ausführung noch eine Aenderung, wie aus Bild 63 und 64 hervorgeht, indem der Erfinder noch eine Diagonalverstärkung anordnet. Diese findet auch in allen den Fällen Anwendung, wo die Decke durch Auflast der Mauer nicht genügend eingespannt ist.

Bezüglich der statischen Berechnung dieser beiden Deckenausführungen bindet sich Dietrichkeit an keine bestimmten Deckenhöhen und Eisenstärken, sondern ermittelt diese statisch für jeden einzelnen Fall, sowie auch die dafür erforderliche Mörtelmischung.

Das gleiche gilt auch für die zweite Deckenbauweise von Dietrichkeit, die Ankerdecke mit Schereneiseneinlagen (Bild 65 und 66), welche auch in ihrem Ausführungswesen im allgemeinen der zuerst genannten gleich ist. Jedoch sind hier die Eiseneinlagen so angeordnet, daß sie ohne Schalung und ohne Beton tragend und stabil genug sind, um sich und die den Beton aufbringenden Arbeiter tragen zu können, sodaß bei der Ausführung eine Unterschalung entbehrlich ist. Außerdem wird noch unter den Eiseneinlagen ein Gewebe oder Geflecht gespannt, auf welches schichtenweise die Betonmasse aufgebracht wird. Bei Einbringen des

Betons schüttet man zuerst eine dünne Schicht, die vor Aufschütten weiteren Betons gut erhärtet sein soll, also gewissermaßen als dessen Schalung betrachtet werden kann.

Die Deckenstärke beträgt hier gewöhnlich nur 10–12 cm.

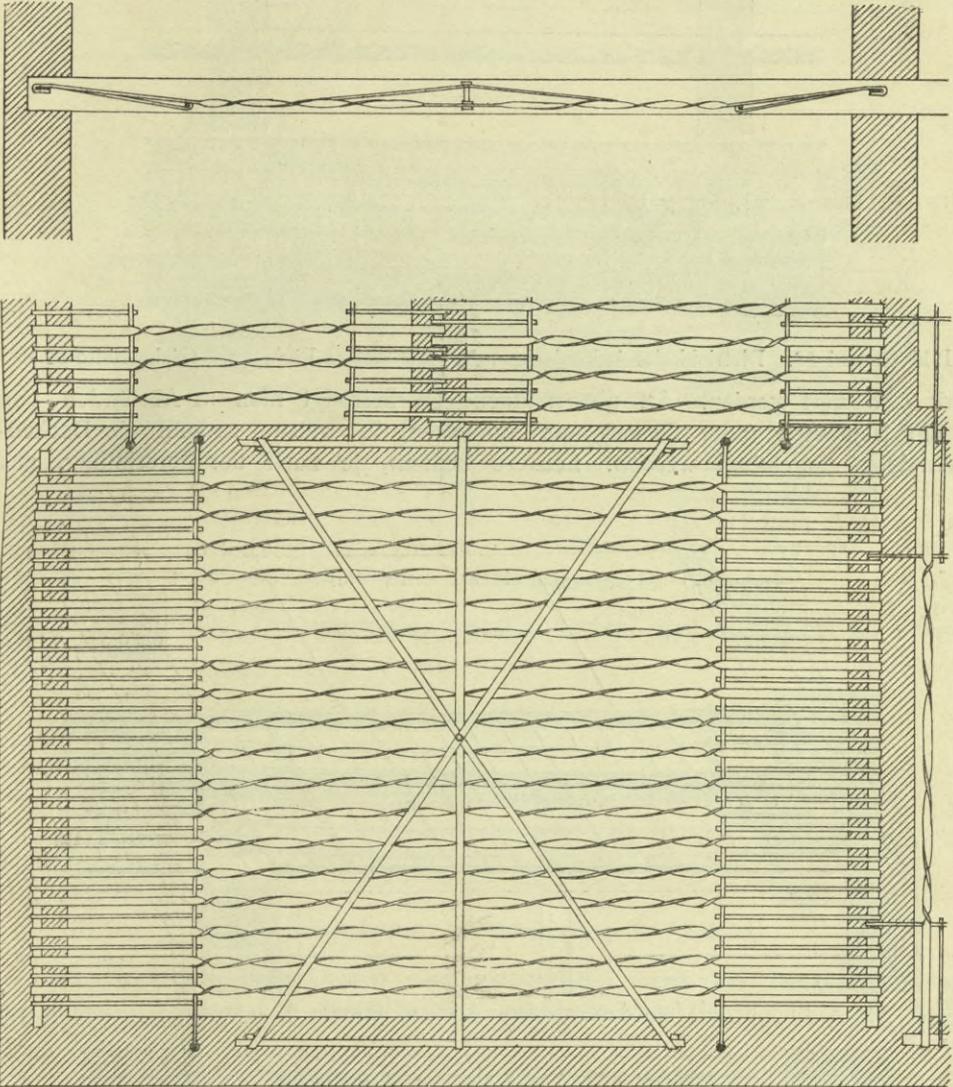


Bild 63 und 64. Dietrichkeits-Ankerdecke mit Spiraleisen-Einlagen bei Spannweiten über 5 m und bei Fortfall der Einspannung durch Auflast.

Je nach der Art der Auflagerung und der Masse des darüber liegenden Mauerwerks treten die Dietrichkeitdecken als frei aufliegende oder teilweise eingespannte Platten auf.

#### Die Lolatbauweise.

Die Lolatbauweise gleicht in ihrem Wesen genau den von Dietrichkeit eingeführten Bauweisen und kommt ebenfalls in einer sogen. Ankerdecke zum Ausdruck. Diese kann gleichfalls als ebene Platte ausgeführt werden, die sich über das ganze Gebäude, also auch über die Wände erstreckt.

Auf den Umfassungs- und Innenmauern, zwischen denen die Ankerdecke gespannt werden soll, werden 25 cm innerhalb der Wandfläche Flacheisen von 50.5 mm als „Wandrahmeneisen“ verlegt, welche mit dem aufgehenden Mauer-

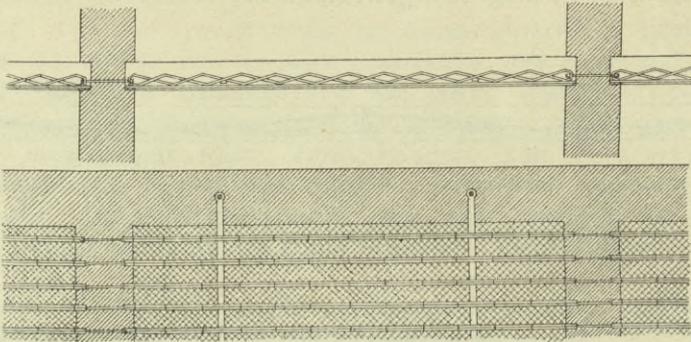


Bild 65 und 66. Dietrichkeits-Ankerdecke mit Schereneisen-Einlagen. (Siehe Seite 32.)

werk vermauert werden. An diesen Flacheisen befestigt man in Abständen von 16 cm Schlaufen (oder Oesen) aus Rundeisen, in welche sodann die Deckenspanneisen eingehängt werden. Letztere können, je nach der Berechnung, aus

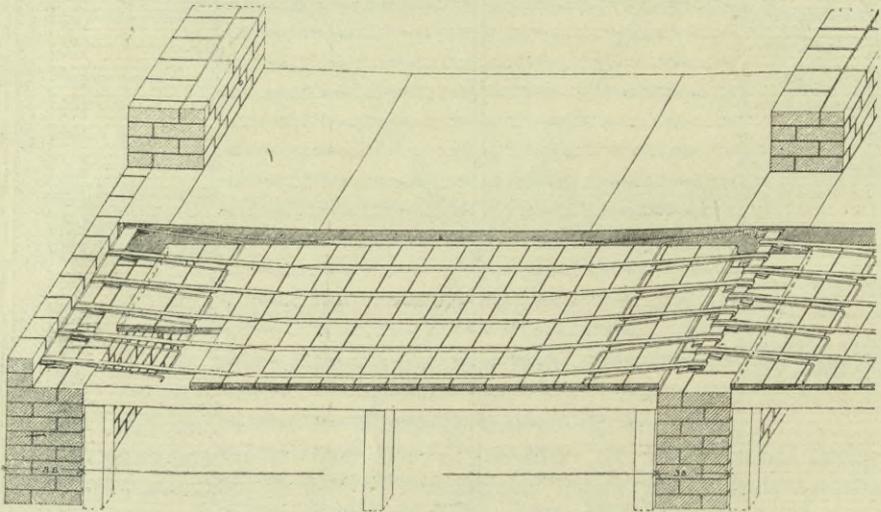


Bild 67. Lolats Ankerdecke. Ausführungsweise A. (Ansicht.)

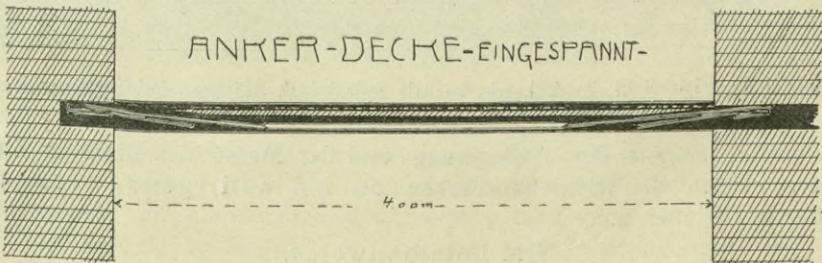


Bild 68. Lolats Ankerdecke. Ausführungsweise A. (Schnitt.)

Rund- oder Flacheisen bestehen. Die Deckeneisen werden nach Herstellung der Schalung mittels eines hierzu hergerichteten Anziehhebels, entweder durch die Schlaufen, oder um das Wandeseisen unmittelbar mäßig angezogen, und zwar so, daß

das Eisen in der Mitte des Raumes auf der Schalung fest aufliegt, an den Seiten aber fest an der Oberkante der Betonplatte sitzt. Sollte das Eisen zu straff sein, sodaß es in der Mitte mehr als 1 cm über der Schalung schwebt, so muß es vor

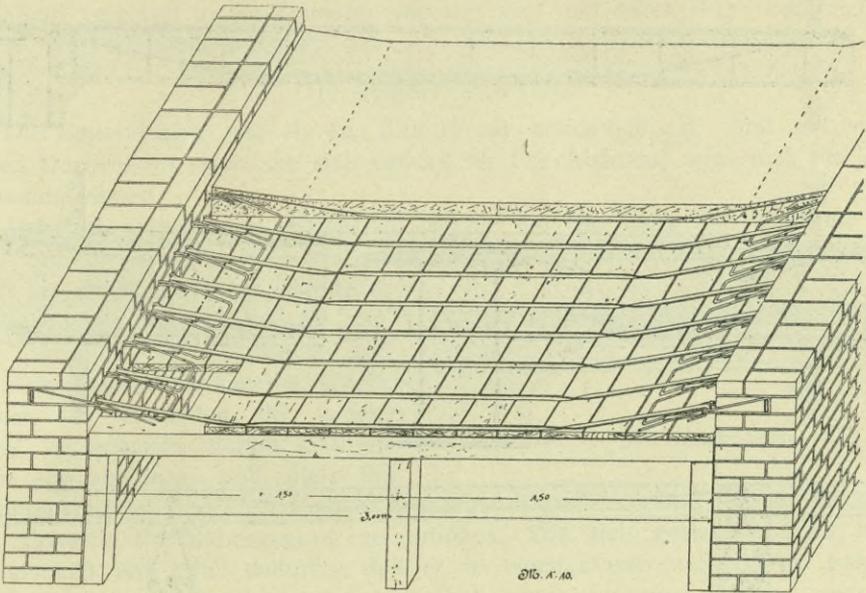


Bild 69. Ankerdecke. Ausführungsweise B. (Ansicht.)

dem Einbetten in den Zementbeton so belastet werden, daß es sich bis zur nötigen Tiefe durchbiegt.

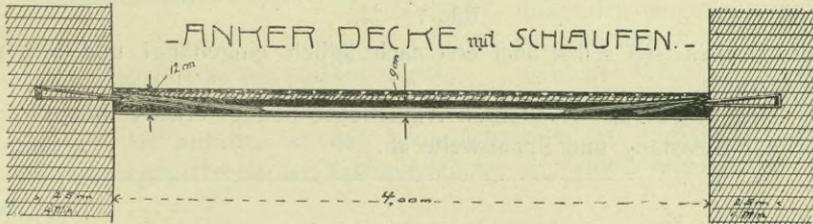


Bild 70. Ankerdecke. Ausführungsweise B. (Schnitt.)

Die Schlaufen (oder Oesen) sind entbehrlich, wenn die Deckenspanneisen sofort beim Aufmauern der Wände eingelegt werden können, und der Beton

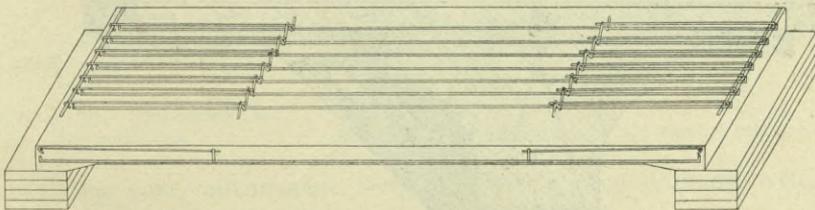


Bild 71.

sofort beim weiteren Hochführen des Baues eingebracht wird. In diesem Falle werden die Deckenspanneisen unmittelbar an die Wandrahmeneisen befestigt.

In der durch Bild 67 und 68 versinnbildlichten Ausführungsweise A ist die Anordnung einer über die Wände gespannten Ankerdecke ersichtlich.

Die zweite Ausführungsweise B zeigt Bild 69 und 70. Bei dieser werden während des Baues einfach sogen. Schlaufen mit Flacheisen in den Wänden ver-

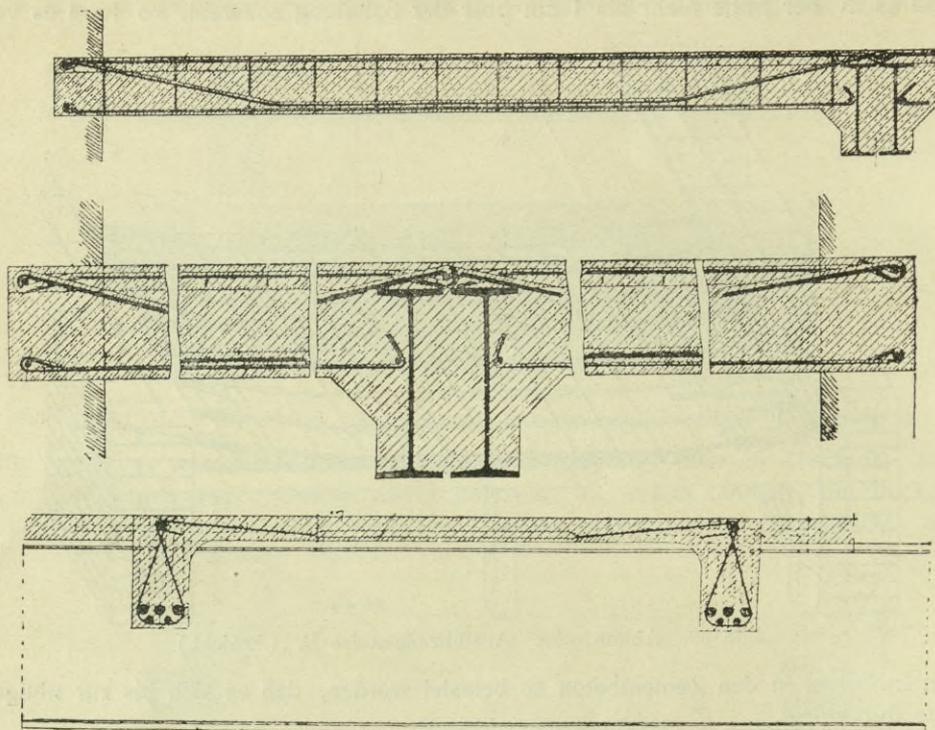


Bild 72—74.

mauert, die Deckeneisen selbst aber erst nachträglich eingehängt und alsdann der Beton aufgebracht.

Die Gesamtstärke der Lolatschen Ankerdecke beträgt etwa 8 bis 15 cm und hängt von der Belastung und Spannweite ab.

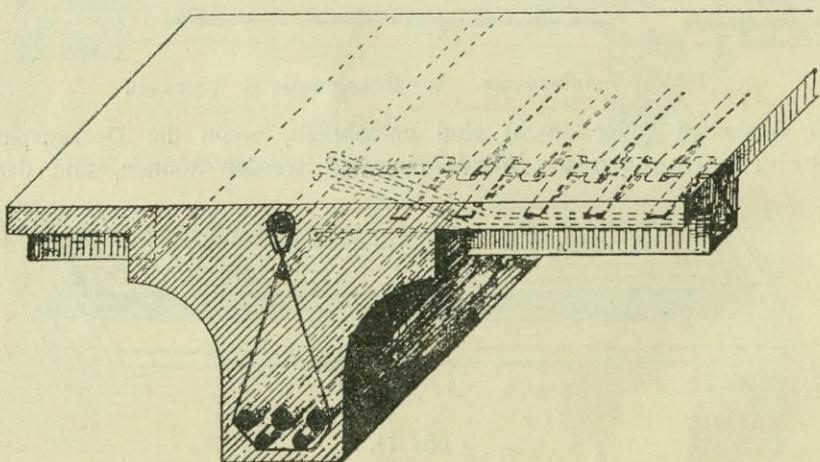


Bild 75.

Außer diesen beiden Deckenarten bringt Lolat noch andere Deckenausführungen bezüglich der Form der Einlage in Vorschlag, von denen die in Bild 71 dargestellte ein Beispiel ist.

Besondere Eigentümlichkeiten zeigen die von Lolat ausgebildeten Rippendecken. Letztere werden entweder von I-Trägern nach Bild 72 bis 74, oder in Eisenbeton nach Bild 75 ausgeführt. Die Eisenbetonrippen erhalten als Einlage Rundeisenstäbe, die zu Bündeln vereinigt in die Zugzone eingelegt sind und durch Bügel oder Schleifen in ihrer Lage gehalten werden.

### Die Eggertbauweise.

Die Eggertdecke, wie sie aus Bild 76—81 ersichtlich ist, zählt mit zu den neueren Deckenbauweisen, die sich sowohl für Fabrikbauten, wie auch für Wohnhausbauten eignen.

Geheimer Oberbaurat Eggert in Berlin hat die nach ihm benannte Bauweise zum ersten Male für den seiner Leitung unterstellten Rathausbau in Hannover im Jahre 1901 für sämtliche Gebäudedecken angewendet. Er verfolgte dabei in der Hauptsache drei Ziele: Die Anwendung eiserner Träger gänzlich zu vermeiden, die ausgedehnte Verwendung harten Stampfbetons einzuschränken und zuletzt die Leistungsfähigkeit der Decke nach Spannweite und Tragkraft durch Einführung einer sicheren Kräfteübertragung zu erhöhen. Die sich gesteckten Ziele hat er auch erreicht, und zwar dadurch, daß er in einen massiven Baukörper gebogene Eisenstäbe einlegte, die ähnlich wie die Stäbe der gezogenen Gurtung nebst den

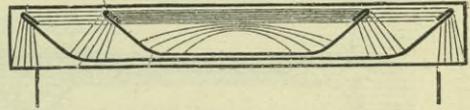


Bild 76. Die Eggertdecke.

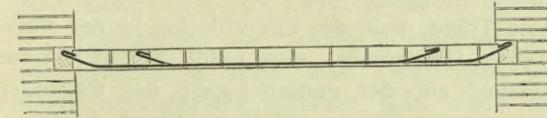


Bild 77 Eggertdecke mit porösen Ziegeln.

der Zugdiagonalen der Gitterwerke aus der Zugzone des Trägers in die Druckzone verlaufen. Diese Anordnung der eingebetteten Eisenstäbe (Bild 76 und 77), der wir schon in ähnlicher Weise bei früheren Bauweisen begegnen, die jedoch hier in vollkommener Art auftritt, ist das kennzeichnende der ganzen Bauweise, denn damit ist ein neues Gebiet der Kräfteverteilung in Betonkörpern mit Eiseneinlagen betreten.

Die Enden der Stäbe, also die Stellen, an denen sich die Druckkräfte im Beton mit den Zugkräften der Eisenstäbe verbinden, sind durch halbkreisförmige Umbiegungen (Bild 78) oder durch Ankerplatten (Bild 79) in ihrer Lage gesichert. Dadurch erhält

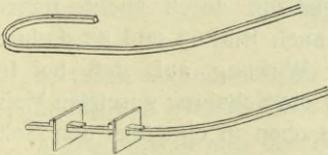


Bild 78 u. 79. Stabenden der Eggertdecke.

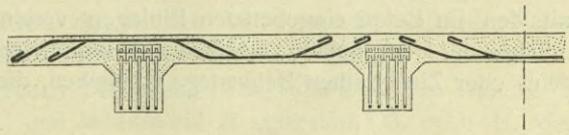


Bild 80. Die Eggertdecke als Gerber'scher Kragträger.

die Ausführung eine vollkommene Sicherheit ihrer ganzen Wirkung, welche sie für große Spannweiten und hohe Belastungen nutzbar macht.

In Berlin ist durch das Kgl. Polizeipräsidium die früher größte Höchstspannweite von 4,80 m zugelassen. Erfolgreich geprüft ist die Decke in ihrer einfachen, ebenen Form auf Spannweiten von 10 m.

Für die Herstellung des massiven Baukörpers der Eggertdecke ist dadurch große Freiheit geschaffen, daß man nicht ausschließlich von dem harten, zugfesten

Stampfbeton Gebrauch machen muß, vielmehr in der Zugzone weichere Baustoffe an dessen Stelle treten können. Insbesondere erscheint der poröse Ziegel geeignet für die Herstellung der Deckenfläche, und er kann bei Spannweiten bis zu 5 und 6 m, unter Umständen sogar ausschließlich zu dem ganzen Deckenkörper verwendet werden (Bild 77).

Die Anwendung des der Bauweise zu Grunde liegenden Gedankens beschränkt sich nicht nur auf ebene Decken, vielmehr eignet sich dieselbe auch als Freitragler bei Balkonen und auch als Kragträger nach Bauweise Gerber (Bild 80).

Außerdem läßt sich die Eggertdecke auch leicht in Verbindung mit Eisenbetonbalken ausführen, wie Bild 81 erkennen läßt.

Zur Ausführung der Decke ist eine durchgehende Schalung wie bei den bisher genannten Deckenarten nötig, welcher man vorteilhaft einen kleinen Stich

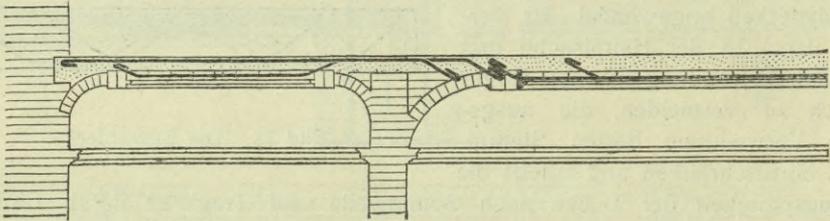


Bild 81. Die Eggertdecke in Verbindung mit Eisenbetonbalken.

gibt, damit die Decke sich beim Ausschalen ein wenig durchschlagen kann, ohne unter die Wagerechte herabzusinken.

In ihrer reinen Form ohne eiserne Träger muß die Eggertdecke in der Regel unmittelbar nach der Aufmauerung eines Geschosses, also unter freiem Himmel ausgeführt werden, weil sie ihr Auflager auf der ganzen Länge der tragenden Mauer findet. Im anderen Falle, wo eiserne Träger zur Verwendung kommen, kann die Ausführung der Decken nach dem Eindecken des Gebäudes erfolgen.

#### Die Zöllnerbauweise.

Das Wesen der von Direktor Zöllner erfundenen Bauweise, bekannt unter dem Namen Zöllnersche Zellendecke, ist jener von Eggert im wesentlichen gleich.

Ebenso wie letzterer, führt auch Zöllner den Grundsatz durch, den zugfesten und schweren Beton möglichst zu vermeiden. Er ersetzt ihn durch leichte reihenweise eingelegte Hohlsteine oder -ziegel. Diese treten nach Bild 82 und 83 dadurch mit den im Beton eingebetteten Einlagen vereint zur Wirkung auf, daß bei frei aufliegender Deckenplatte zwischen den unmittelbar auf die Schalung gesetzten Hohlstein- oder Ziegelreihen Betonstege verbleiben, die nach oben in eine über den Hohlkörpern durchgehende Betonplatte übergehen. Dabei liegt im unteren Stegteil die Einlage, welche aus je einem Rundeisenstab besteht. Bild 82 und 83 zeigen eine einfache, frei aufliegende

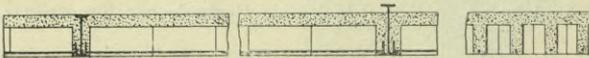


Bild 82 und 83. Die Zöllnerdecke.

Zellendecke in Längs- und Querschnitt.

Die Hohlsteine oder -ziegel haben gewöhnlich das Ausmaß 12·15 cm und werden je nach der Spannweite flach oder hochkantig verlegt; für größere Spannweiten sind höhere Hohlkörper, etwa 18·21 cm zweckmäßig. Hat man mit besonders hohen Belastun-

gen oder Einzellasten zu rechnen, so können noch in die obere Betonschicht behufs gleichmäßiger Lastverteilung Querdrähte eingelegt werden.

Geht die Deckenplatte ohne Unterbrechung über Zwischenmauern oder  $\Gamma$ -Träger hinweg, so läßt sich die eben beschriebene Anordnung der Zellendecke wegen der auftretenden positiven und negativen Momente nicht verwenden. In diesem Falle ergibt sich eine Querschnittsform, die unter den Hohlkörpern noch eine durchgehende Betonschicht erhält, welche in der Nähe der Zwischenstützen die Druckgurtung der  $\Gamma$ -förmigen Betonquerschnitte bildet. Die Decke besteht dann, sofern man von der Hohlkörperausfüllung absieht, aus lauter aneinander gereihten  $\Gamma$ -Trägern

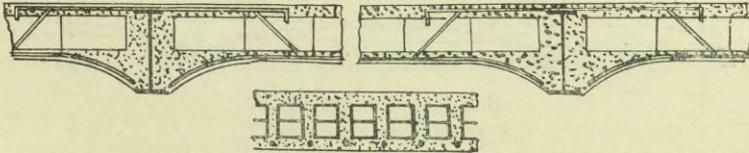


Bild 84 und 85. Zöllnerdecke über Mittelstützen.

aus Beton, die jeweils an der Zugseite mit Eiseneinlagen versehen sind. Die Gestalt und Lage der Eisen entspricht der Maximalmomentenlinie ununterbrochener Eisenbetonplatten. Die weiteren Einzelheiten der Decke gehen aus Bild 84 und 85 deutlich hervor.

Für gewöhnliche Wohnhausbelastung können Räume bis 7 m Spannweite ohne Anwendung von Zwischenträgern überdeckt werden.

Hinsichtlich der Deckenberechnung ist hervorzuheben, daß sich aus dem Biegemoment außer dem Querschnitt der Eiseneinlage auch die Stärke der oberen Betongurtung ermitteln läßt, wenn für diese eine gewisse größere Randspannung des Betons als zulässig angenommen wird. Außerdem ist auch die Steg-

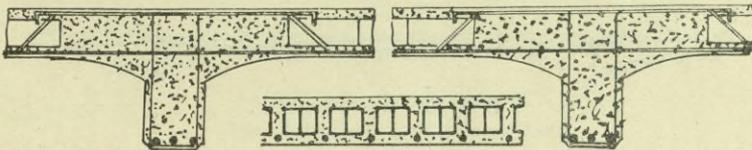


Bild 86 und 87. Die Zöllnerdecke zwischen Eisenbetonbalken.

breite leicht rechnerisch zu ermitteln, da an den Auflagern die zulässige Schubspannung des Betons nicht überschritten werden darf.

Die Ausführung der Zöllnerschen Zellendecke, die allein in den Händen der Firmen Wayß & Freytag A.-G. und Windschild & Langelott, G. m. b. H., liegt, kann auch nach Art der Bilder 86 und 87 zwischen Eisenbetonträgern erfolgen. Da hierbei der  $\Gamma$ -förmige Träger eine obere Druckgurtung von gewisser Breite nötig hat, so sind die Hohlsteinreihen nur bis 50 cm Abstand von Trägermitte herangeführt.

#### Die Ruhlschen Bauweisen.

Ingenieur Ruhl in Bremen hat eine große Anzahl von Deckenbauweisen eingeführt, die er alle mit dem Namen Viktoriadecken bezeichnet. Bild 88 bis 100 zeigen die einzelnen Ausführungsarten. Auch dieser Erfinder vermeidet den Beton,

sobald die Möglichkeit vorhanden ist, und läßt an seine Stelle gleichfalls Hohlziegel treten.\*)

In der Form des Deckenkörpers und der Anordnung der Einlage wechseln hierbei Plandecken und Voutenplatten, sowie über die Träger fortlaufende und eingespannte Platten ab.

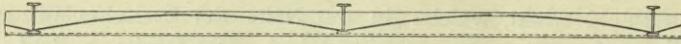


Bild 88. Ausführung A.

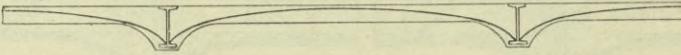


Bild 89. Ausführung B.

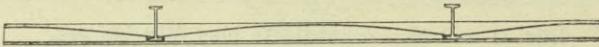


Bild 90. Ausführung C.

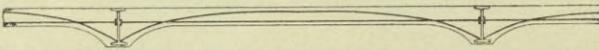


Bild 91. Ausführung D.

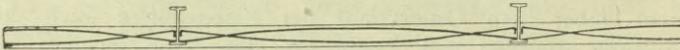


Bild 92. Ausführung E.

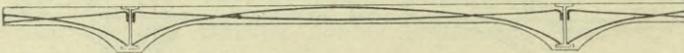


Bild 93. Ausführung F.

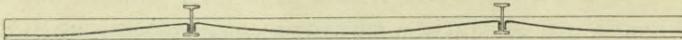


Bild 94. Ausführung G.  
Die Ruhlschen Deckenbauweisen.

Die Grundformen der Eiseneinlagen, bestehend aus straff gespanntem oder gebogenem Stahldraht, sind unter A und G dargestellt. In den weiteren Ausführungen sind die beiden Grundformen auf die verschiedenste Weise mehr oder weniger einfach zusammengesetzt.

Besondere Eigentümlichkeit zeigt die erste Ausführungsart (Bild 88), bei welcher die Einlage zum großen Teile in der Druckzone des Betonkörpers liegt und somit das Eisen auch nur auf Druck beansprucht wird. Da hier die Zugspannungen

\*) In zahlreichen Fällen werden Viktoriadecken bei Spannweiten bis zu 2,00 m aus Schwemmsteinen oder porösen Lochziegeln ausgeführt. Für solche Fälle kommt nur die Einlage der Ausführungsweisen A, E und G in Betracht.

in der unteren Zone von dem Beton selbst aufzunehmen sind, so kann die Ausführung auch nur für geringe Spannweiten in Frage kommen, wenn nicht in der unteren Plattenmitte Risse auftreten sollen.

Die meisten Ausführungsarten lassen deutlich erkennen, daß der Erfinder auf eine beiderseitige Verstärkung der Betonplatten mit Eiseneinlagen besonderen Wert legt, welcher Anordnung wir auch bei einer noch später zu besprechenden Decken-

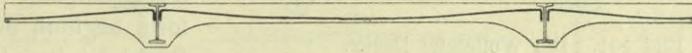


Bild 95. Ausführung H.

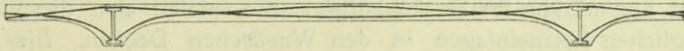


Bild 96. Ausführung J.

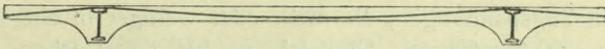


Bild 97. Ausführung K.

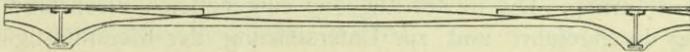


Bild 98. Ausführung L.



Bild 99. Ausführung M.

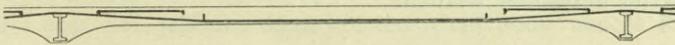


Bild 100. Ausführung N.  
Die Ruhlschen Deckenbauweisen.

bauweise begegnen werden. Weitere Sicherheit ist in einigen Fällen für Decken mit großer Spannweite noch dadurch gewahrt worden, daß die Haupteiseneinlage noch durch besondere Ankereisen verstärkt wird. Dies ist, wie bei den Ankereisendecken, an den Stellen der Fall, wo die Stützenmomente am größten sind.

Die Deckenstärke beträgt bei allen dargestellten Ausführungsarten, gewöhnliche Verhältnisse vorausgesetzt, etwa 12 cm.

Das Hauptanwendungsgebiet der Viktoriadecken liegt im Fabrikbau, wo sie teilweise sehr große Belastungen aufnehmen können.

#### Die Wollesche Bauweise.

Die Firma Rud. Wolle in Leipzig wendet eine Deckenart an, die ebenfalls wegen der als Vouten ausgebildeten Konsolen zu den doppelt eingespannten Eisenbetonplatten zählt und unter dem Namen Wollesche Konsolendecke bekannt ist. Bild 101 gibt ein Beispiel dieser Bauweise wieder, die sich dadurch kennzeichnet, daß,

wie schon bei einigen Ausführungen der Viktoriadecke der Fall war, Eiseneinlagen, sowohl in der Druck- als auch in der Zugzone der Betonplatte angeordnet werden, jedoch bei dieser Bauweise in einer ausgesprochenen Form. Wie die Abbildung erkennen läßt, ist die Ausbildung der Vouten, insbesondere der Einlage in einfacher Weise gelöst und dem Grundgedanken des Eisenbetons Rechnung getragen. Die Einlagen sind an

den Stellen, wo die Verstärkung der Deckenplatte und der Uebergang in die Voutenform beginnt, durch lotrechte Bügel mit einander verbunden. Einesteils ist dadurch eine

feste Verbindung beider Einlagen hergestellt, andernteils bewirken sie eine Verteilung der Spannkkräfte im Deckenkörper. Sie spielen also dieselbe Rolle, wie die diesbezüglichen Eiseneinlagen in den Wayßschen Decken. Die oberen vollständig geradlinig durchgeführten Eisenstäbe sind an den Enden um die Trägerflanschen umgebogen, wie dies schon bei der Koenenschen Voutendecke der Fall ist. Diesen Eisenstäben kommt die Aufgabe zu, die in der oberen Seite der Deckenplatte auftretenden Zugspannungen, die mehr oder weniger in eingespannten Platten auftreten können, zu übertragen. Obgleich es bei den Decken dieser Art ihrer inneren Kräftewirkung nach nicht erforderlich ist, die obere Einlage vollständig durchgehen zu lassen, so erblickt doch der Erfinder darin eine erhöhte Sicherheit der ganzen Ausführung. Die in der Zugzone eingebetteten Eisenstäbe sind gleichfalls geradlinig durchgeführt und zur Unterstützung der Klemmfestigkeit an ihren Enden rechtwinklig umgebogen. Die Höchstspannweite dieser Eisenbetondecke ist 6,0 m.

Die Ausführung erfolgt auf Schalung entweder zwischen  $\Gamma$ -Trägern oder zwischen massiven Mauern, und zwar im letzten Falle in derselben Weise, wie bei der Koenen'schen Bauweise.

Hinsichtlich der Berechnung betrachtet in allen Fällen der Erfinder diese Konsoldecke als eingespannt, mit Ausnahme der Endfelder, die, wo erforderlich, als frei auflagernd gerechnet werden.

### Die Ramischbauweise.

Die Deckenbauweise des Professors Ramisch in Breslau zählt mit zu den jüngeren Erfindungen von doppelt eingespannten Eisenbetondecken. Die Bilder 102 bis 104 geben Beispiele der Anwendung dieser Bauweise wieder.

Ramisch führt die Eiseneinlage in der oberen Zone der Deckenplatte nicht unnötiger Weise durch, sondern hat die wirklich nötige Höchstlänge dieser, wie auch der unteren Einlage, rechnerisch ermittelt. Die Ergebnisse zeigt Bild 105, wobei  $l$  die Deckenspannweite von Trägermitte zu Trägermitte,  $d$  die Deckenstärke bedeutet und  $u = 0,3 l$ ,  $v = 0,8 l$  beträgt.

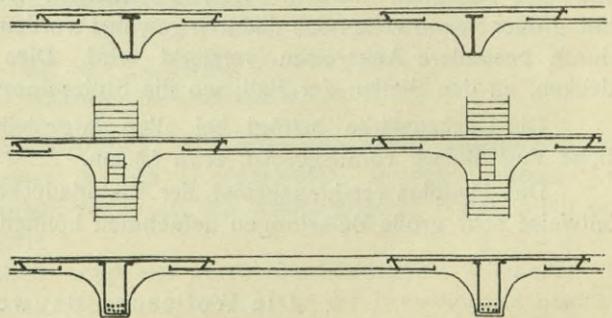


Bild 102—104. Die Ramischdecke in verschiedener Anwendungsform.

Die Stabenden sind auch bei dieser Bauweise stets rechtwinklig umgebogen, um die Gleitfestigkeit zwischen Beton und Eisen zu vergrößern.

Die Neuheit der Bauweise liegt in der Anordnung von sogenannten Wärmeausgleichstäben aus Rundeisen, deren Lage nach Bild 105 geneigt ist. Dadurch sucht der Erfinder einem Uebelstande abzuhelpfen, der einigen Deckenbauweisen

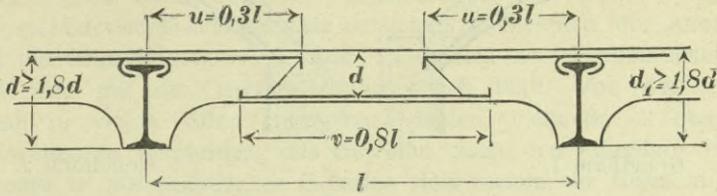


Bild 105. Die Statik der Ramischdecke.

eigen ist und in der Bildung von Rissen\*) besteht. Die Entstehung von Rissen und die Wirkung der Wärmestäbe ist in folgenden Umständen begründet.

Da die doppelt eingespannte Deckenplatte zwischen zwei festen Auflagern, welche im allgemeinen Träger sind, ruht, so bleibt dem Beton bei Temperaturzunahme nur die eine Möglichkeit, sich parallel zu den Trägern, also senkrecht zu den Eiseneinlagen, auszudehnen. Legt man nun senkrecht zu den Eiseneinlagen einen Schnitt, so zeigen sich an der Platte zweierlei Querschnitte, nämlich solche, die Eiseneinlagen enthalten und solche ohne Eiseneinlagen. Bild 106 veranschaulicht einen Schnitt, wobei die Rechtecke, welche den Eisenquerschnitt darstellen, gestrichelt sind und somit die Platte in Streifen zerlegt ist, welche teils mit Stäben versehen sind, teils keine solchen aufweisen. Erwärmt sich die Platte nur unten so biegen sich die Streifen, und ihre Grundflächen nehmen die Gestalt des Bildes 107 an, sodaß sich ein Riß bildet, der in der Nähe der Mitte (M) stets eintreten wird.

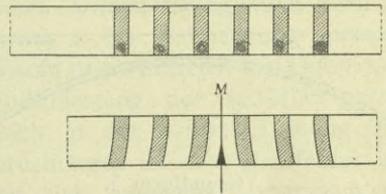


Bild 106 und 107. Verhalten einer Eisenbetondecke beim Erwärmen.

Hat sich dieser eine Riß gebildet, dann können leicht noch andere Risse entstehen. Die Wärmestäbchen bewirken nun, daß infolge des Hebens der Platte eine gewölbartige Krümmung entsteht, weil das Gewölbe auf den Trägern aufliegt. Aus diesem Grunde haben die Stäbchen die schiefe Lage nach der oberen Mitte hin, und damit wird das Geradestrecken der keine Einlagen aufweisenden Streifen veranlaßt, sodaß die Rißbildung verhindert wird. Da zugleich das Eisen die Wärme besser leitet als Beton, führen die Stäbchen die Bezeichnung Wärmeausgleichstäbchen.

Die Stärke der Deckenplatte schwankt zwischen 10 bis 13 cm; die Decke wird bis 6 m Spannweite ausgeführt. Sie ruht entweder zwischen  $\perp$ -Trägern, Mauern oder Eisenbetonbalken.

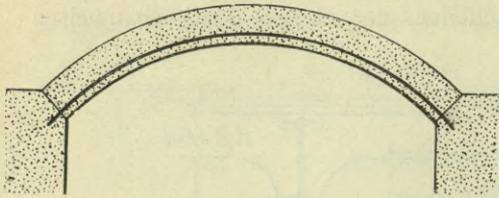
## b. Gewölbte Eisenbetondecken.

### Allgemeines.

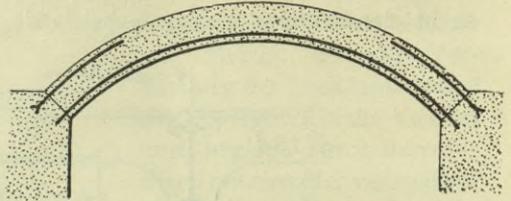
Im Gewölbebau aus Eisenbeton unterscheidet man drei Hauptgruppen, je nach dem, ob das Gewölbe in den erzeugenden Linien gleiche Stärke besitzt oder nur die Leibung gewölbt, bezw. an gewissen Punkten durch Rippen verstärkt ist.

\*) Die Bildung von Rissen ist im zweiten Teil des Buches eingehend erörtert.

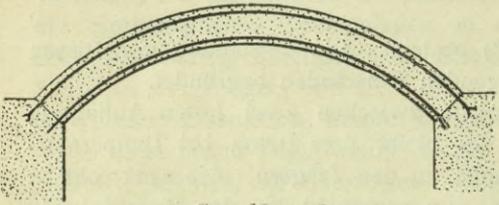
Die erste Hauptgruppe bilden die gewöhnlichen Gewölbe, die sowohl in der Leibung als auch im Rücken die Wölbung zeigen. Für unsere Betrachtung der Gewölbe als Grundformen gilt die Annahme, daß das Gewölbe nicht mit Ge-



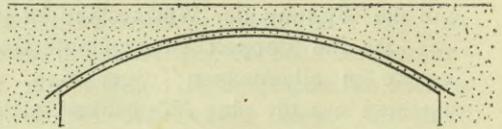
Grundform 1.



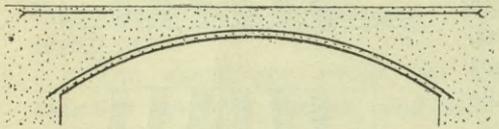
Grundform 2.



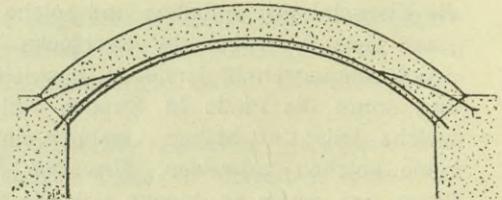
Grundform 3.



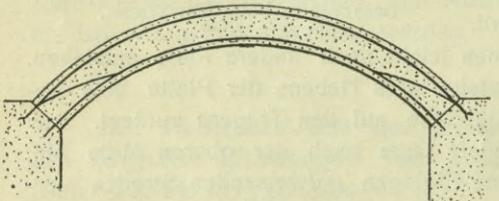
Grundform 4.



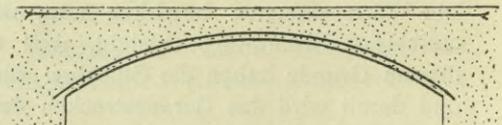
Grundform 5.



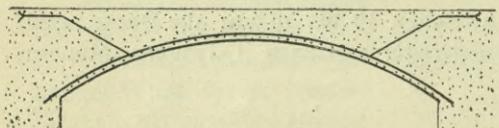
Grundform 6.



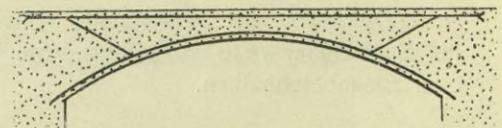
Grundform 7.



Grundform 8.



Grundform 9.



Grundform 10.

Grundformen der gewölbten Eisenbetondecken.

lenken versehen, sondern als ein an den Kämpfern eingespanntes Werkstück zu betrachten ist.

Wird ein Gewölbe von oben belastet, so erträgt dasselbe zugleich Druck und Biegung, bezw. Zug- und Schubkräfte, deren Größe in jedem einzelnen Falle

von der Spannweite, Stärke und Belastung des Gewölbes abhängt.\*) Der Einlage fällt nun in erster Linie die Aufgabe zu, die Festigkeit des Betons überall da zu unterstützen, wo sie den aus der Biegung entstandenen Zugbeanspruchungen unterworfen ist. Außerdem tritt jedoch in den meisten Fällen für die Eiseneinlage die Aufgabe hinzu, die Widerstandsfestigkeit des Betons auch gegen Druck zu erhöhen und schließlich noch die Scheerkräfte aufzunehmen. Je nach Berücksichtigung der einzeln geschilderten Gesichtspunkte entstehen hinsichtlich der Anordnung der Eiseneinlage die Grundformen 1, 2 und 3, wobei der Gewölberücken jedesmal gekrümmt ist und mit der Gewölbeleibung gleich läuft. Von der letzteren Anordnung kann in vielen Fällen abgesehen werden, vielmehr ist namentlich für große Spannweiten zu empfehlen, das Gewölbe nach den Kämpfern hin zu verstärken. Ebenso ist aus praktischen Gründen stets ratsam, die Eisen in den Widerlagern kräftig zu verankern.

Die zweite Hauptgruppe schließt alle solche Gewölbeformen ein, bei denen nur die Leibung gewölbt, dagegen der Gewölberücken eben ist (Grundformen 4, 5, 8, 9 und 10). Die Gewölbe dieser Art werden im Hochbau besonders viel verwandt und sind vornehmlich deshalb zu empfehlen, weil sie einen geringeren Seitendruck auf die Widerlager ausüben und auch die Ausführung sich einfacher und leichter gestaltet. Dagegen ist das Gewicht eines solchen Gewölbes zumeist wesentlich größer als bei Gewölben mit gekrümmtem Rücken, wenn gleiche Spannweite und Belastung vorausgesetzt sind. Die einfachste der hier in Betracht kommenden Anordnungen der Einlagen zeigt Grundform 4. Bei mittleren und größeren Spannweiten empfehlen sich auch Eiseneinlagen außer in der Leibungszone in der oberen Zone. Diesen Bedingungen kann am besten durch Verankerungen nach den Grundformen 5 bis 10 Rechnung getragen werden. Solche doppelte Verstärkung entspricht sowohl dem Auftreten von Querrissen, welche sich in beiden Zonen bei einseitiger Nutzbelastung des Gewölbes gezeigt haben, als auch den Zugbeanspruchungen, die sich in der äußeren Leibung nahe den Stützpunkten äußern. Neben den Zugbeanspruchungen ist auch der Druck des Bogens zu berücksichtigen. Die aus demselben sich ergebende Ueberspannung, bzw. Formveränderung ist leicht durch Querverbindungen in der Richtung der Gewölbestärke und Breite zu unterdrücken.

Für die dritte weniger bedeutende Hauptgruppe, für die Rippengewölbe gelten die gleichen vorstehenden Angaben. In ihrem Wesen bilden sie nur eine Abart der vorhergehenden, denn die Gewölbe sind zu Rippen ausgebildet und diese durch überspannende Decken miteinander verbunden.

### Die Monierbauweise.

Die Bauweise Monier hat auf die Entwicklung der Gewölbe aus Eisenbeton einen ebenso großen Einfluß ausgeübt wie auf die Herstellung von Platten.

Am geeignetsten für diese Bauweise erscheinen Gewölbe kleiner und mittlerer Spannweite mit parabolischer Bogenform. In diesem Falle, und unter der Voraussetzung gleichmäßiger Belastung, ordnet man gewöhnlich ein Geflecht von Stäben nahe der unteren Leibung des Gewölbes an. Dabei führt man auch hier die Aufgaben der Trag- und Verteilungsstäbe wie bei gleicher Bauweise für ebene Platten (s. Seite 22) angewendet, durch.

Die Stärke der Moniergewölbe beträgt gewöhnlich 50 mm. Darauf bringt man eine Aufschüttung von Schlackenbeton, die gewöhnlich bis Oberkante Ge-

\*) Vergleiche II. Teil. Theorie des Eisenbetons.

wölbescheitel reicht, wenigstens jedoch die Gewölbezwickel bis zur sogen. Bruchfuge ausfüllen muß. Bild 121 zeigt eine solche Anordnung.

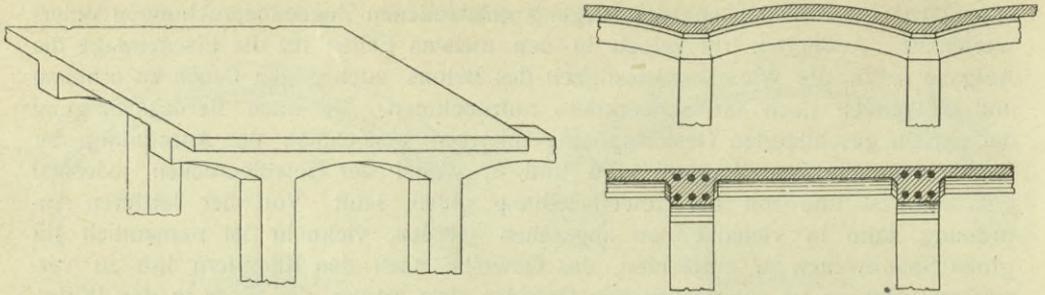


Bild 118—120. Grundformen der gewölbten Monierdecken.

Bei größeren Spannweiten, wo gleichzeitig infolge ungleichmäßiger Belastung biegende Momente auf das Gewölbe einwirken können, hat stets eine doppelte Einlage nach Bild 122 das Gewölbe zu verstärken. Nicht in jedem Falle braucht das zweite, im Gewölbertücken liegende Geflecht, durchzulaufen, sondern es kann im Scheitel wegfallen und bereits dicht über der Bruchfuge des Gewölbes enden.

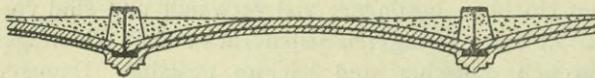


Bild 121. Einfachste Form der Monierdecke.

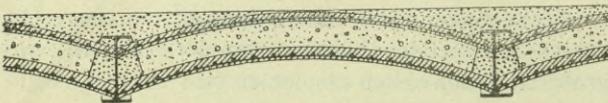


Bild 122. Doppelte Monierdecke.

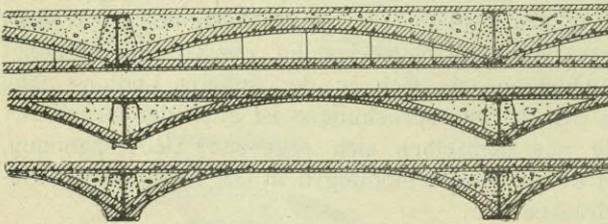


Bild 123—125. Abgeänderte Formen der Monierdecke.

Zwischen den beiden erwähnten Ausführungsweisen liegen noch einige Anordnungen, die zumeist Ingenieur Wayß vorgeschlagen hat und in Bild 123 bis 125 dargestellt sind.

Je nach der Art der äußeren Ausführung können die Unteransichten der Trägerflanschen entweder frei sichtbar bleiben, oder besser durch eine Putzschicht feuersicher verkleidet werden.

die Unteransichten der Trägerflanschen entweder frei sichtbar bleiben, oder besser durch eine Putzschicht feuersicher verkleidet werden.

### Die Koenensche Bauweise.

Die sogen. Koenensche Plandecke, eine im Jahre 1899 von Regierungsbaumeister Koenen erfundene Bauweise, hat sich besonders in der Schweiz eingeführt und findet dort zur Zeit ausgiebige Anwendung.

In der einfachsten Form (s. Bild 126 und 127) ist diese Plandecke eine mit Rippen, bzw. Hohlräumen versehene Eisenbetondecke, die mit einer unterhalb der Träger durchgehenden ebenen Decke verbunden sein kann. In

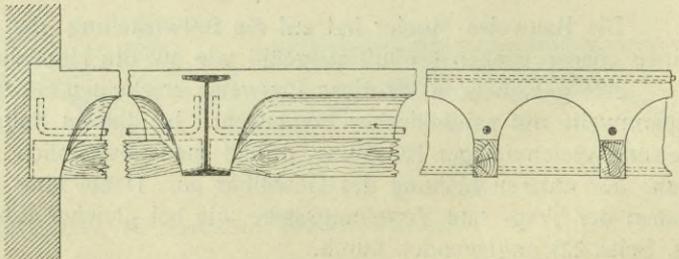


Bild 126 und 127.

Die Koenensche Bauweise (Koenensche Plandecke genannt).

In

die Rippen der Tragplatte sind Rundeisenstäbe möglichst tief eingebettet und der diese Eisen umhüllende Beton wird sehr dicht hergestellt, während dagegen die obere Platte in leichtem Kiesbeton ausgeführt wird.

Die Eisenbetonplatte kann verschiedene Stärken erhalten; es richtet sich dies nach der Spannweite und nach der Belastung. Gewöhnlich beträgt dieselbe im Scheitel 5 bis 7 cm.

Für die Ausführung dieser Bauweise werden unter den je 4 cm breiten Rippen Holzlatten angeordnet, die auch gleichzeitig zur Befestigung der unteren ebenen Decke dienen können. Ist letzteres jedoch nicht der Fall, dann dienen die Holzlatten nur als Schalungsträger der Betonplatte während der Ausführung, also nur zum Aufsetzen der gebogenen 1 m langen Eisenbleche, auf welchen die Betonmasse eingestampft wird. Nach Erhärten des Betons werden diese weggenommen und wieder von neuem verwendet.

### Die Melanbauweise.

Wesentlich verschieden, sowohl in der Bauart, als auch im Wesen von den

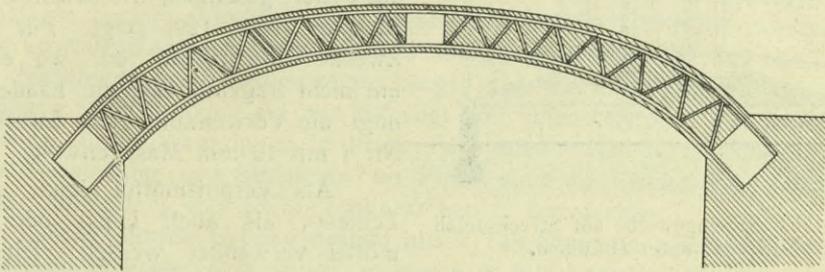


Bild 128. Die Melanbauweise.

soeben erwähnten Bauweisen ist die von Professor Melan in Prag im Jahre 1890 zum ersten Male angegebene Ausführungsart.

Sie ist eigentlich in das Gebiet des betonumhüllten Eisenbaues zu rechnen, wo das Eisen in selbsttragenden Formen angewendet wird und demnach eine viel maßgebendere Rolle spielt als im Eisenbeton. Wie aus Abb. 128 ersichtlich ist, besteht die Ausführung in der Verbindung eines Betongewölbes mit eisernen, parallel aufgestellten Bögen und eignet sich vorzüglich zu Brückenbauten. Diese eisernen Bögen sind bei Gewölben mit kleinen Spannweiten und Bogenstärken gebogene Träger, I-Eisen oder Eisenbahnschienen, bei größeren Spannweiten aus Formeisen zusammengesetzte, genietete Bogen- und Gitterträger.

Sowohl in Europa, als auch weit mehr noch in den Vereinigten Staaten von Amerika sind die größten Brücken nach dieser Bauweise hergestellt.

In bestimmten, den statischen Verhältnissen angepaßten Entfernungen, werden die eisernen Bögen senkrecht zur Gewölbeachse versetzt und zwischen selbige die parallel zu den eisernen Bögen laufenden Gewölbe eingespannt. Der zwischen diesen Bögen an einigen Stellen, besonders aber an den Kämpfern angebrachte Querverband in Form steifer Riegel oder Querrahmen bezweckt einestheils eine gewisse lastverteilende Wirkung, andernteils hat er die Bögen, solange sie noch nicht vom Beton umgeben sind, gegen seitliches Ausknicken zu sichern.

Die Entfernung der I-Träger, die noch in Bögen bis 3,50 m Spannweite verwendet werden, beträgt etwa 1 m, dagegen sind bei großen Spannweiten die Bogen und Gitterträger enger anzuordnen.

### Die Streckmetallbauweise.

Was bezüglich der Anwendung und der Ausführung der Bauweise Monier wesentliches gesagt wurde, findet auch hier Anwendung. Eine Erläuterung des Streckmetalls selbst ist bereits auf Seite 31 gegeben; nur sei hier erwähnt, daß für Gewölbeausführungen nur solches mit engen Maschen in Frage kommt.

In den allermeisten Fällen bilden Gewölbe mit Streckmetalleinlage zumeist nur Scheingewölbe, obwohl sie auch als tragende Gewölbe auftreten können. Im ersten Falle findet das Streckmetall, wenn es nicht in den Flanschen eiserner Träger aufrucht, an stärkeren Rundeisenstäben mittels Draht die genügende Befestigung. Auf diese Weise werden vielfach die hölzernen Dächer gegen die Einwirkungen des Feuers geschützt, wie nebenstehendes Beispiel (Abb. 129) zeigt. Für solche Zwecke und überall da, wo es sich um nicht tragende Bauteile handelt, genügt die Verwendung von Streckmetall Nr. 1 mit 10 mm Maschenweite.

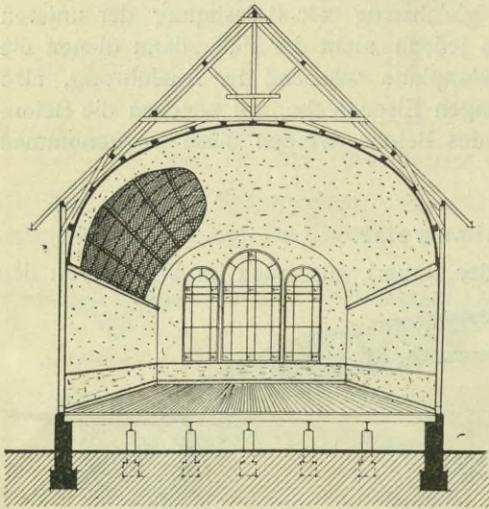


Bild 129. Scheingewölbe auf Streckmetall geputzt unter Holzdach.

Als Verputzmörtel kann sowohl Zement-, als auch Gips- oder Kalkmörtel verwendet werden. Diese bestehen dann aus:

- Zementmörtel (1 Teil Zement und 3 Teile Sand),
- reinem Gipsmörtel (Gips ohne jeden Zusatz),
- Gipsmörtel (Gips mit Zusatz von Kohlenasche bis zu 50 v. H.),
- Kalkmörtel (1 Teil Kalk und 3 Teile Sand),
- Kalkgipsmörtel (1 Teil Kalk, 3 Teile Sand, zu dieser Mischung werden kurz vor der Verarbeitung bis 20 v. H. Gips zugesetzt).

Der Mörtel für die erste Putzschicht ist zweckmäßig mit Haaren, kleingehacktem Heu oder dergl. zu mischen; dadurch wird die Masse in sich zäher und bleibt besser haften.

Bei tragenden Gewölben (Abb. 130) und Ge-

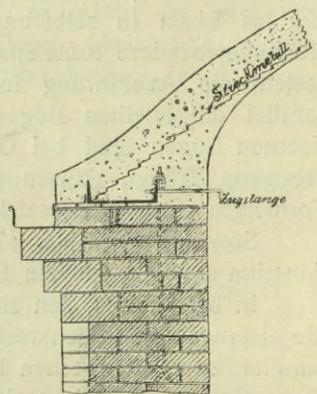


Bild 131. Dachgewölbe aus Streckmetall.

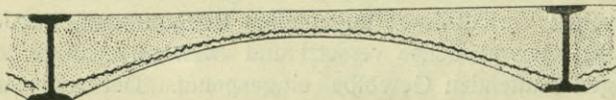


Bild 130. Tragendes Gewölbe mit Streckmetall-Einlage.

wölben mit großer Spannweite (Abb. 131) spielt die Einlage eine größere Rolle, sodaß es sich oftmals empfiehlt, die nötige Stärke des Streckmetalls rechnerisch zu ermitteln.

### Die Drahtziegelbauweise.

Das zuerst in Deutschland eingeführte Erzeugnis Drahtziegel (Abb. 132) hat bei der Herstellung von leichten, etwa 5 cm starken Gewölben als Scheingewölbe, ebenso wie Streckmetall, eine ansehnliche Verbreitung gefunden.

Es besteht aus Drahtgewebe, das von aufgepreßten, ziegelhart gebrannten Tonkörperchen umhüllt ist.

Für Gewölbeausführung in Dachziegelputz sind Lehrbögen, jedoch leichter Art als für Ziegelgewölbe erforderlich; nach diesen Bögen biegt bzw. formt man ein Gitterwerk aus sich kreuzenden starken Drähten oder Rundeisen, und verbindet deren Kreuzungsstellen mit Bindedrähnten. Für Gurte und Grate sind stärkere Drähte zu verwenden als für Gewölbefflächen. Gewöhnlich verwendet man 3,4 bis 8 mm starke Drähte bzw. Rundeisen je nach Gewölbegröße. Ein so gebildetes Gerippe wird oben mit Drahtziegel belegt und dieser mit Bindedraht mit dem Gerippe verbunden. Darauf wird die Gewölbeoberfläche mit Mörtel ausgetragen und demnächst die untere Gewölbeffläche geputzt. Tragfähige Gewölbe werden auf konvexen Lehrbögen ausgeführt, mit starken Eisengerippen versehen und mit Zement geputzt. Nichttragfähige Scheingewölbe hängt man auch an Drähten auf, bzw. stellt konkave Holzlehrbögen auf und befestigt von unten dagegen den Drahtziegel ohne Bildung eines Eisengerippes. In diesem Falle müssen also die Holzbögen tragen.

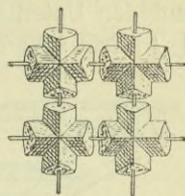


Bild 132.  
Drahtziegelgewebe.

Zur Vermeidung von Stoßrissen im Putze sind die Ränder der Drahtziegelbahnen um mindestens eine Reihe Tonkreuzchen zu überdecken.

Die übliche Mörtelmischung besteht aus 1 Teil Gips zu 2 Teilen Kalkmörtel. Soll Zementmörtel verwendet werden, so legt man folgendes Verhältnis zu Grunde: 1 Teil Zement und 3 Teile scharfen Sand. Zementputz ist mindestens 1½ cm stark aufzutragen.

Kommt in einzelnen Fällen eine besondere Schallsicherheit in Frage, so werden doppelte Drahtziegelbahnen gespannt und dazwischen schwache Eisen angeordnet. Die Befestigung geschieht auch hier mittels Bindedraht.

### Die Rabitzbauweise.

Die von dem Baumeister Rabitz in Berlin erfundene und eingeführte Bauweise tritt, ebenso wie Drahtziegel, niemals bei tragfähigen Bauteilen auf, sondern hat die Aufgabe, die feuersichere Umhüllung der verschiedensten feuergefährlichen Bauteile zu bilden.

Das Hauptanwendungsgebiet liegt wiederum in der Herstellung von Scheingewölben jeder Art und Spannweite, als Kreuz-, Stern- und Kuppelgewölbe usw.

In der einfachsten Weise besteht der Rabitzputz aus einem gespannten Drahtgewebe als Putzträger, welches mit Gips-Kalk-Haarmörtel ausgedrückt und mit feinerem Mörtel glatt geputzt wird. Das Gewebe muß verzinkt sein und darf nicht zu schwach genommen werden. Die übliche Maschenweite beträgt gewöhnlich 20 mm. Befestigt wird das Gewebe an Putzhaken oder Winkeleisen, die in die Mauern oder Balken einzuschlagen sind. Stärkere Drähte, bzw. schwache Rundeisenstäbe dienen auch bei dieser Bauweise zur Sicherung der Ausführung.

### Die Goldingsche Bauweise.

Die hier zu besprechende Ausführungsweise (Abb. 133) bietet im Grundgedanken nichts Neues, sondern nur die Verbindung einer Betonplatte mit Streckmetalleinlage und darunter befindlichen Eisenbetonbögen. Der Erfinder des Streckmetalls, J. F.

Golding, bringt die Bauart dann in Vorschlag, wenn große Spannweiten bis 8 m bei bedeutenden Belastungen in Frage kommen.

Die Decke ist hauptsächlich gekennzeichnet durch die gebogenen  $\lfloor$  Eisen, die auf den Unterflanschen der  $\Gamma$ -Träger ruhen, mit der Oeffnung nach oben. Die  $\lfloor$  Eisen sind gewöhnlich nach einem gedrückten Bogen von  $\frac{1}{12}$  Stich gekrümmt und werden bis zur Trägeroberkante mit Beton ausgeglichen worauf man die Streckmetalldecke in der auf Seite 24 besprochenen Weise legt. Die Höhe des  $\lfloor$  Eisens beträgt gewöhnlich 150 mm, doch werden auch Profile mit anderen Höhen verwendet.

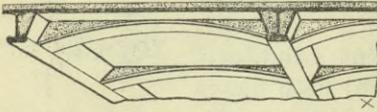


Bild 133. Die Goldingdecke.

Die Rippen haben gewöhnlich 1,25 bis 2,00 m Abstand von einander, je nach der Belastung und Spannweite. Je nach Wunsch können die Rippen entweder sichtbar bleiben, wie in Abb. 133, oder durch eine angehängte Putzdecke verkleidet werden.

### Die Eggertbauweise.

Das Wesen der Eggertbauweise ist bereits unter Abschnitt a behandelt. Hier ist diese Bauart für flache Bogen bzw. Gewölbe gezeigt, welche in der Praxis öfter ausgeführt wird. Die Einlage nimmt die in Abb. 134 gegebene Form an und besteht aus 3 Teilen; die durch Schrauben oder Nieten aneinander befestigt sind. Die weiteren Einzelheiten der Bauweise gehen aus der Abbildung deutlich hervor.

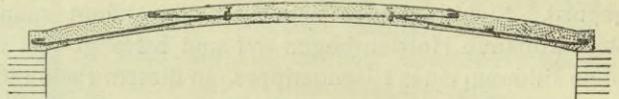


Bild 134. Die gewölbte Eggertdecke.

### c. Balkendecken. (Selbsttragende Decken.)

#### Allgemeines.

Von jeher ging das Bestreben der einzelnen Forscher auf dem Gebiete des Eisenbetons dahin, bei der Herstellung von Decken durch eine besondere Art der Ausführung eine möglichst große Ersparnis sowohl an Beton, wie an Eisen zu erzielen. Gleichzeitig war auch das Augenmerk darauf gerichtet, die Tragfähigkeit der Decken zu erhöhen, sowie ihre freie Länge zu vergrößern. Dieser Gedanke hat bei verschiedenen Forschern Bauweisen entstehen lassen, die diesem Streben mehr oder weniger Rechnung tragen und in ihrem Wesen nicht mehr die einfache Eisenbetonplatte bilden, sondern außer dieser noch Eisenbetonrippen oder Balken, zumeist unterhalb der Deckenplatte, besitzen.

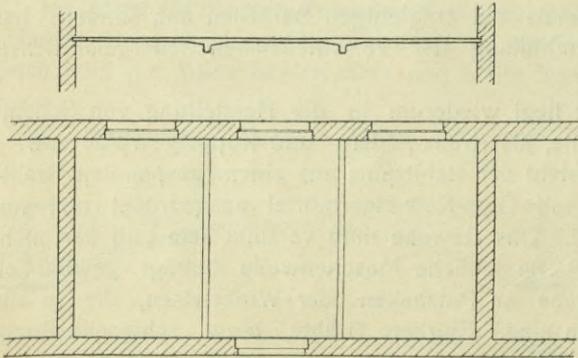


Bild 135. Balkenverteilung einer Eisenbetondecke.

Durch die Verbindung der einfachen Platte mit den dieselbe unterstützenden Eisenbetonunterzügen wird ein statisch wirksames tragfähiges T-Profil gebildet, bei

dem die größte Stoffausnutzung noch eine größere Rolle spielt, als beim mit Eisen- einlagen versehenen rechteckigen Querschnitte. Derartige Eisenbetonunterzüge, bezw. Rippen werden dann erforderlich, wenn die Spannweite des zu überdeckenden Raumes 3 bis 4 m überschreitet.

Die Ausgestaltung der Decke ist jedoch nicht an bestimmte Regeln gebunden, sondern dem Geschmack jedes einzelnen überlassen. Damit wird auch die Befürchtung hinfällig, daß die unten vorstehenden Unterzüge unschön aussehen könnten, denn vom architektonischen Standpunkte aus läßt sich jede gewünschte Verteilung derselben ausführen. Abb. 135 und 136 geben hiervon 2 Beispiele wieder. Wie aus denselben ersichtlich ist, wird zu meist der zu überdeckende Raum durch Hauptträger, wenn notwendig mit Mittelstützen, in einzelne Felder eingeteilt, die durch die Decke unmittelbar überspannt werden können. Es können auch zwischen die Hauptträger noch Neben- träger eingezogen werden, wodurch die Spannweite der Deckenplatte verringert wird. Letztere liegt in solchen Fällen auf 4 Seiten des Rechteckes auf und bedarf dann nur einer schwächeren Ausstattung mit Eisen- einlagen in der Längsrichtung.

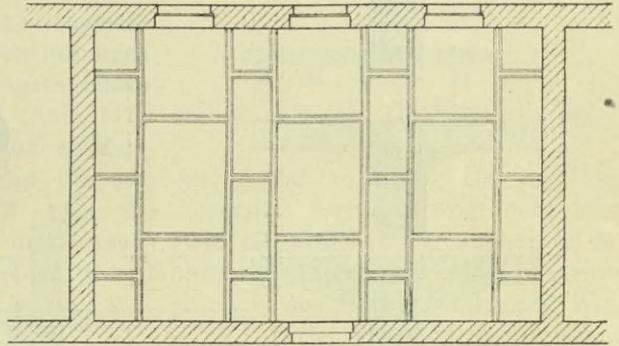
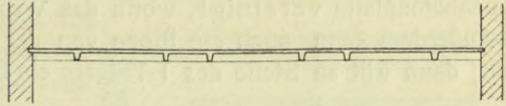


Bild 136. Balkenverteilung einer Eisenbetondecke.

Die Eiseneinlage der Balken spielt in statischer Hinsicht dieselbe Rolle, wie eine solche in einer einfachen Betonplatte. Mehr noch als bei letzteren ist aber bei der Ausbildung der Rippen das Ziel darauf zu richten, derselben einen möglichst großen Hebelarm vom Eisenzugquerschnitt zur Beton- druckfläche zu geben und so mit dem geringsten Aufwand an Baustoff eine möglichst tragfähige Decke zu erreichen.



Bild 137. Grundform der Balkendecke.

Die Grundform der Balkendecke zeigt Abb. 137, wo nur die Eisenbetonbalken die tragenden Bauteile sind, die reine Betonplatte dagegen auf den Balken ruht. Diese Ausführung bedingt ein nahes Aneinanderreihen der Balken, um einesteils die Betonplatten noch tragfähig zu gestalten, und andernteils die Stärke in zulässigen Grenzen zu halten.

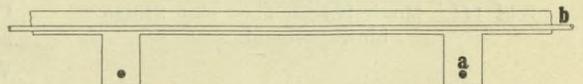


Bild 138. Balkendecke nach Bauweise Monier.

Wesentlich weiter ausgebildet ist die auf Balkendecken ange- wandte Monierbauweise. Wie aus Abb. 138 ersichtlich ist, haben auch hier die einzelnen Stäbe die gleiche Aufgabe zu erfüllen, wie in der ebenen Platte. Die Tragstäbe a bilden die Einlage der Rippen. Sie allein nehmen die Lasten zur Uebertragung nach den Auf- lagern hin auf und bilden somit im Verein mit dem umschließenden Betonquer-

schnitt eine Art Träger. Dabei wird auch die Verhältniszahl der Stäbe  $a$  zur ebenen Monierdecke nahezu die gleiche bleiben, indem in jeder Rippe mehrere Stäbe vereinigt liegen können, je nach der Form, Größe und Belastung der Rippe. Die Verteilungsstäbe  $b$  ändern ihre Lage nur insofern, als sie hier über die neutrale Faserschicht der Balken in der oberen Platte zu liegen kommen, in letzterer aber doch die Zugzone verstärken.

Hierbei hat man in dem T-förmigen Querschnitt den Eisenbetonbalken und die Eisenbetonplatte vereinigt, worin das Wesen aller Balkendecken besteht.

Außerdem kann auch die Rippe von der Deckenplatte getrennt ausgebildet werden; dann tritt an Stelle des T-Trägers ein Balken von rechteckigem Querschnitt.

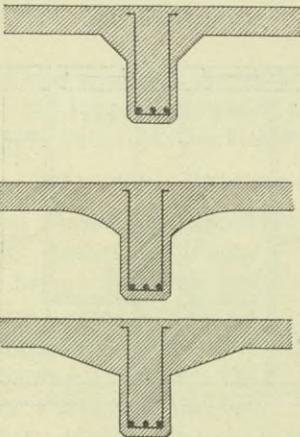


Bild 139—141.  
Auskragungen an Rippenbalkendecken.

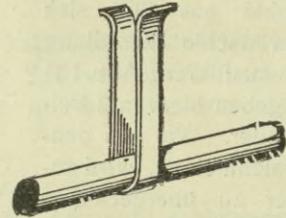


Bild 142. Flacheisenbügel.

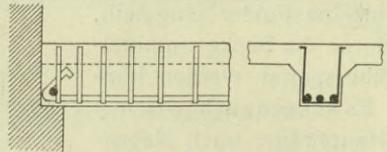


Bild 143. Frei aufliegender Monierbalken auf zwei Stützen.

Dabei ist die Zwischenplatte als über die Rippen fortlaufende zu betrachten, deren Spannweite gleich dem Abstand zweier aufeinander folgender Rippen ist.

Die Formen der ersteren Art, wo also jede Rippe mit dem anliegenden Teil der Platte eine Art T-Träger bildet, sind nicht ohne Einfluß auf die Zwischenplatten in Bezug auf statische Wirkung; denn je nach der Wahl der Form kann der Widerstand der Platten an den Einspannungsstellen vermindert oder erhöht werden. Letzteres, also eine Erhöhung der Einspannung, wird durch die seitlichen Auskragungen an den Balken der in Abb. 139 bis 141 angeführten Beispiele in zweckmäßiger Weise erreicht.

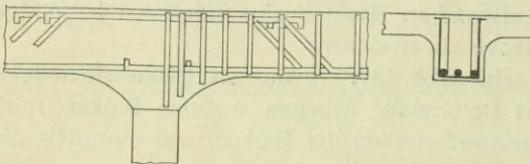


Bild 144. Monierbalken über eine Stütze hinweggehend.

Dabei ist schon von Monier die Anordnung getroffen, daß die nahe der Balkenunterkante befindliche Eiseneinlage mit dem oberen Deckenteil in Verbindung gebracht ist. Bewirkt wird dieselbe durch Flacheisenbügel (Abb. 142), die insbesondere den Schubspannungen Widerstand leisten sollen. Sie laufen

unter den geraden Stangen durch und biegen seitlich senkrecht in die Druckzone, wo sie sich durch angebogene Ankerklauen festhalten. Ein Beispiel hiervon zeigt der in Abbildung 143 und 144 dargestellte Monierbalken.

Ganz wie bei den unter a erwähnten Platten müssen auch bei den Balken an den Stellen, wo negative Momente auftreten, Eisen in der Nähe der Plattenoberkante nach Abb. 144 eingelegt werden, wobei die Anordnung der Bügel der in diesem Bilde gegebenen entspricht.

### Die Möllerbauweise.

Als nächste, in das Gebiet der Balkendecken fallende Bauweise ist die sogenannte Gurträgerdecke von M. Möller, Professor an der technischen Hochschule in Braunschweig, zu nennen, die seit ihrer Einführung im Jahre 1893 schon bedeutende Anwendung erfahren hat.

Möller ging von dem Gedanken aus, eine Trägerdecke zu ersinnen, bei welcher alles Eisen der tragenden Teile in einem einzigen auf Zug beanspruchten Untergurt zusammengedrängt wird. Diese Aufgabe hat er durch die Wahl der in Abb. 145 und 146 dargestellten Deckenform und Lage des Eisens in dem Deckenkörper vorzüglich gelöst. Derselbe zeigt an seiner Unterseite fischbauchartig gebogene Rippen in ungefähr 1 m weiten Abständen. Die oberen Gurtungen einer Reihe von Fischbauchträgern bilden eine zusammenhängende Tafel (Abb. 147).

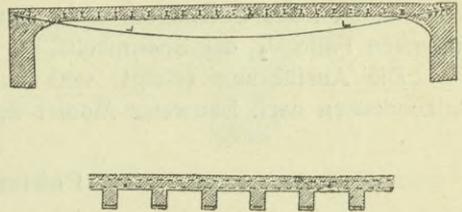


Bild 145 und 146. Die Möller'sche Decke.

Im unteren Teile der Rippen sind als Zuggurte Flacheisenstäbe aufgehängt, die auf jeder Stütze aufliegen. Um an Tragvermögen zu gewinnen, läßt man die ebenfalls fischbauchartig gebogenen Flacheisen nach unten so weit durchhängen, wie die örtlichen Verhältnisse es gestatten. Auf den Flacheisen werden in bestimmten Abständen und insbesondere an den Enden querlaufend Winkel- oder andere Formeisen aufgenietet. Dadurch sind die Gurteisen mit ihren Enden in der oberen massiven Decke derart verankert, daß sie ihre Zugspannung dort auf die den Druckgurt bildende Tafel abgeben.

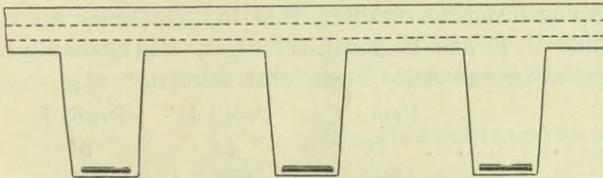


Bild 147. Die Tafel der Möllerdecke.

Der Zwischenraum zwischen dem Flacheisen und der als Druckgurtung dienenden Deckenplatte ist bei Spannweiten bis etwa 10 m entweder teilweise durchbrochen oder mit Beton, jedoch bei größeren Spannweiten mit einem Gitterwerk auszufüllen. Dieser Steg nimmt als Wand eines Fischbauchträgers nur ver-

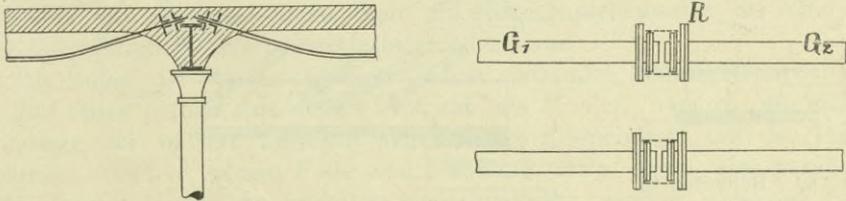


Bild 148—150. Die Möllerbauweise.

hältnismäßig kleine Kräfte auf. Bei gleichmäßig verteilter Last dient der Steg nur als Füllung und zur Uebertragung des senkrechten Druckes. Da die Stege aus Beton bestehen, können quer zu den Gurten  $\perp$ -Träger von größeren Abmessungen bequem eingebaut werden, um auf die Deckenplatte ruhende Einzellasten auf mehrere Gurte zu verteilen. Die bequeme Herstellung verlangt, daß man die Gurte  $G_1$  und  $G_2$  (s. Grundriß Abb. 148) getrennt auf den Unterzug verlegt. Sie werden jedoch durch fünf- bis zehnmaliges Umwickeln zweier Querwinkel der beiden Gurte mittels

4 bis 5 mm starken Drahtes untereinander vereinigt. Abb. 149 und 150 zeigen in dem abgebildeten Ring R das Beispiel einer solchen Verbindung.

Die zwischen den Rippen befindlichen Platten erhalten als Einlage niedrige  $\perp$ -Träger oder auch nur Winkeleisen. Die Dicke der Zwischenplatten beträgt in der Mitte etwa 12 cm, wird jedoch an den Auflagern verstärkt, sodaß die obere Platte eine voutenförmige Unteransicht zeigt.

Für die statische Berechnung ist die Möllerdecke stets als Balken auf zwei Stützen, also nicht eingespannt, anzusehen. Zu ermitteln sind in erster Linie die Abmessungen des Gurtträgers samt dessen Eiseneinlage. Für die Höhe genügt im äußersten Falle  $\frac{1}{20}$  der Spannweite.

Die Ausführung erfolgt stets auf einer Holzschalung, wie dies auch bei Balkendecken nach Bauweise Monier der Fall ist.

### Die Pohlmannbauweise.

Der leitende Gedanke, welcher dem Regierungsbaumeister Pohlmann bei Ausführung seiner noch neueren Decken als Richtschnur diente, war die Anwendung eines besonders sinnreich geformten Einlageeisens statt I-Träger, um insbesondere eine sehr hohe Biegezugfestigkeit zu erreichen. Der Erfinder hat nämlich den I-Träger, welchen er als Einlage der Rippe bei seinen Rippendecken benutzt, dadurch verbessert, daß er dem unteren Flansch eine verstärkte Form gab, und dadurch eine ganz bedeutende Biegezugfestigkeit erzielte. Bild 151 gibt die Formen der drei Profile C, D und E der Eisenträger, Bulbeisen genannt, wieder, welche zunächst ausgeführt werden.

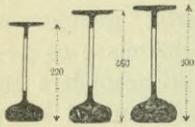


Bild 151. Bulbeisen im Querschnitt.

	Profil C	Profil D	Profil E
Gewicht des lf. Meters in kg . . . . .	29	44	61
Widerstandsmoment . . . . .	380	600	982
Unterer Zugsquerschnitt in qcm . . . . .	25,3	38,2	65,6

Der Steg der Bulbeisen ist durchgehends mit achteckigen Oeffnungen (Bild 152) durchbrochen. Dadurch beruht die Verbundwirkung der biegezugfesten Bulbeisen mit dem Beton auf Druckspannung im Beton, die hervorgerufen wird einmal durch die Lochungen, so-

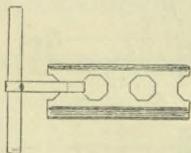


Bild 152. Bulbeisen in Ansicht.

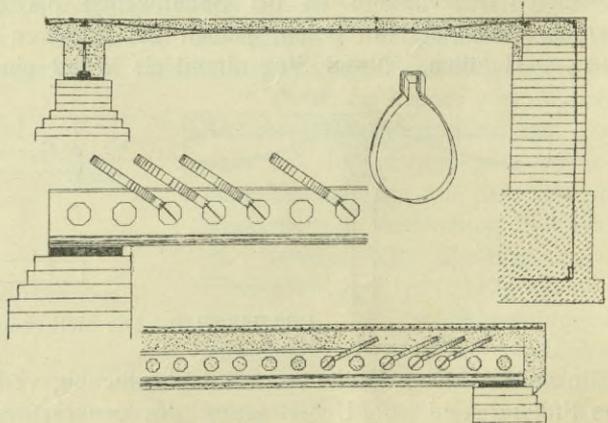


Bild 153—156.

dann durch ringförmige Schlingen, die durch Eisenkeile (Bild 153—156) fest angetrieben werden, sobald es sich um

schwere Bauausführungen handelt. Die Bulbeisen werden genau wie I-Träger verlegt und verankert und zwischen ihnen die Decke in gleicher Weise hergestellt, wie zwischen I-Trägern.

In Bild 153 ist die Ausführung einer solchen Decke in Eisenbeton ersichtlich, wo außer dem Bulbeisen noch Rundeiseneinlagen zu sehen sind, wie der Erfinder sie anwendet. Zum Aufheben der Schubspannungen benutzt Pohlmann mit Vorteil die Durchbohrungen des Steges der Bulbeisen, indem er durch die achteckigen Oeffnungen die schon erwähnten Flacheisenbügel hindurchsteckt und in den Beton des oberen Teiles der Decke einbettet.

Die Anordnung von Unterzügen geschieht nach Bild 157 durch einfaches Uebereinanderlegen der Bulbeisen ohne Verlaschung oder Verschraubung. Ist die Betonrippe höher als das Bulbeisen, was bei schweren Ausführungen meist der Fall ist, so werden auch hier an den Auflagerenden der Bulbeisen zur Sicherung gegen Scherspannungen ringförmige Schlingen durch eiserne Keile festgekeilt.

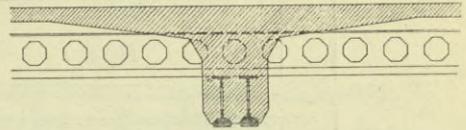


Bild 157. Bulbeisendecke mit Unterzug.

Die Decken können nach oder während des Rohbaues ausgeführt werden.

Bei nachträglicher Ausführung der Decken ist stets eine Aussteifung der Tragwände vorhanden. Die Bauhöhe ist annähernd dieselbe wie bei eisernen Unterzügen, da die letzteren 2 bis 2,5 cm über Oberkante einbetoniert sein und ungefähr 2 cm Zementbewurf auf Drahtgewebe an der Unterseite erhalten müssen.

Die Berechnung erfolgt für eine an den Enden frei aufliegende Eisenbetonplatte derart, daß man das Widerstandsmoment des eisernen Unterzuges in üblicher Weise ermittelt und für dieses ermittelte  $W$  das entsprechende der drei vorhandenen Bulbeisenprofile mit dem entsprechenden Betonbalkenquerschnitt wählt. Für Belastungen durch Mauern oder Einzellasten gilt derselbe Rechnungsgang.

### Die Hennebiquebauweise.

Die Hennebiquebauweise, die von ihrer Einführung an neben der Monierbauweise bis heute die wichtigste Rolle im gesamten Eisenbetonbau gespielt hat, findet neben Deutschland besonders in Frankreich, Belgien und in der Schweiz die ausgedehnteste Anwendung.

Das Hauptkennzeichen dieser Bauweise sind die geraden und gebogenen Eiseneinlagen, die nach der fünften Grundform der eingespannten Platten (Seite 21) im Betonkörper vereinigt sind. Die Form der gebogenen Eisen entspricht, wie bei den eingespannten Monierdecken, genau der Linie der Biegungsspannungen der Decke oder des Balkens, sodaß man die Hennebiquebauweise als eine statisch weiter ausgebildete Monierbauweise betrachten kann.

Die Bügel, die Monier in seinen Balken anwendet, benutzt Hennebique gleichfalls, gibt ihnen jedoch eine andere Aufgabe als Monier, nämlich die einer guten Verbindung der in der Zugzone angeordneten Eiseneinlage mit den Fasern der Druckzone, sodaß in keinem Falle eine Trennung etwa durch eine parallele Verschiebung oder dergleichen entstehen kann; vielmehr werden sich das Eisen und der Zementbeton unter der Wirkung der Belastung so benehmen, als wenn sie zusammen nur einen Körper bildeten.

Hinsichtlich des Wesens des Gerippes der Deckenplatte bindet sich Hennebique an keine bestimmte Regel; doch kann man allgemein drei Ausführungsarten seiner Bauart unterscheiden:

1. Einlage mit getrennt bzw. verteilt liegenden Stäben,
2. Gitterwerkeinlage mit übereinander liegenden Stäben und
3. Gitterwerkeinlage ohne gebogene Stäbe.

Die Eigentümlichkeit der ersten Ausführungsart, die sogen. Hauptform, zeigen deutlich Bild 158 und 159. Bei dieser besteht das Gerippe aus runden, gleichlaufenden, abwechselnd geraden und gebogenen Stäben, die in gleichen Abständen von einander verteilt sind. Die Stabenden sind gewöhnlich zu einer Klaue ausgebildet,

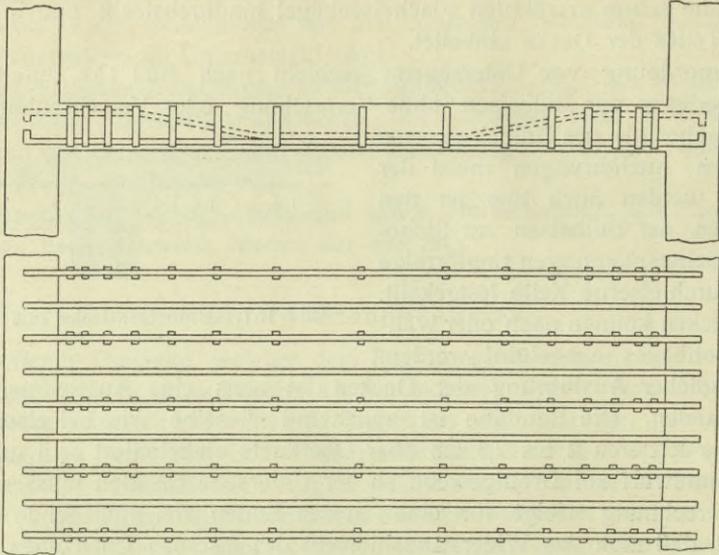


Bild 158 und 159. Die Hauptform der Hennebiquedecke.

doch genügt für weniger starke Eisen schon eine einfache hakenförmige Umbiegung. Die Bügel treten bei dieser Ausführungsart nur bei den geraden Eisenstangen auf und kommen auch ganz in Wegfall, wenn die Deckenstärke nur 10 cm oder weniger beträgt. Ihre Form ist in Bild 142, S. 52 ersichtlich; sie bestehen aus Flacheisen von meist  $20 \cdot 1,5$  mm Querschnitt.

Die zweite Ausführungsweise, Gitterwerkeinlage mit übereinander liegenden Stäben, findet nur dann Anwendung, wenn die Deckenplatte nach beiden Richtungen hin annähernd gleiche Ausdehnung besitzt. In diesem Falle wird die Gesamtlast mittels gekreuzter Eiseneinlagen auf alle vier Tragbalken oder Tragwände übertragen und so auf allen vier Auflagern eine teilweise Einspannung verwirklicht. Handelt es sich um Ueberdeckung rechteckiger langer Räume, so liegen die unteren Stäbe stets in der Richtung der kürzeren Seite. Die oberen Stäbe behalten die gebogene Form gewöhnlich bei und liegen stets rechtwinklig über den ersteren. An den Kreuzungsstellen legen sich in abwechselnden Reihen die Bügel um die unteren Stäbe, wie es in Bild 160 zu sehen ist. Diese Ausführungsweise kommt in der Praxis, gegenüber der ersteren und folgenden, seltener vor und wird deshalb von einzelnen

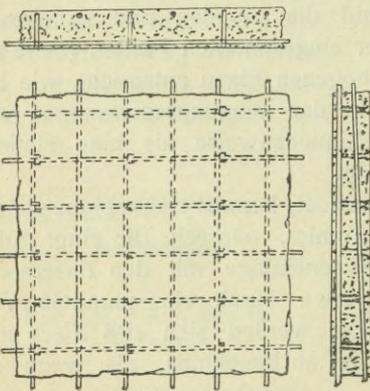


Bild 160. Anordnung der Eiseneinlage und der Bügel in der auf allen Seiten aufliegenden Hennebiquedecke.

Fachleuten auch in anderer Weise durchgebildet.

Die dritte Art, Gitterwerkeinlage ohne gebogene Stäbe, wendet ausschließlich nur gerade Stäbe an, und gleicht sehr der Monierbauweise. Die unteren Stäbe

liegen wieder in Richtung der kürzeren Seite. Diese nehmen die Hauptspannungen auf, während die oberen Stäbe nur die Deckenlast auf die unteren verteilen. Die Anordnung der Bügel ist dieselbe wie im vorhergehenden Beispiel.

In der Praxis tritt in den meisten Fällen die Hennebiquedecke vereint mit

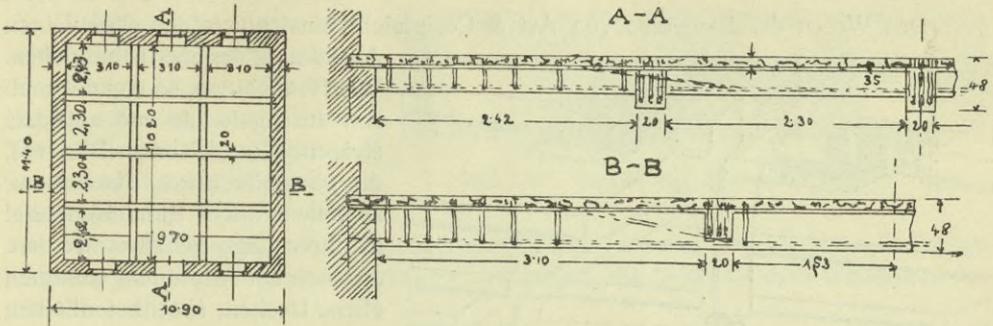


Bild 161—163. Anwendungsbeispiel der Bauweise Hennebique.

Rippen oder Tragbalken auf, die dann vorzusehen sind, wenn es sich um Ueberdeckung großer Flächen handelt (Bild 161—163).

Die Balkenanordnung hängt im allgemeinen von der Form und Spannweite des zu überdeckenden Raumes ab. Decken mit großer Spannweite erhalten zuerst sogen. Hauptbalken, deren Entfernung von einander gewöhnlich 3—5 m beträgt. Zwischen diesen legen sich in meist kleineren Entfernungen die Nebenbalken. Letztere unterscheiden sich von ersteren durch schwächeren Querschnitt.

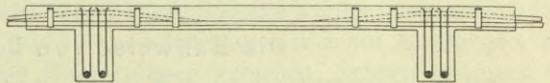


Bild 164. Einfachster Fall der Hennebiquedecke.

Den einfachsten Fall einer Deckenplatte mit Balken, nach Bauweise Hennebique ausgeführt, zeigt Bild 164.

Hierbei bilden zwei Rundeisen die Verstärkung eines jeden Balkens, doch beträgt häufig die Zahl der Rundeisen vier oder mehr, sodaß sie dann paarweise anzuordnen sind. In ihrer Lage werden sie wieder durch Bügel gehalten, die dieselbe Aufgabe wie die in den Deckenplatten zu erfüllen haben, doch hier noch in weit höherem Maße.

Bei fortlaufenden Balken (Bild 165) liegt das obere Eisenpaar entsprechend der Linie der Biegungsspannungen im Betonkörper.

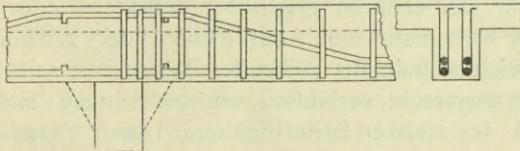


Bild 165. Fortlaufender Hennebiquebalken.

Die Ausführung der Hennebiquedecken erfolgt wie die der Eggertdecke mit dem Fortschreiten des Baues, also ebenfalls unter freiem Himmel. Vorbedingung für eine gute Arbeit ist die Herstellung einer

standfesten vorläufigen Schalung, die genügend lange die Decken zu stützen hat.

Die Hennebiquebauweise gehört zu den wenigen Bauweisen, die an keine bestimmten Spannweiten gebunden sind. Sie paßt sich allen möglichen örtlichen Verhältnissen an und läßt sich in allen Stärken ausführen. Die Stärke wird gewöhnlich für jeden einzelnen Fall angenommen, und auf Grund derselben der Querschnitt

der Eiseneinlagen, die Entfernung derselben und ihr Verlauf im Betonkörper, der Spannweite und Belastung entsprechend, genau berechnet.

Das Mischungsverhältnis des Betons ist für gewöhnlich 1:4.

### Die Bauweise von Ast & Co.

Das Wesen der Bauweise von Ast & Co. gleicht hinsichtlich der allgemeinen

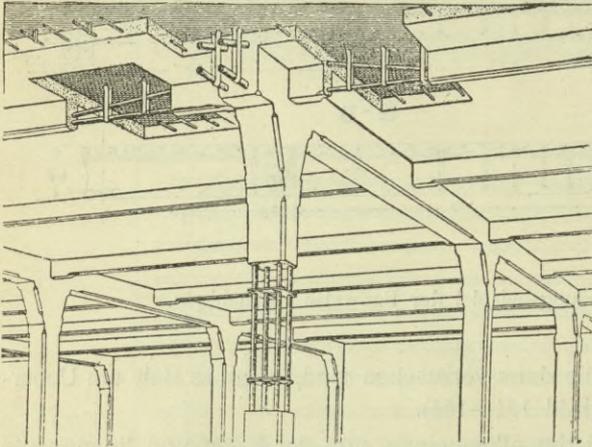


Bild 166. Eine Decke von Ast und Co.

Anordnung der eben behandelten. Wie Hennebique, so wendet auch Ast durchgehende und aufwärts steigende Rundeisen an (Bild 166), die ebenfalls durch Flacheisen-, zuweilen auch Rundeisenbügel in ihrer Lage gehalten werden. Je nach der Anordnung kommen ebene Decken, Eisenbetonbalken oder Balkendecken zur Ausführung.

Was die Einzelheiten der Bauart betrifft, so kann man insbesondere die große Sorgfalt hervorheben, mit welcher die Ausführungen erfolgen.

Die Ausführung dieser Bauweise liegt in den Händen der gleichnamigen Firma und kommt hauptsächlich in Wien und Umgegend zur Anwendung.

### Die Bauweise von Locher & Co.

Die von der Firma Locher & Co. in Zürich erfundene und eingeführte Bauweise entspricht gleich den vorhergehenden den weitgehendsten Anforderungen. In Bild 167 ist die Anwendung dieser Bauweise auf einen Balken dargestellt. Aehn-

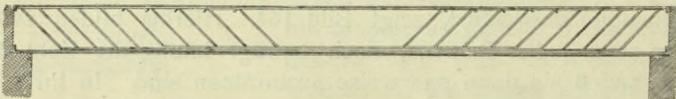


Bild 167. Deckenbalken nach Locher und Co.

lich der Einlage der Eggertbauweise wird sie aus mehreren Stäben gebildet, von denen jeder eine andere Krümmung hat. Der ersteren gegenüber entspricht jedoch die Einlage der Bauweise Locher & Co. weit mehr den Angriffslinien der größten Druck- und Zugspannungen. Diese häufen sich in der Mitte des Balkens an seiner oberen und unteren Seite, wo sie fast wagerecht verlaufen, und schwingen sich dann in ganz symmetrischer Weise nach der anderen Seite hinüber. Dieser Voraussetzung entsprechend treten schon die schräg liegenden Stäbe in größerer Anzahl auf. Außerdem befindet sich noch im oberen Plattenteil eine durchgehende Eiseneinlage, die gewissermaßen als Verankerung dient, sobald bei der Oberfläche in der Nähe der Stützpunkte Zugbeanspruchungen auftreten. Somit eignet sich diese Ausführungsweise nicht nur für frei aufliegende, sondern auch für halb und ganz eingespannte Stücke.

Bezüglich der Anwendungsart tritt die Bauweise von Locher & Co., meist in Form von Plattenbalken auf, wozu sie auch besonders geeignet erscheint.

#### d. Decken aus fertigen Balken.

##### Die Herbstbauweise.

Die Bauweise von W. Herbst, welche unter dem Namen Zylinderstegdecke eingeführt ist, weicht in ihrem Wesen, wie auch alle folgenden Bauweisen wesentlich von den vorhergenannten ab. Während die bisher geschilderten Deckenarten mehr oder weniger als ganze Plattenkörper auftreten, und an der Verwendungsstelle ausgeführt werden, setzt sich die Zylinderstegdecke (Bild 168 und 169) aus einzelnen Tragkörpern, den sogenannten Stegen und aus einzelnen Zwischenkörpern, den sogenannten Zylindern zusammen, die beide auf dem Werkplatze hergestellt werden.

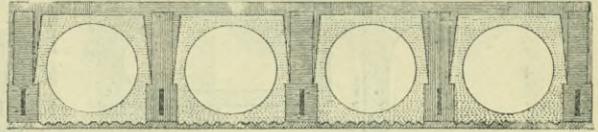


Bild 168. Herbst'sche Zylinderstegdecke.

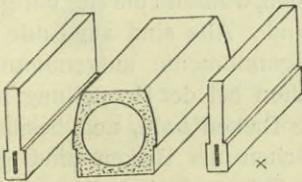


Bild 169. Trag- und Zwischenkörper der Herbst'schen Zylinderstegdecke.

In erhärtetem Zustande kommen diese nach der Baustelle, wo sie daselbst ohne jedwede Einschalung verlegt werden.

Die in Abständen von 22 cm aufgestellten, 19 cm hohen Stege sind aus Zementsandmörtel, in den in der Zugzone je ein Bandeisen mit dem erforderlichen Querschnitt hochkant eingelegt ist.

Zwischen zwei Stege legt sich ein Zylinder durch seitliche Absätze auf erstere auf. Seine Höhe ist gleich der Steghöhe, die Breite beträgt 18, bzw. 19 cm. Diese Bauteile werden in verschiedenen Formen ausgeführt, von denen die in Bild 168 und 169 dargestellte nur ein Beispiel ist. In keinem Falle sind die Zylinder mit Eiseneinlagen versehen, spielen demnach in statischer Hinsicht nur eine untergeordnete Rolle. Herbst erblickt in ihrer Formgebung, insbesondere in der inneren Höhlung, den wirtschaftlichen Vorteil der Bauweise und läßt den Zylindern nur die Aufgabe zukommen, die darauf ruhenden Lasten bei äußerer Inanspruchnahme der Decke auf die Stege zu übertragen.

Somit wechseln in der Breitenausdehnung der Decke Stege und Zylinder regelmäßig ab und bilden nach dem Vergießen der Fugen mit Zementmörtel eine ebene Platte.

In Dresden ist für Wohnhausbelastung eine Höchstspannweite dieser Decke von 5,20 m zugelassen.

Bild 170 zeigt eine Vervollkommnung dieser Bauweise, indem die 10 bis 12 cm weit herausstehenden Bandeisen durch einen Ankerquerriegel unter einander verbunden sind und mittels in Abständen von 2—3 m angeordneten Splinten im Mauerwerk verankert werden. Dadurch ist eine ähnliche Anordnung geschaffen, wie sie in der Ankereisendecke von Lolat zu finden ist; sie ermöglicht bei Innehaltung des gleichen Bandeisenquerschnitts eine Ueberdeckung größerer Räume. Die statische Festigkeitsberechnung beschränkt sich in allen Fällen nur auf die Querschnittsermittlung der Bandeiseineinlage, dagegen bleibt die Steghöhe, 19 cm, stets die gleiche.

Das Eigengewicht der Zylinderstegdecke beträgt einschließlich eines  $2\frac{1}{2}$  cm starken Estriches 147 kg/qm.

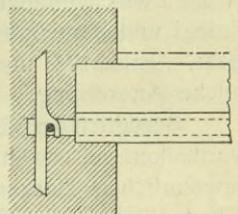
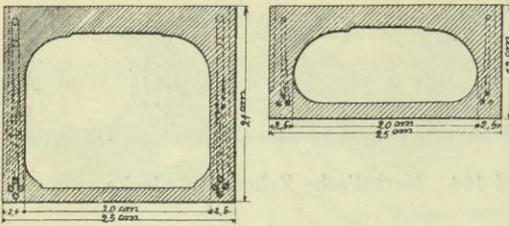


Bild 170. Verankerung der Bandeisen der Zylinderstegdecke.

### Die Siegartbauweise.

Die Siegartdecke setzt sich aus einer Reihe hohler Eisenbetonbalken zusammen, in deren Seitenwandungen Rundeisen, bezw. Drähte zur Aufnahme der Zugspannungen eingebettet sind. Bild 171 und 172 geben Beispiele derselben wieder.



Größter Durchmesser.    Kleinster Durchmesser.  
Bild 171 und 172. Die Siegartbauweise.

Die Siegartbalken werden je nach Belastung und Spannweite in fünf verschiedenen Höhen, sogenannten Normalprofilen hergestellt, und zwar 12, 15, 18, 21 und 24 cm bei einer gleichmäßigen Breite von 25 cm. Ebenso ist die Stärke der Eisen einlagen in den Seitenwandungen der Balken von Belastung und Spannweite abhängig. Die Zahl der Zugeisen beträgt gewöhnlich 4—6 in jedem Bal-

ken, von welchen je zwei parallel zu seiner Unterkante verlaufen, während die vier übrigen gegen die Auflager der Balken hin ansteigend verlegt sind. Alle sind am Ende in eine Schleife umgebogen, wodurch die negativen Auflagermomente aufgenommen werden. Das eine Ende der Balken wird gewöhnlich schon bei der Herstellung auf ungefähr 10 cm tief voll hergestellt, im übrigen sind die Balken hohl, und besitzen so ein verhältnismäßig geringes Gewicht. Die Seitenflächen der Balken sind geriffelt, damit der Zementverguß der Fugen die einzelnen Stücke innig mit einander verbindet, und so die Balken eine zusammenhängende Decke bilden.

Die Spannweite der Balken ist in Luzern, wo diese Decke zuerst eingeführt wurde, bis 5,5 m zugelassen. Jedoch lassen sich auch für größere freitragende Spannweiten kurze Balken verwenden, indem man den einzelnen Teilen ungleiche Längen gibt, die Stoßfugen abwechselt und in die Zwischenfugen besondere Eisen einlegt und dann mit Zementmörtel vergießt. Bild 173 und 174 zeigen eine solche Anordnung.

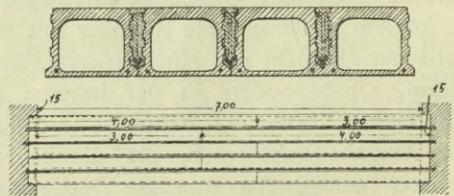


Bild 173 und 174.  
Deckenbildung mit gestoßenen Balken.

Bezüglich der Verwendung der Siegartbalken sei erwähnt, daß sie außer zu gewöhnlichen Decken auch zu Terrassen- und Dachbauten, sowie zu senkrechten Wänden mit seitlicher Druckbeanspruchung Verwendung finden können.

Bei dem Verlegen werden die Balken unmittelbar auf die abgeglichenen Tragmauern oder Unterzüge so dicht nebeneinander verlegt, daß die etwas vorstehenden Unterkanten der Balken einander berühren und eine nach oben sich erweiternde Fuge offen bleibt. Diese wird dann, nachdem sie unten leicht mit Gips oder hydraulischem Kalk verstrichen wurde, mit einem ziemlich flüssigen, fetten Zementmörtel ausgegossen.

Die Herstellung der Hohlbalken, wie sie beispielsweise in dem Werke der Siegartbalken A.-G. in Luzern geschieht, erfolgt nicht einzeln, sondern in Schichten von je 2,50 m Breite, also je 10 Balken auf einmal, mit Verwendung von Maschinen. Zur Bildung des Hohlraumes dienen Kernmodelle aus Eisenblech, die auf gewisse Entfernungen nebeneinander auf eine unterste Betonschicht von ungefähr 13 bis 15 mm Höhe gelegt werden. An den Seitenwandungen dieser Kerne sind vorher mittels einfachen Drahttringen und T-Eisen die Rundeisenstangen ent-

sprechend abgebogen und unverrückbar befestigt. Die 10 nebeneinander liegenden Eiseneinlagen werden nun mit Zementmörtel umstampft und der so entstandene Boden abgeglättet. Alsdann wird diese Fläche bei noch nicht abgebu dem Beton mittels einer besonders gebauten Schneidemaschine in 10 einzelne Balken zerteilt,

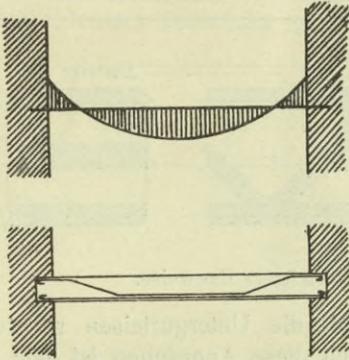


Bild 175 und 176.

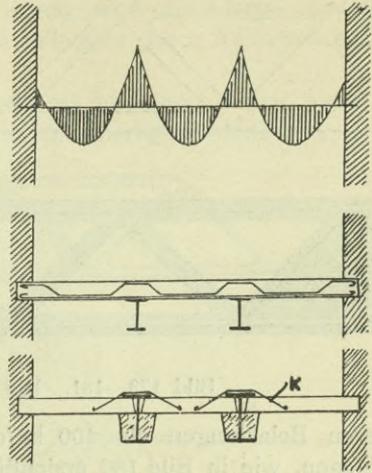


Bild 177 und 178.

wobei das Schneidemesser gleichzeitig durch seine Form die Rillen der Seitenwände bildet.

Einige Stunden nach dem Schneiden werden die Kernmodelle, welche durch wenige Kurbeldrehungen einer Schraube in ihrem Querschnitt verkleinert werden können, aus dem Hohlbalken herausgezogen, um in einer neuen Schicht auf gleiche Weise verwendet zu werden. So lassen sich 6 bis 8 Schichten Hohlbalken über einander herstellen.

Für die statische Berechnung gelten im allgemeinen die nachstehenden zwei Fälle (Bild 175 bis 176). Im zweiten Fall hat der Erfinder ohne kontinuierliche Balken herzustellen, eine teilweise Kontinuität angestrebt durch Einklemmen von Einzelträgern zwischen Oberflansch und auf Unterflansch von  $\bar{\Gamma}$ -Trägerunterzügen aufbetonierte Konsole, sowie durch Einlegen von Kontinuitätseisen K. Hinsichtlich der Ermittlung des Eisenquerschnitts liegt infolge der Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons der Balkenunterkante ein  $\Gamma$  Querschnitt zu Grunde.

### Die Visentinibauweise.

Wie die Erfinder der Siegartbauweisen, so bringt auch Ingenieur Visintini den Gedanken der Zerlegung der Decke in einzelne Teile zur strengsten Durchführung. Auch diese Bauweise kann am besten als ein fertig in Handel kommender Balken aus Eisenbeton gekennzeichnet werden, wie aus den Bildern hervorgeht. Die Balken bilden in ihrem Wesen Fachwerkträger in Eisenbeton, bei welchen diejenigen Fachwerksstäbe, die nur Druckspannungen aufzunehmen haben, nur aus Beton, die dagegen, welche ausschließlich oder bei entsprechender Belastung Zugspannungen erhalten, aus Beton mit Eiseneinlagen gedacht sind. Letztere bestehen in den Gurten aus durchgehenden Rundstäben, um die sich die Eiseneinlagen der Streben mit ihren umgebogenen Enden legen (Bild 179 bis 181). Der umhüllende Betonkörper an den Knotenpunkten verhindert das Gleiten der Eiseneinlage der Streben an den Gurten. Er wirkt somit gleichsam wie eine Vernietung der Eiseneinlagen untereinander. Nur in größeren Betonbalken, die für Brücken und Nutzbauten mit über 7 m Spannweite und hohen Belastungen (über 1000 kg/qm) Verwendung finden, sind im Untergurt an Stelle der Rundeisen Flacheisen zu verwenden,

die auf Knotenpunktsentfernung gelocht sind, in welche Oeffnungen die Rundeisen der Streben hakenförmig eingreifen (Bild 182). Bei über 5,5 m Spannweiten und

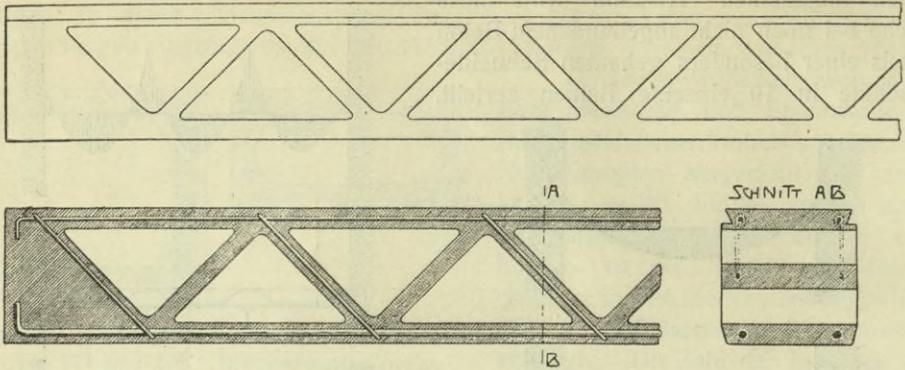


Bild 179—181. Die Visintini- (Gitterträger) Bauweise.

größeren Belastungen als 400 kg/qm sind auch die Untergurteisen rechtwinklig abzubiegen, wie in Bild 180 ersichtlich ist. Durch diese Anordnung ist jede Gefahr des Gleitens im Beton ausgeschlossen.

Ein Hauptpunkt dieser neuen Eisenbetonbauweise ist die einfache Art der Herstellung die in jedem einzelnen Falle in der Nähe der Verwendungsstelle erfolgen kann. Solche in Bildern 179 bis 181 dargestellte Balken werden mit einer Seite nach unten zwischen zwei Brettern, deren Abstand und Abschluß gesichert ist, in der Weise gegossen, daß man in entsprechenden Absätzen eingießt und die dem 20 cm breiten Balken zugewiesenen zwei Eisengitter zwischen hinein versenkt, nachdem man die Hohlräume durch Aufstellung der Dreieckformen gesichert hat. Die Entfernung dieser Formen geschieht nach dem Abbinden des Zements, also nach ungefähr 2 Stunden. Nach zwei Wochen werden die Balken verladefähig.

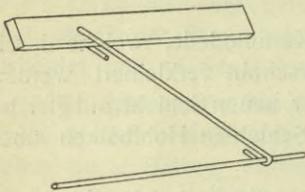


Bild 182.

Die Verwendungsarten der Bauweise Visintini sind ebenso mannigfaltig wie die der Siegwartbalken. Nicht allein durch Verlegen von Träger an Träger läßt

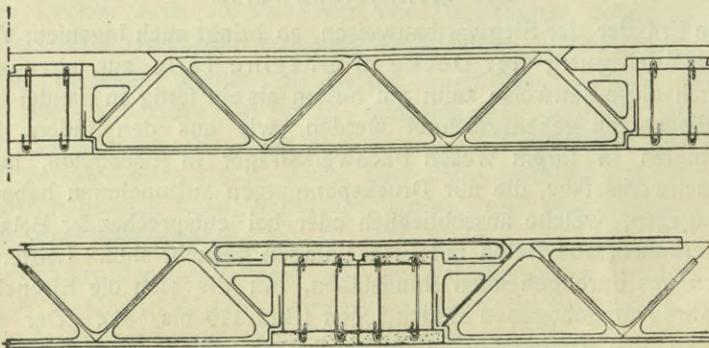


Bild 183 und 184. Teilstücke von Visintiniträgern.

sich nach dieser Bauweise eine Decke herstellen, sondern auch durch geeignete Zerlegung in kleinere und somit leichtere Teilstücke. Die erste Art ist in Bild 183

und 184 gekennzeichnet und besteht darin, daß die ganze Decke aus Haupt- und Zwischenträgern gebildet wird, von denen die letzteren in üblichen Abmessungen fabrikmäßig gearbeitet werden können, während erstere für die von Fall zu Fall veränderlichen Spannweiten herzustellen sind. Somit sind die Längs- und Querbalken als Eisenbetongitterträger ausgebildet und gelangen durch Aufbetonieren und Quereinlagen zu einer innigen Verbindung.

Eine Zerlegung der Gitterträger zeigen Bild 185 und 186. Durch diese werden noch kleinere Teilstücke geschaffen, die in gleichartigen Abmessungen her-

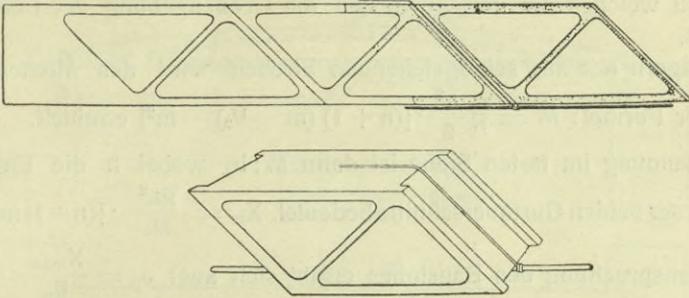


Bild 185 und 186. Teilstücke von Visintiniträgern.

gestellt, erst am Bau zu Betoneisengitterträgern verbunden werden, wozu jedoch eine leichte Schalung nötig ist. Es kann durch entsprechende Eiseneinlagen, sowie Ausbetonieren einer Obergurtplatte der Bauausführung leicht jede beliebige Tragfähigkeit verliehen werden.

Um das Durchbiegen einzelner Balken für sich allein zu verhindern und Sprünge im Verputz an der Unterseite der Decke zu vermeiden, hat Visintini folgende Vorkehrung getroffen: Der Obergurt besitzt beiderseitig eine trapezförmige Rinne, welche, wenn zwei Balken zusammenstoßen, zusammen eine

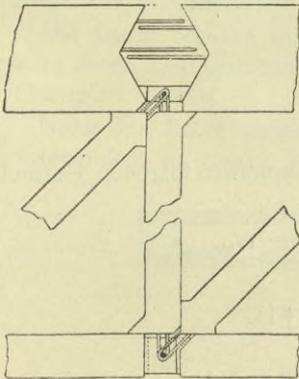


Bild 187.

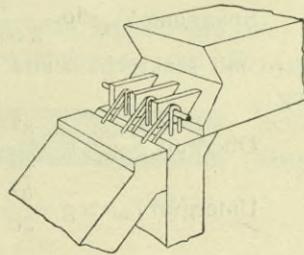


Bild 188.

Ausbildung der Knotenpunkte nach der Visintinibauweise.

schwalbenschwanzförmige Nut bilden. Letztere wird nach fertigem Verlegen der Balken mit Zementmörtel vergossen.

Die bei Besprechung der Deckenträger erwähnte Zerlegung in Teilstücke läßt sich auch im Brückenbau, wo der Visintiniträger ein großes Anwendungsgebiet gefunden hat, durchführen, indem man hier wie dort den Träger aus vorher gefertigten stabförmigen Elementen zusammensetzen kann.

Wie aus obenstehenden Bildern 187 und 188 ersichtlich, erfolgt dann deren Verbindung in den Knotenpunkten dadurch, daß die schleifenförmig hervorragenden Rundstäbe bezw. die gelochten Flacheisen der Gurte durch einen Bolzen verbunden

werden, worauf diese Verbindungsstelle mit Beton ausgefüllt wird. Es ist auf diese Weise möglich, alle Arten Brückenträger, Dachbinder und Kuppelbauten derart auszuführen, daß die einzelnen Bauteile in ihren notwendigen Abmessungen und Eisen- einlagen entweder an Ort und Stelle oder von der Baustelle entfernt hergestellt werden. Darauf beruht der Vorzug, daß lediglich die geringen Lasten der bereits vollkommen erhärteten Teilstücke zu bewegen sind, deren Verbindung auf einem leichten Baugerüst erfolgt.

In nachfolgendem ist noch eine Uebersicht über die Berechnungsweisen gegeben, nach welchen am vorteilhaftesten die Größengebung der Eisenbetongitter- träger erfolgt.

Bei Trägern mit nur schrägstehenden Streben wird das Moment im  $m$ -ten Stabe aus der Formel:  $M = g \frac{a^2}{2} \cdot [(n+1)(m - \frac{1}{2}) - m^2]$  ermittelt.

Die Spannung im  $m$ -ten Stabe ist dann  $M : h$ , wobei  $h$  die Entfernung der Schwerlinien der beiden Gurtquerschnitte bedeutet.  $X_m = \frac{ga^2}{2h} \cdot [(n+1)(m - \frac{1}{2}) - m^2]$ .

Die Beanspruchung des Baustoffes ergibt sich aus:  $\sigma_d = \frac{X_{\max}}{F_b}$ .

Vorstehende Formeln gelten für den Obergurt; für den Untergurt finden die nachfolgenden Verwendung:

$$\text{Moment im } m\text{-ten Stabe } M = g \frac{a^2}{2} m (n - m)$$

$$\text{Spannung im } m\text{-ten Stabe } Z_m = g \frac{a^2}{2h} m (n - m)$$

$$\sigma_z = \frac{X_{\max}}{F_e} \text{ in kg/qcm.}$$

Berechnung der schrägen Streben:

$$\text{Querkraft } Q_m = g \frac{a}{2} (n - 2m + 1)$$

$$\text{Spannung } Y_m = g \frac{a}{2 \cos \alpha} (n - 2m + 1)$$

Bei Trägern mit senkrechten und schrägen Streben kommen folgende Formeln zur Anwendung:

$$\text{Obergurt } X_m = g \frac{a^2}{2h} m (n - m)$$

$$\text{Untergurt } Z_m = g \frac{a^2}{2h} (m - 1) (n - m + 1)$$

$$\text{Schräge Streben } Y_m = g \frac{a}{2 \cos \alpha} (n - 2m + 1)$$

$$\text{Senkrechte Streben } V_m = g \frac{a}{2} (n - 2m + 1).$$

#### Die Thrul'sche Bauweise.

Die Bauweise des Stadtbaumeisters Thrul ist in ihrem Wesen der vorhergenannten ähnlich, sofern die statische Wirkung der einzelnen Bauteile betrachtet wird. Sie ist noch eine jüngere Erfindung und hat bis jetzt nur in Wien praktische Anwendung gefunden. Dort scheint die Thrul'sche Bauweise ihre Prüfung bestanden und sich in der Praxis gut bewährt zu haben.

Der Grundgedanke zu dieser Bauweise besteht ebenfalls in der Herstellung einzelner Balken, bei denen jedoch die denkbar einfachste Verbindung des unteren

Zuggurtes mit dem oberen, in entsprechendem Abstand angeordneten Druckgurt gewählt ist. So entstand ein Bogenbalken, dessen Form in Bild 185 bis 188 dargestellt ist, und der in seiner einfachsten Form aus einem geraden Untergurt und einem bogenförmigen Obergurt besteht, der sich dem Untergurt in der Form einer oder mehrere Drucklinien anschließt und vielfach noch mit einer flachen oberen Decke versehen ist.

Je nach Belastung und Spannweite kann man mit einem einfachen bogenförmigen Obergurt vollständig auskommen, so bei Spannweiten bis etwa 5 m

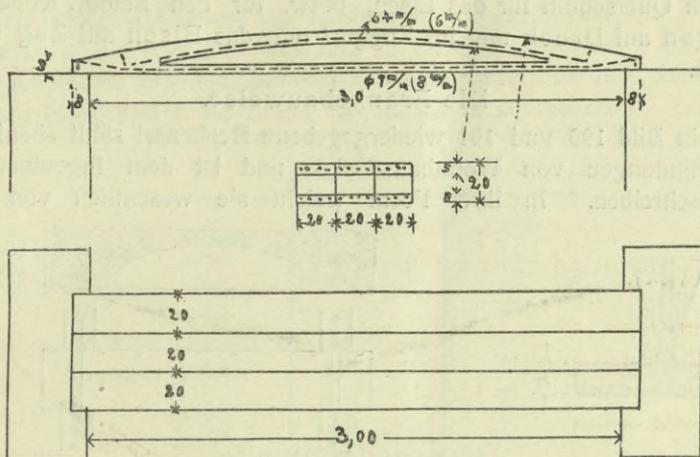


Bild 185—187. Thurl'sche Bogenbalken.

(Bild 185 bis 187), während es sich bei 6 m Spannweite bereits empfiehlt, zwei derartige Bogen vorzusehen (Bild 188).

Die Gurte besitzen Rundeisenstäbe bezw. Drähte von 2 bis 3 mm Durchmesser, deren Zahl gewöhnlich 8 beträgt. Je zur Hälfte sind sie im Obergurt und im Untergurt verteilt.

Nahe den Balkenenden hat der Erfinder den Bogen und die untere Platte gewissermaßen zu einem Widerlagskörper verbunden, so daß die Drucklinie des

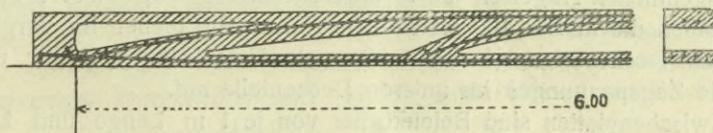


Bild 188. Thurl'sche Bogenbalken mit 2 Drucktrajektoren.

Bogens nicht in die Auflager, sondern zwischen diese fällt. Durch diese Anordnung übt der Bogenbalken nicht mehr Seitenschub aus als ein gerader Balken, der sich unter der Ueberlastung durchbiegt. Die Art der Durchbiegung der Bogenbalken bei Ueberlastung zeigt in etwas absichtlich übertriebener Weise Bild 189.

Die Breite der Balken ist gewöhnlich 20 cm, jedoch treten noch andere Breitenmaße auf, und bindet sich der Erfinder an keine bestimmten Abmessungen.

Aehnlich der im vorhergehenden Beispiel geschilderten Ausführungsweise werden auch die Bogenbalken in Formen gestampft unter Verwendung eines erd-

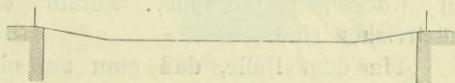


Bild 189.

feuchten Betonmörtels, so daß auch die Herstellung der Bogenbalken fabrikmäßig auf dem Werkplatze betrieben wird.

Hinsichtlich der Berechnung stützt sich Thruß auf die Ergebnisse der Probelastungen seines Balkens. Diese ergaben, daß die Balken bei Ueberlastung immer in der Mitte brachen. Deshalb rechnet der Erfinder nur das Maximalmoment für die gleichmäßig verteilte Belastung  $M = \frac{Ql}{8}$  und stellt diesem das Moment der inneren Kräfte:  $f_b \cdot m \cdot \sigma_b$  bzw.  $f_e \cdot m \cdot \sigma_e$  gleich. Daraus ermittelt er den erforderlichen Querschnitt für das Eisen, bzw. für den Beton, wobei im Bogen nur der Beton auf Druck und im Zuggurt nur das Eisen auf Zug in Rechnung gestellt wird.

#### Die Frankebauweise.

Diese in Bild 190 und 191 wiedergegebene Deckenart zählt ebenfalls zu den jüngeren Erfindungen von Wohnhausdecken und ist dem Ingenieur Franke in Berlin zuzuschreiben. In ihrer Form weicht sie wesentlich von den vorher

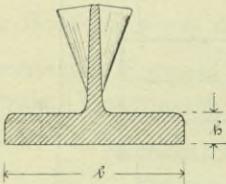


Bild 190. Kegelwelle.

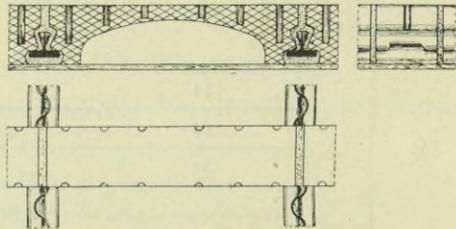


Bild 191. Die Franke'sche Decke.

genannten Deckenarten ab und kann am besten mit der Melanbauweise verglichen werden.

Auch die Frankedecke setzt sich aus einzelnen Körpern zusammen, doch mit zwei besonderen Eigentümlichkeiten. Erstens bildet die Eiseneinlage allein die Tragkörper, welche selbständig auftreten und eine besondere Form aufweisen, zweitens treten die gegossenen Betonkörper nur als Zwischenplatten auf und besitzen keine weitere Eiseneinlage.

Die eigentlichen Trageisen führen die Bezeichnung Kegelwelle oder Schlitzsteg und haben die in Bild 190 ersichtliche Form. Sie dienen im Vergleich zu den ersterwähnten Deckenarten gewissermaßen als Ersatz für  $\bar{I}$ -Träger und nehmen lediglich alle Zugspannungen im unteren Deckenteile auf.

Die Zwischenplatten sind Betonkörper von je 1 m Länge und 25 cm Breite. Sie werden ebenfalls auf dem Werkplatze in Formen fabrikmäßig hergestellt und im erhärteten Zustande nach der Baustelle gebracht.

Bei der Ausführung legt man zuerst die Baueisen, Kegelwellen, in Abständen von 1 m in die richtige Höhenlage und verankert sie noch, sobald große Spannweiten überdeckt werden. Alsdann beginnt das Verlegen der fertigen Betonplatten in trockenem Zustande, worauf die Fugen von unten mit Mörtel austreichen sind.

In dem Falle, daß man auf eine schräge Wand auflagern muß, sind die entstehenden Zwickel mit Beton auf Schalung auszustampfen. Um die Betonkörper als ganze Deckenplatte wirken zu lassen, versieht sie Franke, ebenso wie Siegwart seinen Eisenbetonbalken, mit Rillen, die gleich mit den Fugen vergossen werden.

Da die Betonkörper eine gewölbeförmige Unteransicht haben, so macht sich noch in jedem Falle das Anbringen einer wagerechten Putzdecke nötig.

Das Eigengewicht der Frankendecke beträgt 250 kg/qm. Für ihre Berechnung gilt die Erklärung, daß die Decke aus beiderseits freiaufliegenden Eisenbetonbalken besteht, zwischen welchen sich Gewölbeplatten befinden, die mit dem Betonbalken in innigster Verbindung und daher als beiderseits eingespannt und eingemauert anzusehen sind. Die Gewölbeplatten haben auf Grund rechnerischer Untersuchung an keiner Stelle Zugbeanspruchungen, sondern stets nur Druckspannungen aufzunehmen. Daher ist eine besondere Ausstattung mit Eiseneinlagen entbehrlich. Die Trageisen (Kegelwelle) haben allein die Zugspannungen in der Deckenplatte aufzunehmen. Die Ermittlung ihrer Abmessungen erfolgt auf Grund der ministeriellen Vorschriften vom 16. April 1904. Für die Praxis ist bei Annahme von 550 kg Gesamtlast für je 1 qm bzw. 5,5 kg für die Längeneinheit folgende Zahlentafel ausgearbeitet, worin l die Spannweite in Metern, h die Höhe und b die Breite des Eisens in cm bedeuten.

l	h	b
9	2	15,5
8,5	2	14,4
8	2	12
7,5	2	11
7	1,8	11
6,5	1,4	11
6	1,2	11
5,5	1	11

Die Pötschbauweise.

Die Deckenbauweise Pötsch, bekannt unter dem Namen Massivdecke Germania (Bild 192) beruht in ihrer Zusammensetzung auf dem gleichen Grundgedanken, wie die eben behandelte Frankbauweise.

In ihrer reinen Form besteht die Decke aus dreieckigen eisernen Trägern, zwischen denen aus Kohlschlacken hergestellte poröse Lochsteine von untenstehender Form (Bild 193) mittels Zementmörtel derart verlegt werden, daß deren untere Fläche mit der Unterkante der Träger in ein und derselben Ebene liegt.

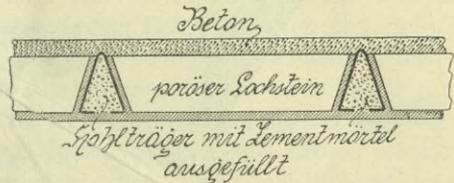


Bild 192. Die Pötschbauweise.

Es kommen zwei Arten eiserner Träger zur Verwendung, nämlich volle Träger dreieckigen Querschnitts und hohle, unten offene, aus Eisenblech winkel-

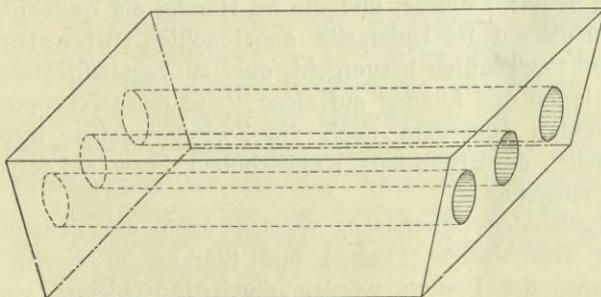


Bild 193.

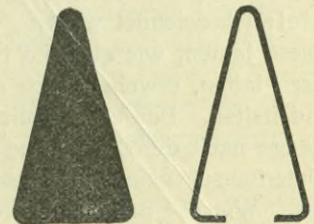


Bild 194 und 195. Die vollen und hohlen Träger der Pötschbauweisen.

förmig gewalzte, deren Querschnitt ebenfalls ein Dreieck bildet, von dessen Grundlinie in deren Mitte aber ein Stück fehlt. Die Bilder 194 und 195 geben die beiden

Formen wieder. Bei beiden Arten der dreieckigen Träger ist die Höhe und Stärke stets abhängig von der Spannweite und Belastung der Decke. Die Mindesthöhe ist 6 cm bei 0,8 mm Eisenblechstärke der Hohlträger und steigt bis 12 cm bei 3 mm Eisenblechstärke. In allen Fällen werden die Hohlträger vor der Verwendung mit Zementmörtel ausgefüllt und dadurch sowohl eine höhere Tragfähigkeit derselben erreicht, als auch ein Zusammendrücken der Schenkel verhindert.

Die porösen Lochsteine schwanken bezüglich ihrer Höhe in den gleichen Abmessungen wie die dreieckigen Träger, besitzen jedoch stets eine Länge von 30 cm.

Die Ausführung der Germaniadecke gleicht ganz der vorhergehenden, nur daß die Entfernung der Trageisen von einander bei der Germaniadecke eine viel geringere ist. Die größte Spannweite erreicht, bei Verwendung der entsprechend starken Eisen und Steine 4 m, doch wird das übliche Maß von etwa 3 m selten überschritten. Die Germaniadecke gehört mit zu den neueren Wohnhausdecken und findet besonders in Westfalen zahlreiche Anwendung.

### Die Bauweise Opelt & Hennersdorf.

Während bisher von den Erfindern die massiven Zwischendecken aus Teilstücken zusammengesetzt wurden, die mehr oder weniger die Balkenform aufwiesen, schlägt die Firma Opelt & Hennersdorf in Dresden für diese Teilstücke die Plattenform vor. Damit ist von vornherein eine niedrige Bauhöhe der Zwischendecke (Bild 196—198) in den meisten Fällen gegeben, welcher Vorteil sich zum

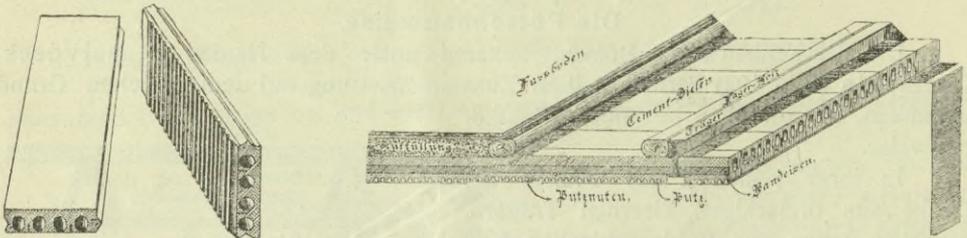


Bild 196—198. Die Bauweise Opelt und Hennersdorf.

Teil wieder mit der geringen Spannweite derselben aufhebt. Letztere beträgt bei 8 cm Plattenstärke 1,50 m und bei 10 cm Stärke 2 m. Selten wird die Stärke auf 6 cm erniedrigt oder auf 12 cm erhöht.

Das Kennzeichnende der Platten, von denen in den letzten Jahren häufige Anwendung zu Wohnhausdecken gemacht wurde, und die im Handel als Zementdielen bezeichnet werden, bilden die auf der Unterseite angebrachten Putznuten. Diese laufen, wie aus Bild 197 und 198 deutlich hervorgeht, quer zur Längenrichtung der Platten, erweitern sich nach innen und können auf diese Weise den Deckenputz gut halten. Für gewöhnlich werden außerdem noch die Zwischenplatten ihrer Länge nach durchlocht und zwischen die Eisenträger eingeschoben, bezw. auf deren Unterflansch gelegt und alsdann ausgefügt.

Wie die Balken der vorhergehenden Bauweisen, werden auch die Zementdielen auf dem Werkplatze für verschiedene Längen und Stärken in eisernen Formen gestampft. Die Hohlräume der Platten werden durch Einschieben von Stahlrohren und die Putznuten durch besondere Formbretter gebildet. Die so hergestellten Zementdielen bleiben auf sogenannten Unterlagsböden in den Fabrikräumen einige Tage liegen, werden dann dem Lagerplatz zugeführt, dort nach der

Größe geordnet aufgestapelt und einige Zeit lang noch bewässert, wodurch sie noch die nötige Härte erlangen.

Die Einzelheiten der Anwendungsweisen der Platten zu Deckenausführungen sind aus den Bildern ersichtlich.

Außer diesem Verwendungszweige eignen sich die Zementdielen auch zur Ausführung von Wänden.

## 2. Säulenbauweisen.

### Allgemeines.

Hinsichtlich des Wesens der Einlagen bilden die Eisenbetonsäulen zwei Hauptgruppen:

1. Eisenbetonsäulen, bei denen die Eiseneinlage gemeinsam mit dem Beton zur statischen Wirkung gelangt, und
2. Betoneisensäulen, bei denen nur das Eisen der eigentliche Tragkörper ist und der umhüllende Beton nur eine erhöhte Sicherheit bietet, und das Eisen gegen Einwirkungen des Feuers schützt.

Während auf dem europäischen Festlande vorwiegend die erste Art eingeführt ist, findet man in Amerika sehr häufig die letzte Art in Anwendung.

Bei allen Eisenbetonsäulen überwiegt die Betonmasse den Eisenquerschnitt, sodaß, ebenso wie bei Eisenbetondecken, ein richtiges statisches Zusammenwirken beider Stoffe stattfinden muß. Als Einlage kommen meist Rundeisenstangen zum Gebrauch, die senkrecht stehend, in der Nähe des Umfanges der Säule untergebracht werden. Ihre Zahl, Stärke und Anordnung hängt von der Querschnittsform und der Beanspruchung der Säule ab. Bei etwaiger exzentrischer Belastung kann und muß die Verteilung der Eisenstangen sogar eine unsymmetrische sein. In gewissen Abständen sind die Eisenstangen durch Drahtbügel oder Blechlaschen radial oder kranzförmig mit einander verbunden, wodurch ein seitliches Ausweichen des Betons verhindert wird. Außerdem bleibt dadurch die sogen. Würfelfestigkeit des Betons erhalten, die wesentlich höher ist als diejenige prismatischer Körper, und endlich wird durch die wagerechte Verstärkung erreicht, daß die lotrechten Einlagen auch in entsprechender Weise zur Wirkung kommen können.

Für einen quadratischen Pfeiler besteht die Einlage meist aus vier Rundeisenstäben in den Ecken, die von Bügeln aus 7—10 mm starken Drähten ringförmig umfaßt werden.

In manchen Fällen tritt an Stelle des Rundeisens als senkrechte Verstärkung schwaches Profileisen, das sich zu tragfähigen, steifen Gerippen ausbilden läßt.

Bei der zweiten Hauptgruppe von Säulen überwiegt das Eisen im Säulenquerschnitt und bildet den Hauptbestandteil. Derartige Säulen werden im Innern meist hohl gestaltet und dienen dann zur Ableitung von Regenwasser oder zur Unterbringung von Gas- und Wasserleitungsrohren.

Die Querschnitte der Säulen beider Arten können sowohl rund, wie vier-, fünf-, sechs- und vieleckig sein; ihr Durchmesser schwankt gewöhnlich zwischen 15 und 40 cm.

Die Ausführung erfolgt stets in der Weise, daß man eine Holzschalung nach der gewählten Querschnittsform herstellt und in diese, nach Richtigstellung der senkrechten Eisenstäbe, den Beton einstampft. Während des Einstampfens sind in den vorgeschriebenen Abständen auch die Drahtbügel einzulegen.

Am Fuße der Pfeiler stehen die Säuleneisen auf einem Rost von Flacheisen auf, damit sich der von ihnen übertragene Druck auf eine größere Betonfläche verteilt.

### Die Wayß'sche Bauweise.

Die Wayß'sche Säulenbauweise ist mit eine der ältesten und findet in Deutschland neben der Hennebiquebauweise die meiste Anwendung. Untergewöhnlichen Verhältnissen

beruht sie einfach auf der Einbettung von vier Rundeisen, die in den Ecken des Säulenquerschnittes angeordnet werden. In senkrechten Abständen von etwa 40 cm werden sie von vier Schlingen aus Rundeisen nach Bild 199 untereinander festgehalten. Die Stärke der letzteren schwankt zwischen 7—10 mm. Die Bilder 199 bis 205 geben Beispiele von Säulen und Pfeilern nach Bauweise Wayß wieder.

Bild 199. Die Wayß'sche Bauweise.

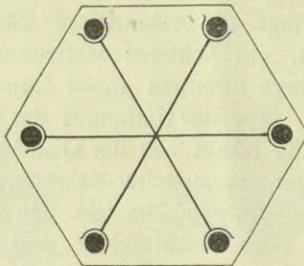
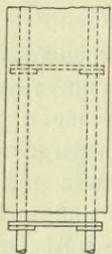
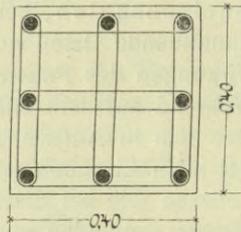
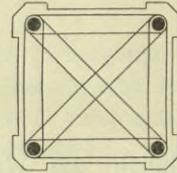
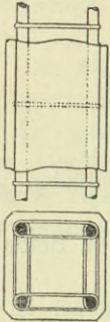


Bild 203. Querschnitt einer Wayß'schen Eisenbetonsäule.

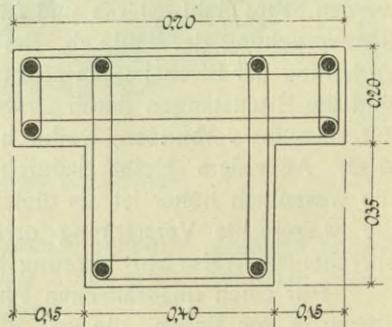


Bild 200—202. Querschnitte Wayß'scher Eisenbetonsäulen.

Bild 204 und 205. Querschnitte Wayß'scher Betonsäulen.

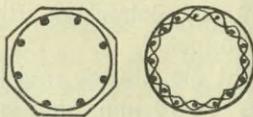


Bild 206 bis 208. Säule nach Hennebique.

Die Hennebiquebauweise ist der eben geschilderten sehr ähnlich, indem ebenfalls wieder Rundeisenstäbe (Bild 206 bis 208) in den Ecken des Säulenquerschnittes aufgestellt werden. Dagegen ersetzt Hennebique die wagerechten Schlingen Wayß' durch Eisenblech mit 2—5 mm Stärke. Durch die Eisenblechstreifen werden in vorher ausgebohrten Löchern die Stangen durchgesteckt, wobei der senkrechte Abstand der Eisenbleche von einander allgemein etwas größer ist, als derjenige bei der Bauweise Wayß.

### Die Visintinibauweise.

Das Wesen der Visintinibauweise ist, auf Säulen angewendet, genau dasselbe wie bei Decken (s. Seite 61). Auch hier war für den Erfinder der Gedanke maß-

gebend, Säulen aus Beton mit Eiseneinlagen zu schaffen, die bei geringstem Stoffaufwand eine möglichst große Tragfähigkeit besitzen. Dieses Ziel führte zu einer Säulenausführung die den Deckenträgern vollständig gleich ist, wie aus den Bildern 209 bis 212 zu ersehen ist. Die Einlage wird in den äußeren seitlichen Wänden aus je zwei durchgehenden Rundeisenstäben gebildet, die je nach Art der Belastung auf Zug oder Druck beansprucht werden. Zur Verbindung dieser beiden äußeren Säulenwände dient auch hier ein zwischen ihnen angeordnetes Gitterwerk, bestehend aus wagerechten und schräg steigenden Gurtungen. Letztere erhalten als Einlagen

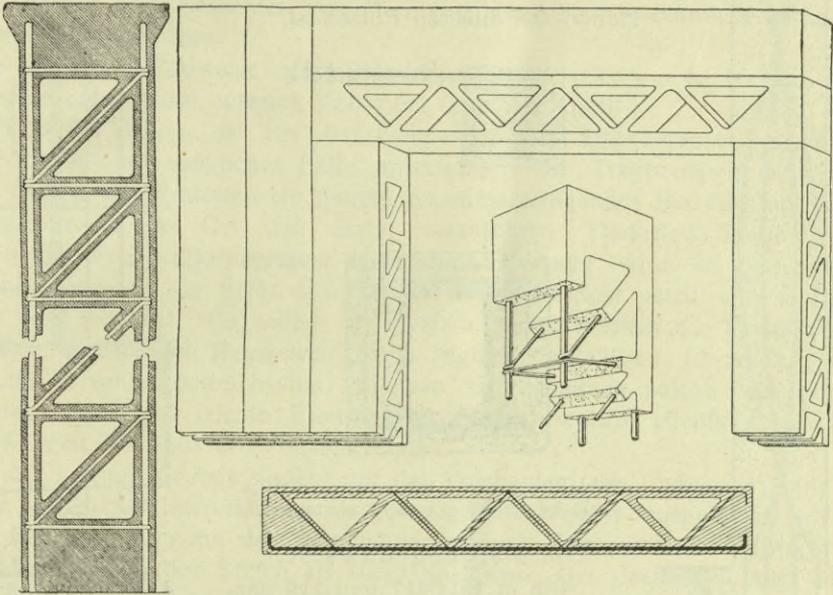


Bild 209—212. Visintinisäulen.

je zwei Rundstäbe, während sich in den wagerechten Gurtungen je ein Rundeisen um die vier senkrechten Säulenstäbe nach Bild 211 herumlegt. Der Säulenfuß und -Kopf, in denen die senkrechten Eisenstäbe oben und unten endigen, sind als volle Betonkörper ausgebildet. Die Verbindung der Gurtungen mit den äußeren senkrechten Säulenwänden erfolgt wie bei den Deckenbalken dieser Bauweise durch Umschlingung der Gurtungseisen um die senkrechten Eisenstäbe, wobei auch hier durch die Klemmspannung von Beton und Eisen an diesen Knotenpunkten ein Gleiten der Oese längs der senkrechten Stäbe unmöglich gemacht wird.

Die Herstellung der Säulen nach Visintini's Bauweise weicht von allen hier noch angeführten Bauweisen wesentlich ab, indem die Säulen, gleich den Deckenbalken, in Formen hergestellt und in fertigem, erhärtetem Zustande auf der Baustelle aufgestellt werden. Dabei ist es gleichgültig, welche Stärken- und Höhenabmessungen die Säule erhält.

#### Die Matráibauweise.

Die Matráibauweise ist die einzige von den hier in Frage kommenden Bauweisen, die gebogene Einlagestäbe nach Bild 213 und 214 anwendet.

Ihr Wesen deckt sich beinahe, mit Ausnahme von Einzelheiten, mit dem der Platten von Matrái (s. Seite 25). Auf Säulen angewendet, ist allerdings die Einlage in dieser Form nicht imstande, die Hauptspannungen aufzunehmen. Ihr kommt hier nur die Aufnahme der Nebenbiegungsspannungen zu, während der Beton die Hauptspannungen aufnimmt.

In Deutschland steht diese Bauweise noch sehr vereinzelt da, während in Frankreich und Oesterreich von ihr häufige Anwendung gemacht wird.

### Die Streckmetallbauweise.

Für die Herstellung von Säulen mit Streckmetalleinlage kommt nur die Gruppe der Betoneisensäulen in Betracht, denn sie dient hier nur gewissermaßen als Ergänzung des eisernen Hohlkernes. Nach den in Bild 215 und 216 dargestellten Beispielen sind I-Träger die eigentlichen Tragkörper, um die sich das Streckmetall legt, dessen einziger Zweck somit nur das Halten des äußeren Putzes ist.

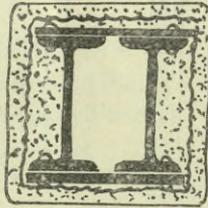
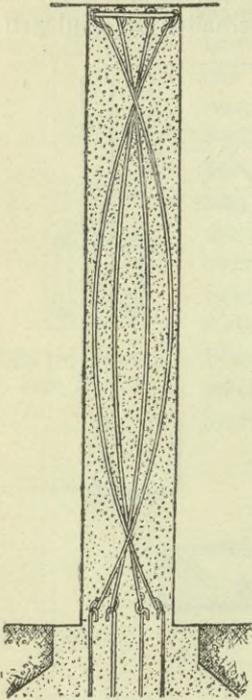


Bild 215 u. 216. Säulenquerschnitte mit Anwendung von Streckmetall.

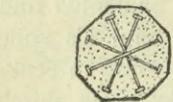
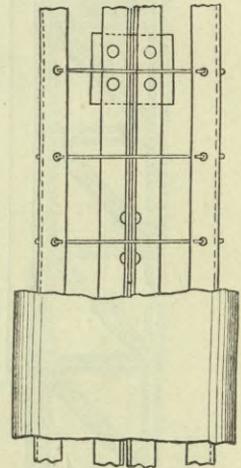


Bild 213 und 214. Matrai-Säule.

### Die Margueßbauweise.

Die in Bild 217 und 218 dargestellte Säule ist eine jüngere Erfindung von Chas. H. Margueß in Charleston, S. C., V. St. A. In ihrem Wesen kann man sie als eine Vereinigung von Beton, Eisen und Eisenbeton betrachten, und zwar ersteres infolge des eisernen Kernes in der Säulenmitte, letzteres infolge

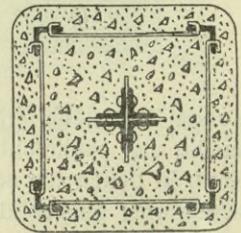


Bild 217 und 218. Die Margueßbauweise.

der Einlagen in den Säulenecken. Diese letzteren bestehen aus Winkeleisen, die in geeigneten Abständen durch Drähte mit einander verbunden sind.

Die Verstärkung der Mittelachse der Säule ist ebenfalls durch Winkeleisen bewirkt, die in Kreuzform unter sich fest vernietet sind. An den Stoßstellen sind etwas vorstehende Blechstreifen als Laschen dazwischen gelegt. Die Druckfestigkeit der mittleren Eiseneinlage kommt hier umsomehr zur Geltung, als der Beton infolge seiner äußeren Umschnürung ein seitliches Ausweichen verhindert. Ist im allgemeinen die Drucklast der Säule nicht groß, sodaß die Druckbeanspruchung des Betons die zulässige Grenze nicht überschreitet, so kann der eiserne Mittelkern ganz wegfallen, womit die Säule wieder zu einer reinen Eisenbetonsäule wird.

Die Stärke der Einlage ist von der Größe der aufzunehmenden Last abhängig. In dem obenstehend abgebildeten Beispiel besteht die ECKEINLAGE aus 50 · 9 mm starkem Winkeleisen, während die Winkeleisen in der Mitte 75 · 75 · 13 mm Stärke haben, bei 4,90 Säulenhöhe und 40,5 · 40,5 cm Säulenquerschnitt.

### 3. Treppenbauweisen.

#### Allgemeines.

Zur Ausführung massiver Treppen ist der Eisenbeton besonders geeignet, da sich mit ihm ohne Schwierigkeiten gerade oder gewundene freitragende Treppen mit oder ohne Wangen, sogar mit geknickten Eisenbetonwangen herstellen lassen. Dank seiner Tragkraft können deshalb Treppen aus Eisenbeton hergestellt werden, die mit dem Aussehen von Hausteinstufen eine erstaunliche Kühnheit in der Gestaltung vereinigen.

Je nach der Bauweise wird Eisenbeton ganz oder nur teilweise für die Ausführung angewendet, wonach sich zwei Gruppen ergeben.

Die erste Gruppe ist für den Treppenbau aus Eisenbeton von größter Bedeutung und für alle möglichen Fälle anwendbar. Die Treppenläufe bilden stets mit den Stufen und Podesten ein ganzes zusammenhängendes Bauwerk und sind als solche gleichzeitig an Ort und Stelle auszuführen. Derartige Treppenanlagen werden selten eine Werkstentreppe nachahmen, vielmehr wird an den seitlichen und unteren Flächen der Beton sichtbar gelassen, vielleicht auch vom Steinhauer schariert oder gestockt. Gegenüber der zweiten Gruppe machen die Treppenanlagen der hierher gehörenden Bauweisen einen leichten, gefälligen Eindruck, da alle Träger und Balken entbehrlich sind. Machen sich dennoch solche notwendig, so ersetzt man sie durch leichte Eisenbetongurtbögen, welche allenfalls sowohl die Treppenwangen, als auch die Podeste tragen.

In der zweiten Gruppe besteht nur der Treppenlauf aus Eisenbeton und kann entweder als Platte, Gewölbe oder als gerader Plattenbalken ausgebildet sein. Im ersteren Falle hat man nur das Anwendungsbeispiel einer geraden Decke in geneigter Lage, welche den Stufen als Unterlage dient. Der zweite Fall zeigt zumeist die Ausbildung der Läufe als ansteigende flache Kappengewölbe, wobei wie vorher, die Eisenbetonkörper der Treppenläufe einseitig eingespannt werden können. Die Stufen sind bei Treppen dieser Art meist aus Beton und ahmen das Aussehen von Werkstestufen nach oder erhalten doch einen Belag mit einer terralithartigen Masse. An Stelle dessen kann auch besonders für stark beanspruchte Treppenhäuser der Belag mit Eichenholzdielen ausgeführt werden, die sich auf diesem Beton leicht verübeln lassen.

#### Die Monierbauweise.

Die Monierbauweise findet fast nur bei der zweiten Gruppe der Treppenausführung Anwendung, wo also nur die eigentliche Füllungsplatte der Treppenläufe aus Eisenbeton besteht.

Die Ausführung selbst kann verschieden sein.

Bei unterstützten Treppen ruht entweder die Füllungsplatte seitlich auf Trägern auf und ist vollständig eben, bzw. in der Treppenachse zwischen den Trägern flach gewölbt, oder sie bildet ein ausgesprochenes steigendes Gewölbe. Im letzteren Falle stützt sich dieses zwischen den Flanschen der Podestträger und entbehrt dann der Wangenträger. Nicht immer erhalten diese symmetrische Form, da gewöhnlich mehr Gewicht darauf gelegt wird, die darüber liegenden Betonstufen nicht übermäßig stark zu gestalten. Andernfalls läßt sich auch dieser Uebelstand dadurch umgehen, daß man nach Bild 219 bis 221 die Antritte aus dünnen senkrechten Wänden auf dem Rücken des Gewölbes herstellt und wagerecht darauf als Aufritte Eisenbetonplatten legt, die mit ersteren ein Ganzes bilden. Beide Bauteile, deren An-

wendung häufig auch für Wendeltreppen in Frage kommt, erhalten als Einlage die zwei üblichen Drahtlagen nach Bild 221.

**Steigung.**

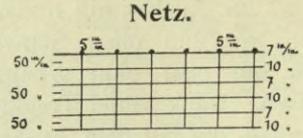
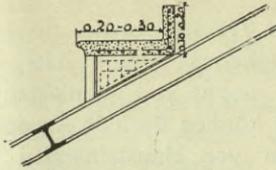
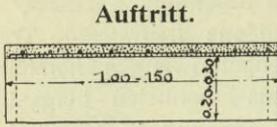


Bild 219—221. Die Monierbauweise im Treppenbau.

Bei freitragenden Treppen dieser Art ändert sich gegenüber der vorhergehenden nur die Lage der Eisen in den Betonplatten. Letztere bilden dann einseitig eingespannte Platten und erhalten ihre Drähte im oberen Plattenteil.

**Die Streckmetallbauweise.**

Wie im Bau von Decken, so läßt sich auch im Treppenbau das Streckmetall für die Monierbauweise anwenden.

Die einfachste Anwendung des Streckmetalls in einer massiven Treppe mit vollen Betonstufen, zeigt Bild 222. Dasselbst läuft die Einlage in jeder einzelnen Stufe über je ein Winkeleisen und hängt zwischen denselben bogenförmig durch, so daß sich darin der Beton fest einlegen kann. Diese Ausführungsart ist außerordentlich einfach und hat sich in der Praxis schon zahlreich bewährt. Das dabei übliche Mischungsverhältnis des Betons ist gewöhnlich 1 Teil Zement, 2 Teile Flußsand und 3 Teile kleiner Schotter.

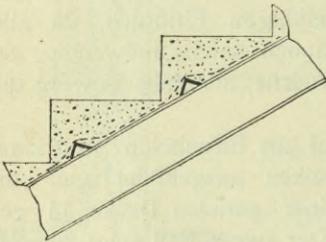


Bild 222.

Treppe mit Streckmetalleinlage.

In letzter Zeit sind noch weitere Anwendungen mit Streckmetall gemacht worden, von denen das Beispiel einer Schulhaustreppe in Bild 223 bis 225 wiedergegeben ist. Hier tritt das Streckmetall als wirkliche Verstärkung der Betonplatten

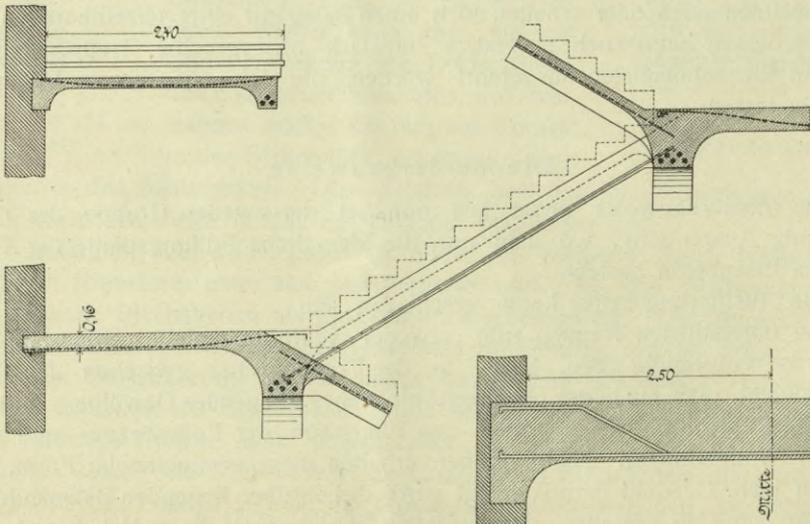


Bild 223—225. Schulhaustreppe mit Streckmetalleinlage.

auf, während seine Aufgabe im ersten Beispiel darin bestand, die Stufenlast nur auf die Winkeleisen zu übertragen. Die Verstärkung bezieht sich hier auf die

Füllungs- und Podestplatten, die als beiderseits eingespannt ausgeführt sind. Die erforderliche Nummer des Streckmetalls ist bei Verwendung im Treppenbau statisch zu ermitteln. Am gebräuchlichsten sind hierfür die Nummern 9 und 10 mit 75 mm Maschenweite und  $4\frac{1}{2}$  und 6 mm Stegbreite.

### Die Lolatbauweise.

Hinsichtlich der Anordnung der Einlagen gehört die Lolatbauweise in ihrer Anwendung auf den Treppenbau zu der Gruppe, bei welcher der Eisenbeton ganz für die Ausführung angewendet wird, wie aus den Bildern 226 bis 228 ersichtlich ist.

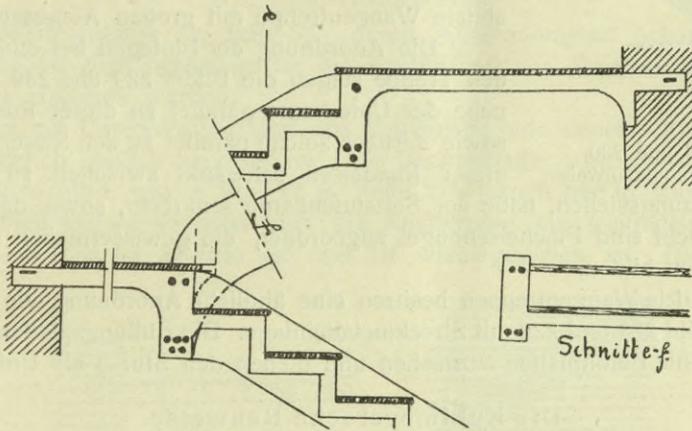


Bild 226—228. Treppe nach Bauweise Lolat.

Die Treppenstufen erhalten Rundeisenstäbe, deren Lage durch Anordnung von  $3 \cdot 30$  mm starken Flacheisenwinkeln in Abständen von etwa 25 cm festgelegt ist, wie in Schnitt e—f zu erkennen ist.

Die Trittstufen erhalten Drahtgewebeeinlage von 1,5 mm Stärke und 15 mm Maschenweite, welche auf den erwähnten Flacheisenwinkel aufliegen und zwischen denselben kettenlinienartig durchhängen. Die Stärke der Trittstufen ist die gleiche wie bei den Setzstufen, etwa 5 bis 6 cm. Als Stufenprofil kann Holz oder Metall verwendet werden, das bei der Ausführung gleich mit einbetoniert wird.

Lolat führt Eisenbetontreppen an den Außenseiten nur mit Wangen aus, denen er ganz besondere Sorgfalt zuwendet. Wandwangen sind entbehrlich, wenn die Stärke der Treppenhausmauern eine unmittelbare Auflagerung der Stufen ermöglichen.

Für die statische Berechnung wird freie Auflagerung angenommen, und die Spanneisen müssen dementsprechend angeordnet werden. Erforderlichenfalls erhält auch die Druckzone Einlagen, die durch Bügel aus Flach- oder Rundeisen in Abständen von etwa 25 cm nach Art der Bilder 226 bis 228 gegen Ausknicken gesichert werden müssen. Diese Bügel oder Schleifen dienen dann außerdem zur Aufnahme der Scherkräfte.

Zur Befestigung der Geländersäulen werden abgebogene Rohrstücke eingelegt.

Der Querschnitt der Mittelwangen ist für gewöhnliche Verhältnisse etwa  $26 \cdot 10$  cm. Sie erhalten als Einlagen zwei Rundeisen mit 20 mm Durchmesser.

An Stelle der Rundeisen treten zuweilen auch Flacheisen, sobald der Rundeisenumfang für die Klemmfestigkeit nicht groß genug erscheint.

Die Treppenabsätze sind in gleicher Weise ausgeführt.

### Die Hennebiquebauweise.

Das Wesen dieser Bauweise, wie es bei Besprechung der Decken und Säulen beschrieben wurde, wiederholt sich auch bei Hennebiquetreppen. Auch hier findet man die Hauptmerkmale der Bauweise wieder, nämlich die gebogene Einlage und die Bügel. Dennoch kann Hennebique die Treppen nach beiden eingangs erwähnten Gruppen herstellen einmal, indem der Eisenbeton ganz, das andere mal, indem er nur teilweise für die Ausführung angewendet wird.

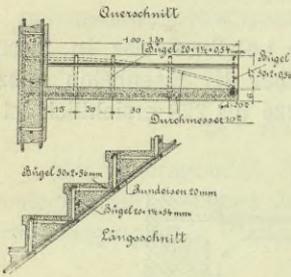


Bild 229 und 230.

Die Hennebiquebauweise.

An den Kreuzungsstellen, nahe der Setzstufenkante senkrecht, sowie der Trittstufenkante wagerecht sind Flacheisenbügel angeordnet, die gewissermaßen die Einlagen der Betonstufen bilden.

Unterstützte Wangentreppen besitzen eine ähnliche Anordnung wie die Treppenbeispiele in Bild 223 und 225 mit Streckmetalleinlage. Die Füllungsplatten sind wieder als eingespannte Betonplatten anzusehen und dienen den Stufen als Unterlage.

### Die Kuhlmeyersche Bauweise.

Wie bei der Streckmetallbauweise die einzelnen Stufen auf aus I- oder U-Eisen gebildeten Treppenträgern aufrufen, so ist dies auch hier der Fall, nur noch mit der besonderen Anordnung, daß sich die Treppenträger A stets unter den Seiten- oder Kopfstücken c der Stufen befinden. Die Bilder 226 bis 229 geben ein Beispiel dieser Bauweise wieder.

Ihre Eigentümlichkeit besteht darin, daß jedesmal Trittstufe, Setzstufe und die beiden dreieckigen Kopf- oder Füllstücke zu einem Ganzen mit möglichst dünnen Wänden vereinigt werden und so einen Hohlkörper bilden. (Bild 226.)

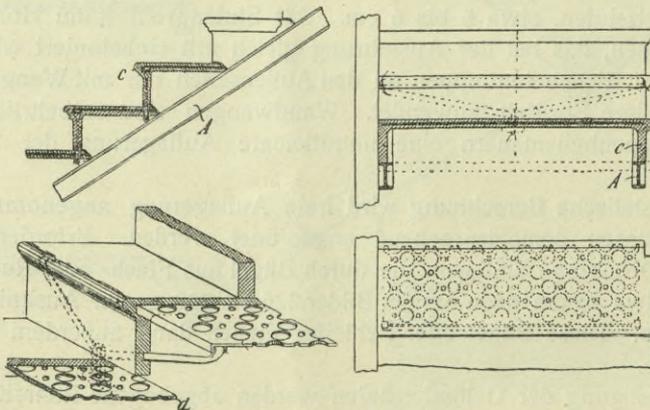


Bild 231—234. Treppe nach Bauweise Kuhlmeier.

An eine bestimmte Art der Eiseneinlage in den Trittstufen bindet sich Kuhlmeier nicht; er schlägt entweder ein Drahtnetz oder gekreuzte Eisenstäbe, oder, wie aus dem Bild 233 ersichtlich ist, ein gelochtes Blech d vor. Nach dem vorderen

Stufenrande ist meist die Einlage der Trittstufe etwas verstärkt, indem sie daselbst wulstartig umgebogen wird. Am hinteren Stufenrande, besonders in dessen Mitte, ist zur Verhütung des Durchbiegens die Trittstufeneinlage in eigenartiger Weise durch Zugglieder gehalten. Diese sind in die Setzstufe einbetoniert und übertragen den Druck nach den äußeren Enden der nächstoberen Stufe. Um die Trittstufen fest gegen die nächstoberen Setzstufen anpressen zu können, ist an der Knickstelle der Zugeisen noch ein kettengliedartiger Zugring angebracht. Das untere Ende desselben sieht frei aus der Setzstufe hervor und bildet eine Oese, in welche man einen Keil einschleibt.

### Die Eggertbauweise.

Die Eggertbauweise (s. Seite 37), deren Anwendungsart schon früher behandelt wurde, ist auch besonders für die Ausführung von Treppen mit oder ohne Unterstützung ersonnen worden.

Treppen mit Unterstützung sind den Bauweisen, von denen soeben die Rede war, grundsätzlich ähnlich herzustellen. Die Deckenplatte wird zwischen  $\bar{\text{I}}$ - oder  $\bar{\text{C}}$ -Trägern ausgeführt, wie in Bild 77 (s. Seite 37), jedoch nur in schräger Lage.

Wesentlich anders gestaltet sich die Ausführung bei freitragenden Treppen, von denen ein Beispiel in Bild 235 und 236 wiedergegeben ist. Die Ausführung

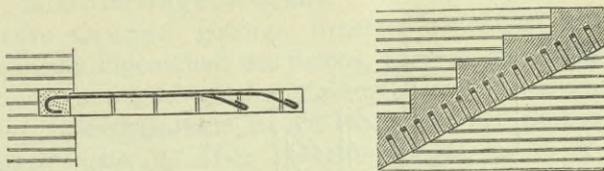


Bild 235—236. Treppe nach Bauweise Eggert.

stellt sich hierbei als eine ausgekragte Platte aus Steinen oder Beton dar, auf welcher die Stufen aufgemauert oder in Beton gestampft werden.

Die Eisenstäbe haben eine umgekehrte Lage, doch ist ihre Wirkung in Bezug auf Kräfteverteilung die gleiche wie bei den Deckenplatten auf zwei Stützen. Von besonderer Wichtigkeit ist bei den freitragenden Ausführungen eine solide Einbindung der Deckenplatte in das seitliche Mauerwerk, genau in der Weise, wie bei freitragenden Treppen die Einbindung der Hausteinstufen.

Ueber die Stärke, Anzahl und Verteilung der Einlagen gilt auch hier das schon früher gesagte.

Auch im Treppenbau räumt Eggert dem Beton nur eine sehr untergeordnete Rolle ein und läßt in geeigneten Fällen an seine Stelle weichere Baustoffe, insbesondere den porösen Ziegel treten. Es ist aber zu beachten, daß in der Druckzone namentlich am Auflager, wo der Druck am größten wird, die erforderliche Druckfestigkeit vorhanden sein muß.

Die Treppenstufen bestehen entweder aus reinem Beton oder aus in Zementmörtel verlegten Ziegeln.

Im Rathaus zu Hannover sind alle Decken- und anderen Träger, unter Ausschluß eiserner Träger, nach der Bauweise Eggert ausgeführt, so auch die Treppen, welche geradlinig und geschwungen, auf zwei Seiten aufliegend oder freitragend ausgeführt sind. Von den fertiggestellten Treppen zeigt die geschwungene und freitragende Haupttreppe des Stadtbauamtshauses die bisher kühnste Anwendung der Bauweise, indem sie Podeste mit einer Ausladung von 2,68 m aufweist. Der ausladende Mittellauf dieser Treppe wird von schmalen Mauerpfeilern

getragen und bedurfte in den Zwischenfeldern, in Ermangelung genügend starker Auflager und Auflasten der Einklemmung durch Träger, welche unter und über der Treppenplatte herzustellen waren und einerseits dem Druck der Treppe nach unten, andererseits demjenigen des in der Mauer einbindenden Teiles der Treppe nach oben Widerstand zu leisten haben.

### Die Visintinibauweise.

Der Züricher Ingenieur Visintini, dessen Bauweise bereits unter Decken und Säulen behandelt wurde, führt die Grundlage seiner Bauweise, den Gitterträger auch streng im Treppenbau durch. So bilden bei unterstützten Treppen die Setzstufen ebensolche Gitterträger in Beton, wie Visintini solche zu allen Verwendungszwecken herstellt und wie sie in Bild 179 bis 181 (Seite 62) wiedergegeben sind. An die Setzstufen schließen sich die Trittstufen als Eisenbetonplatten an.

Wesentlich anders gestaltet sich die Gitterträgerform und Einlage der Setzstufe bei freitragenden Treppen, die sich bei Anwendung dieser Bauweise ebenfalls

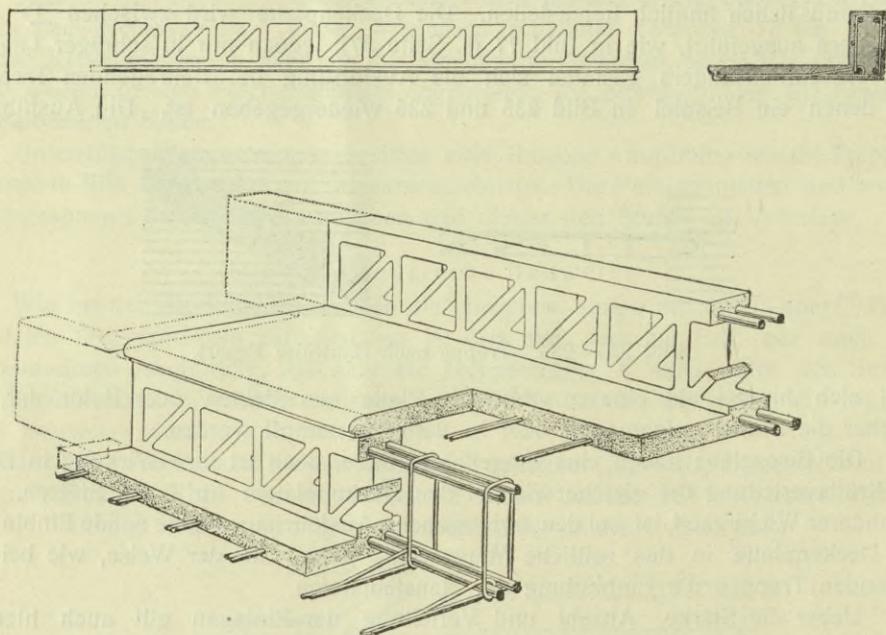


Bild 237—239. Freitragende Treppen nach Visintini.

herstellen lassen. Bild 237—239 geben das Beispiel einer solchen Treppenart wieder. Die Einlage der Setzstufe bilden hier 1 bis 2 Rundeisenstäbe im oberen sowohl, als auch im unteren Gurte. Ihre Lage ist durch Eisendrahtbügel gesichert, die in rechteckiger Form um die Rundeisen gelegt und in den senkrechten Stegen einbetoniert sind.

Eine Eigentümlichkeit zeichnet hierbei die Bauweise aus: Die Eisendrahtbügel bilden, durch ihre Weiterführung in der in Abbildung 237—239 ersichtlichen Weise zugleich die Einlage der Trittstufen. Somit befindet sich die Einlage der Trittstufenplatte stets an den Stegen der Setzstufe und ist gleichmäßig in Abständen von etwa 20 cm angeordnet.

Bei der Ausführung werden stets eine Tritt- und eine Setzstufe als einziger Eisenbetonkörper hergestellt und nach dem Erhärten an der Verwendungsstelle versetzt. An sich ist die Herstellung einfach. In einer Holzform wird die Setzstufe

als Gitterträger in Beton gestampft, wobei die Eiseneinlagen der Trittstufe einstweilen herausragen. Nach dem Fertigstampfen der Setzstufe erfolgt die Herstellung der Trittstufe. Hierzu wird auf ersterer ein Holzklotz, dagegen an der Rückseite ein Brett angeordnet und der so entstandene Zwischenraum mit Beton ausgestampft. Das dichte Einstampfen des letzteren erlaubt die sofortige Wegnahme der Form, jedoch darf die Weiterbeförderung und das Verlegen erst einige Tage nach der Fertigstellung beginnen.

## B. Tiefbau.

### 1. Brückenbauweisen.

#### Allgemeines.

Auf Grund der allgemeinen Form und der statischen Wirkung können die Eisenbetonbrücken in drei Gruppen eingeteilt werden, und zwar können sie aufgefaßt werden als:

1. Plattenbalkenbrücken,
2. Bogenbrücken,
3. Gitterträgerbrücken.

In die erste Gruppe gehören Brücken derjenigen einfachen Form, bei welcher die wichtigste Eigenschaft des Betons, nämlich die Fähigkeit zur Aufnahme der durch feste oder bewegliche Belastung hervorgerufenen Biegemomente, ausgenützt erscheint. Die Grundform ist die Platte und der Balken. Die Eisenbetonbalkenausführungen finden deshalb bei Brücken bis zu 15 m Spannweite zahlreiche Anwendung und weisen einige bedeutende Vorteile auf, als verhältnismäßig kleine Bauhöhe senkrecht wirkende Auflagerdrucke, daher verhältnismäßig kleine Pfeiler bzw. Widerlager sowie geringe Bau- und Erhaltungskosten. Dies beweist die nun zehnjährige Erfahrung mit den Balkenbrücken, da in diesen eine sehr passende und vorteilhafte Bauart für Straßenbrücken von geringeren Spannweiten gewonnen ist. Die Art der Ausführung derartiger Brücken kann nach verschiedenen Bauweisen erfolgen. Insbesondere treten jene von Hennebique, Ast & Co. und Locher & Co. am meisten auf. Hierher gehören auch die Straßenbrücken nach Bauweise Möller, wie solche in Deutschland mehrfach ausgeführt worden sind.

Bei der zweiten Gruppe, den Bogenbrücken, gibt es verschiedene Ausführungsformen. Man kann bei diesen Eisenbetonbrücken folgende Unterformen unterscheiden: 1. Bogenbrücken nach Bauweise Monier, Melan usw., 2. mit ebener äußerer Laibung, nach Bauweise Wünsch, 3. mit Arkadenbögen, 4. mit Einzelbögen und 5. mit Bögen über der Fahrbahn. Der statischen Seite nach können die Bogenbrücken in gelenklose und in solche mit Gelenken geteilt werden. Bei den Unterformen 3, 4 und 5 wird ebenfalls meist die Bauweise Hennebique und Ast & Co. angewendet. Die Bogen der Arkadenbrücken bilden einzelne, bis 50 m breite, in Abständen von 1,5 bis 2 m rippenartig parallel liegende Bögen mit walzenförmiger innerer und ebener äußerer Laibungsfläche. Eine derartige Brücke hat weder Kämpfer- noch Scheitelgelenke und bei mehreren Oeffnungen bilden sie ein fortlaufendes, zusammenhängendes Ganze, welches auch mit den Strom- und Unterpfeilern — falls dieselben ebenfalls aus Beton hergestellt sind — durch Eiseneinlagen vollkommen verbunden wird.

Noch sehr vereinzelt sind Brücken mit Bögen über der Fahrbahn ausgeführt, besitzen jedoch in ihrer Form und in ihrem Wesen eine besondere Eigenart. Der

Ausbildung nach lassen sich zwei Arten unterscheiden, die Anwendung eines vollwandigen Balkens mit eingesattelter Fahrbahn, oder die Brückenausführungsweise mit beiderseitig über der Fahrbahn liegenden Bögen, an welche jene mittels einzelner Hängesäulen aufgehängt ist. Bei beiden Ausführungsweisen sind erstens die tragenden Bauteile über der Fahrbahn angeordnet und zweitens bildet die Fahrbahn eine mit zur Brückenachse querliegendem Balken versehene Balkenausführung, die mittels lotrechten Gliedern an zwei Parabelbögen aufgehängt ist.

Die dritte Hauptgruppe enthält die Gitterträgerbrücken (Bauweise Visintini). Diese neue, für Brücken schon mehrfach angewendete Bauart unterscheidet sich von den übrigen dadurch, daß die tragenden Teile aus einzelnen, etwa 50 cm breiten Parallelgurträgern mit senkrechten und schrägen Stegen bestehen.

Da jede Art von Brücken mehr oder weniger einer Deckenart gleichzuachten ist und in ihrem Wesen garnicht oder ganz unbedeutend davon abweicht, so ist an dieser Stelle die allgemeine Beschreibung der einzelnen Bauweisen weggelassen und auf den Abschnitt „Deckenbauweisen“ verwiesen; vielmehr sind hier nur die besonderen Abweichungen betrachtet.

### Die Monierbauweise.

Die Monierbauweise hat zum Bau von Brücken, und zwar Bogenbrücken, schon vielfache Anwendung gefunden. Besonders waren es die Berliner Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau, die Gesellschaften Wayß & Freitag in Neu-

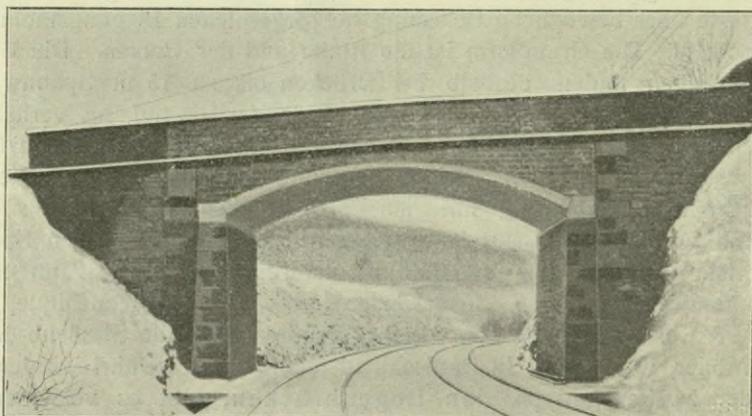


Bild 240. Beispiel einer Monierbrücke.

stadt a. d. Haardt und G. A. Wayß & Cie. in Wien, welche gemeinsam das Verfahren Moniers für den Brückenbau einführten.

Der Bogenstich derartiger Brücken kann bis auf  $\frac{1}{10}$  der Spannweite herabgemindert werden, doch ist es zu empfehlen, des kleineren Seitenschubes wegen, etwas größeren Stich zu wählen.

Die Eiseneinlage bildet in den meisten Fällen ein Stabnetz nächst der inneren und äußeren Laibung, wie bereits im Abschnitt Deckenbauweisen gesagt ist. Von den auf diese Art ausgeführten Brücken verdienen als größte Bauwerke genannt zu werden: jene über die Isar in München mit zwei Bogenöffnungen von je 37 m Spannweite, sowie die Brücke in Groß-Hollenstein mit 41 m Spannweite und als größte die Brücke über die Ybbs in Zell-Waidhofen mit 44 m Spannweite.

Bild 240 zeigt ein Beispiel einer Monierbrücke.

### Die Melanbauweise.

Eine für den Brückenbau in hohem Grade geeignete Bauart ist die Melanbauweise, von der im Brückenbau schon bedeutende Anwendungen gemacht wurden. Sie läßt sich für alle möglichen Belastungsfälle anwenden und bietet ebensoviel Spielraum in der Wahl der Spannweite.

Wie schon auf Seite 47 gesagt ist, besteht das Wesen der Melanbauweise in der Aussteifung von bogen- oder gewölbeartigen Betonmassen durch steife Eisenlagen, die in größeren Abständen angeordnet sind und für sich allein ein gewisses Tragvermögen besitzen, durch welches sie den Beton zum Teil entlasten. Die Eiseneinlagen bilden bei Brücken mittlerer und größerer Spannweite stets aus Formeisen zusammengesetzte, genietete Gitterbogenträger, die in ihrer Grundform auf die doppelte Einlage zurückzuführen sind. In besonders leichter Weise ist die Möglichkeit einfacher und rechnerisch richtiger Ausbildung von Gelenken im Gewölbebogen geboten. Umgekehrt lassen sich auch Gewölbe ohne Gelenke als eingespannte Bogen ausführen.

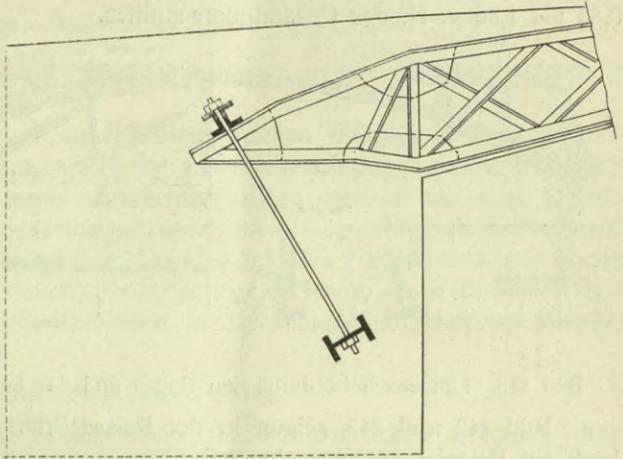


Bild 241. Verankerung der Gurte im Widerlager.

In den meisten Fällen sind die Formeisen Winkeleisen im Ausmaße  $90 \cdot 90 \cdot 13$  bis  $120 \cdot 120 \cdot 15$  mm. In der Nähe der Kämpfer- und Scheitelgelenke werden die Winkeleisen noch durch aufgenietete Flacheisen verstärkt. Die Gelenke in den

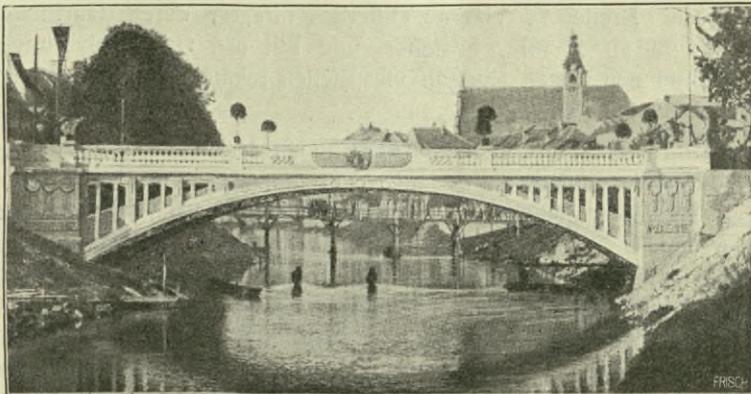


Bild 242. Kaiser Franz Josephs-Brücke in Laibach als Beispiel einer Melanbrücke. Spannweite 33,3 m. Bogenträgern sind gewöhnlich stählerne Zapfeinlagen, im Gewölbe sind sie durch Betonquader gebildet, die sich mit zylindrischen Lagerflächen von etwas verschiedenem Krümmungshalbmesser berühren.

Melan schreibt für Brückenbogen nach seiner Bauweise einen Beton im Mischungsverhältnis 1:2:4 (1 Raumteil Zement auf 2 Teile Sand und 4 Teile Klein-

schlag) vor. Für die Gelenkquadern wird gewöhnlich das Mischungsverhältnis auf 1 : 2 : 2 verbessert.

Soll der Gewölbebogen in den Widerlagern besonders kräftig verankert werden, so daß er nur Scheitelgelenk hat, läßt man die von L-Eisen gebildeten Träger schnabelförmig in die Widerlager hinein verlängern und verankert sie hier durch zwei übergelegte □-Eisen mittels je einem Paar, etwa 35 mm starken Rundeisen in den Betonklotz des Widerlagers (Bild 241).

Der Eisenquerschnitt im Gewölbescheitel schwankt gewöhnlich zwischen 0,83 bis 1,56 v. H. des Gesamtquerschnittes.

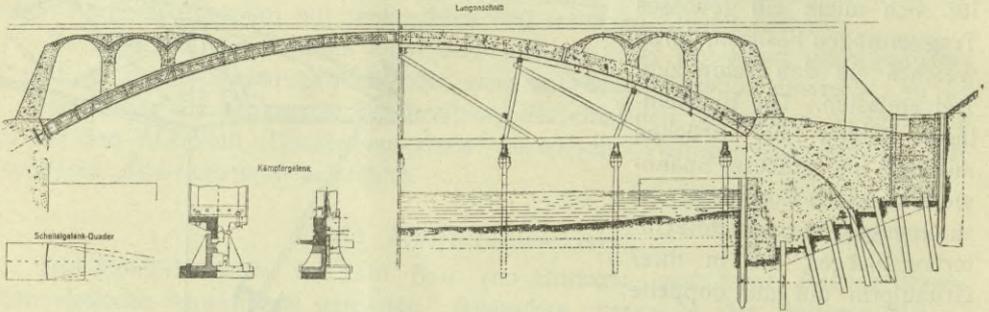


Bild 243. Längenschnitt durch den Bogen und das Lehrgerüst der Brücke in Laibach.

Bild 242 und 243 zeigen in der Kaiser Franz Josefs-Jubiläumsbrücke zu Laibach ein Beispiel der Melanbauweise.

Das Brückengewölbe ist als Dreigelenkbogen ausgeführt mit einer Stützweite von 33,337 m und einer Pfeilhöhe von 4,372 m. Die Laibung ist ein Korbbogen mit 37,5 m Krümmungshalbmesser im Scheitel und 29,86 m im Kämpfer. Die Gewölbestärke beträgt im Scheitel 0,50 m, in der Mitte der Gewölbeschenkel 0,70 m, an den Kämpfern 0,65 m. In den Bogenzwickeln sind über dem Gewölbe je drei im Halbkreis überwölbte Sparbogen von 2,25 m Weite angeordnet.

Die Breite zwischen den Gewölbestirnen mißt 15,2 m. In dem Gewölbe liegen in dieser Breite 14 eiserne Gitterbogenträger, deren Gurtungen aus je 2 Winkeleisen, 90 · 90 · 13 mm, bestehen und mit den Gewölbelaubungen parallel laufen. Zwischen den Bogen sind an vier Stellen rahmenförmige Querverbindungen angeordnet.

#### Die Ribérabauweise.

Die von dem spanischen Ingenieur J. Eugenio Ribéra angewandte Bauweise ist im Wesen der eben geschilderten Melanbauweise vollständig gleich und unterscheidet sich von ihr nur durch die Form der Einlage. Was also von der letzteren gesagt ist, hat auch hier Gültigkeit. Ebenfalls nur für Bogenbrücken geeignet, zählt auch sie zu den selbsttragenden Bauausführungen, zu den sogen. Betoneisenbauweisen.

Die Einlage, die somit in fast jedem Falle die fraglichen Lasten auch allein zu tragen imstande ist, besteht aus Winkeleisen, die nahe den äußeren Gewölbekanten parallel zu denselben laufen und durch Streben und Kreuze mit einander verbunden sind.

#### Die Wünschbauweise.

Wie die eben besprochene Melanbauweise ist auch die von der Budapester Firma Robert Wünsch (heute Eugen J. Kis) eingeführte Bauweise ebenfalls für den Brückenbau geeignet, und zwar besonders für Bogenbrücken mit ebener äußerer Laibung und möglichst gedrücktem Bogen.

Die Eiseneinlage wird nach Bild 244 aus zwei Gurten aus Profileisen, meist Winkeleisen hergestellt, von denen der eine wagerecht, der andere gebogen

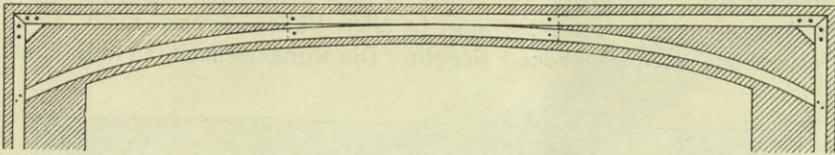


Bild 244. Brückenbogen nach Wunsch.

angeordnet ist. Verbunden sind diese Gurte nur an den Kämpfern und am Schlußstein.

Die nach Bauweise Wunsch ausgeführten Brücken weisen Gewölbehöhen von  $\frac{1}{10}$  bis  $\frac{1}{15}$  der lichten Weite auf, wobei die aus Winkeleisen bestehende Einlage in den Pfeilern in der Regel durch senkrechte [-Eisen versteift ist; diese letzteren werden in den Pfeilergrundmauern durch wagerechte [-Eisen abermals untereinander verbunden. Auf diese Weise bildet das Gewölbe mit den Pfeilern eine feste einheitliche Masse. Für weniger große Bauwerke genügt es schon, wenn die beiden Gurte des eisernen Bogengerippes mit senkrechten, in die Mauern eingebetteten Verankerungen verbunden sind.

#### Die Möllerbauweise.

Die Möllerbauweise ist ausschließlich für Balkenbrücken geeignet, deren Spannweiten bis 15 m erreichen können.

Der Möllersche Gurtträger ist seinem Wesen nach ein freiauflegender Eisenbetonbalken. Er übt nur lotrechten Druck, also keinen Seitenschub auf die Widerlager aus. Letztere brauchen somit gegenüber Wölbbbrücken nur geringe Stärke zu erhalten und sind gewöhnlich nur aus Mauerwerk oder nur aus Beton hergestellt. In einem Ausführungsfall hat man sogar von eisernen Brückenjochen Gebrauch gemacht, und zwar bei der Fußgängerbrücke über die Eisenbahn bei Kreisenen.

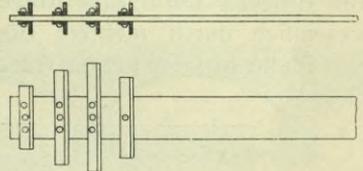


Bild 245. Verankerung der Rippen bei der Möllerbauweise.

Die Stärke der Einlagen der oberen Platte ist wie auch die der Rippen von der Spannweite und Belastung abhängig. Erstere werden entweder aus

Flacheisenstäben oder aus Winkeleisen von  $60 \cdot 60 \cdot 10$  mm Stärke gebildet, deren Abstände von einander etwa 30 bis 50 cm betragen. Die Einlagen der Rippen sind in den meisten Fällen Flacheisen von etwa  $150 \cdot 14$  mm Querschnitt, auf deren Enden, insbesondere zur Uebertragung der Kräfte, Winkeleisen nach Bild 245 aufgenietet sind.

Die Firma Rudolf Wolle in Leipzig hat die eigentliche Einführung dieser Bauweise für den Brückenbau übernommen und auch schon mehrfache Anwendungen davon gemacht.

#### Die Hennebiquebauweise.

Im Brückenbau ist der Hennebiquebauweise der große Vorteil nachzurühmen, daß man für die Ausführung an keine bestimmte Formgebung der Brücke gebunden ist. Es lassen sich sowohl Balken- als auch Bogenbrücken nach dieser Bauweise ausführen, und es können Brücken beider Arten selbst bei schweren Belastungen sehr weit gespannt werden. Die Balkenbrücken bestehen gewöhnlich aus  $60-100$  cm hohen, und etwa  $30-50$  cm breiten Balken, auf denen die Fahrbahnplatte mit etwa

12 cm Höhe aufricht. Für Bogenbrücken mit Rippen gelten die gleichen Abmessungen. Einfache Bogenbrücken messen dagegen 40–70 cm im Scheitel und 80–120 cm an den Kämpfern.

Die Anordnung der Einlage erfolgt in allen Fällen streng nach den im Abschnitt Deckenbauweisen gegebenen Regeln. Die Rundeisenstärken in Balkenbrücken



Bild 246. Bahnübergang nach Bauweise Monier. Text Seite 80.

schwanken gewöhnlich zwischen 25 bis 35 mm; es können in je einem Balken bis zu 8 Eisen angeordnet werden.

Besonderer Wert wird bei Ausführung von Brücken mit mehreren Oeffnungen auf die Ausdehnung des Eisenbetons gelegt und deshalb werden an geeigneten Stellen Wärmefugen vorgesehen.

Die ausgiebigste Anwendung hat die Hennebiquebauweise für die Ausführung von Brücken mit Einzelbögen gefunden. Hierbei wird die Bogenausführung wesentlich durch mehrere Bögen gebildet, welche untereinander entweder durch eine Platte in ihrer ganzen Ausdehnung an der äußeren Laibungsfläche, oder mittels

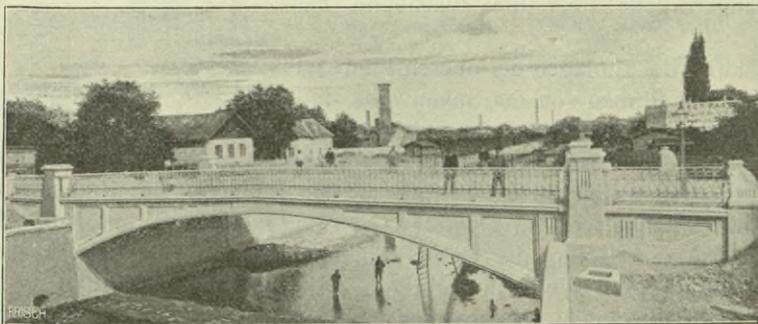


Bild 247. Elisabethbrücke in Baden nach Bauweise Hennebique.

einer Queranordnung im Scheitel und mittels Pfeiler in den Kämpfern, vielleicht auch durch Querbalken zwischen den beiden verbunden sind.

Die Fahrbahn mit Querverbindung wird gewöhnlich durch eine Balkenanordnung mit Längs- und Querträgern gebildet, welcher Bauteil sich im Scheitel auf die Bögen unmittelbar (da sie mit derselben hier verbunden ist) und sonst mittels lot-rechter Pfeiler stützt.

### Die Lolatbauweise.

Die Einlage wird gebildet aus Metallbügel und Rundeisenstäben, die nach Bild 248 in Verbindung stehen. Erstere haben den Zweck, die Längen- und Höhen-

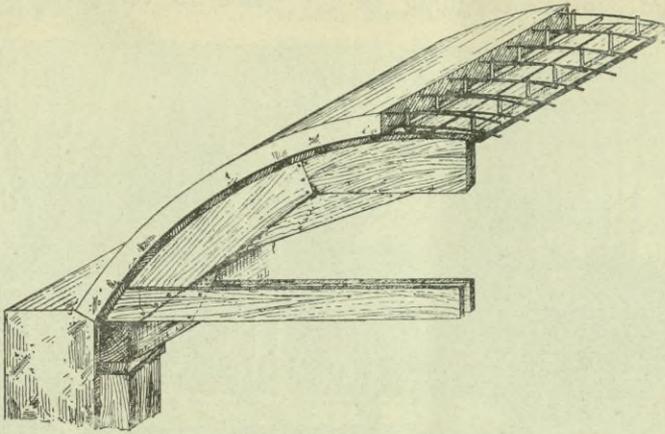


Bild 248. Anordnung der Eiseneinlagen bei der Brückenbauweise Lolat.

abstände der doppelt angeordneten Einlagestäbe stets genau einzuhalten. Bild 249 zeigt eine fertige Brücke nach dieser Bauweise.

### Die Maciachinibauweise.

Die von dem italienischen Ingenieur Maciachini vorgeschlagene Bauweise hat bisher fast ausschließlich nur in Italien Anwendung gefunden.

Die Einlagen bestehen, wie bei der eben besprochenen Bauweise, aus starken Rundeisen und Bügeln. Die Anordnung der letzteren bildet die Eigentümlichkeit

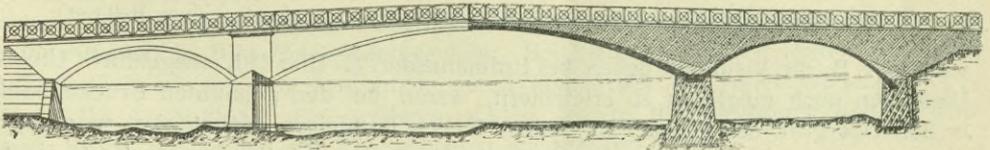


Bild 249. Dreibogenbrücke nach Bauweise Lolat.

der Maciachinibauweise. Gewöhnlich werden im Bogen oben und unten Rundeisen in Abständen von 20 cm mit etwa 16 mm Durchmesser und 2 cm Abstand von der Oberfläche angeordnet. Während unten diese Einlage durchgeht, fehlt sie oben im mittleren Drittel. Dort, wo sie sich gemeinsam angeordnet finden, werden sie mit 5 mm starkem Draht verbunden. Dieser Verband hat nach der Anordnung von Maciachini das Eigentümliche, daß er abwechselnd unter  $45^{\circ}$  und senkrecht angeordnet ist und daß so eine vollständige und leicht herzustellende Verbindung beider Gurte entsteht.

### Die Visentinibauweise.

Die Visentinibauweise ist im Brückenbau die jüngste und zählt mit in die Klasse der Balkenbrückenbauweisen.

Von besonderem Wert ist hierbei die Möglichkeit der Herstellungsweise der einzelnen Balken an der Verwendungsstelle. Auf einem unmittelbar neben der aufzustellenden Brücke aufgebauten Holzgerüst kann man die Balken, auf den Seiten-

flächen aufliegend, in die Formen einstampfen. Letztere sind von vornherein in solche Lage zu bringen, daß nach Fertigstellung der Träger und nach dem Entformen lediglich nur ein Umkanten der Träger nach dem Erhärten des Betons notwendig wird, um sie endgültig an ihre Stelle zu verlegen. Auf diese Weise

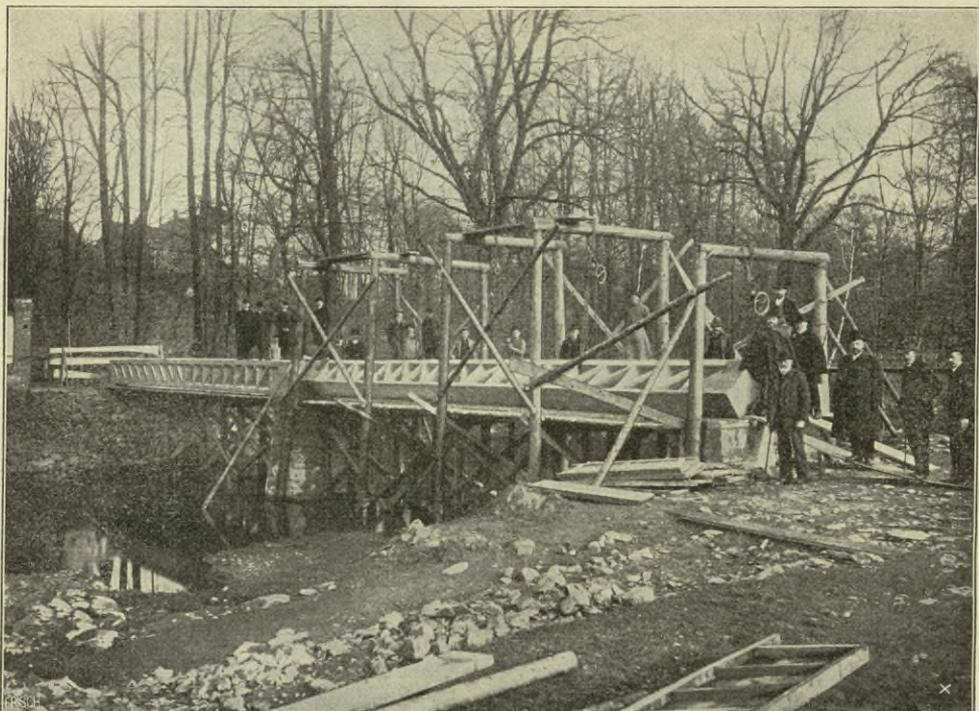


Bild 250. Brücke bei Erdmannsdorf (Vorgang beim Umkanten eines Balkens).

wurden z. B. die Visintinibrücken bei Erdmannsdorf (s. Bild 250) ausgeführt. Um das Umkanten noch möglichst zu erleichtern, waren bei den genannten Brückenbauten in den Obergurt der Träger an sieben Stellen Bandeisen einbetoniert worden, die ösenartig hervorragten und als Angriffspunkte für die bewegende Kraft dienten. Mittels Flaschenzügen erfolgte das Umkanten der Balken ohne große Mühe.

## 2. Rohrbaueisen.

### Allgemeines.

Der Form nach unterscheidet man runde und elliptische Rohre. Erstere Form wählt man gewöhnlich nur für Rohre mit kleineren Durchmessern, während größere Rohre mehrfach die elliptische Form erhalten. Letztere gilt dann als vorteilhaft, wenn das Rohr durch Ueberschüttung mit Erde großen Außendruck zu erleiden hat, weil dieser sich dann ziemlich mit der Drucklinie deckt, die durch den ständigen Innendruck erzeugt wird.

Der Beanspruchung nach lassen sich drei Rohrarten unterscheiden, und zwar:

- Rohre auf Außendruck beansprucht,
- Rohre auf Innendruck beansprucht und
- Rohre auf Außen- und Innendruck beansprucht.

Maßgebend hierfür ist die Größe des Rohres, seine Höhenlage und der hiervon mit abhängende Flüssigkeitsdruck im Rohre. Diese Punkte sind auch maßgebend für die Art und Anordnung der Eisenanlagen, und ihre mehr oder weniger große Berücksichtigung bildet den Unterschied der einzelnen Bauweisen. Fast allen gemein ist ein doppeltes Netz aus Eisen mit der Rohrkrümmung folgender und längs verlaufender Richtung der Stäbe, wobei die gekrümmten Ringe je nach dem Druck auswendig, wie in Bild 251, oder inwendig wie in Bild 252, oder manchmal auch außen und innen bei wechselndem Druck nach Bild 253, Seite 88, zu legen sind.

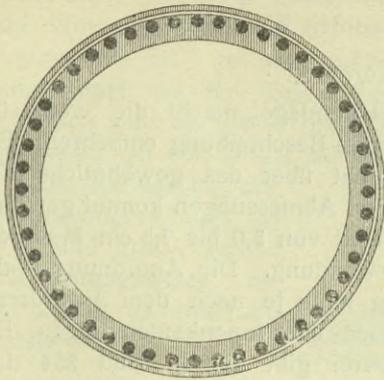


Bild 251. Eiseneinlage bei Außendruck.

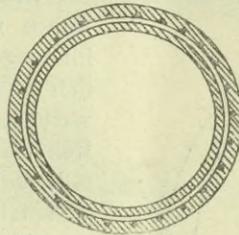


Bild 252. Eiseneinlage bei Innendruck.

Rundeisen, wie dies als erster Erfinder Joseph Monier vorgeschlagen hat, oder nach Vorschlägen späterer Erfinder teilweise oder ausschließlich aus Profileisen. Die Ringe können entweder in sich zurücklaufen oder auch schraubenförmig aufgebracht sein.

Die Stoßverbindung der Betonröhren wird am einfachsten in der Weise hergestellt, daß das Rohr an jedem Ende einen Falz in halber Wandstärke erhält.

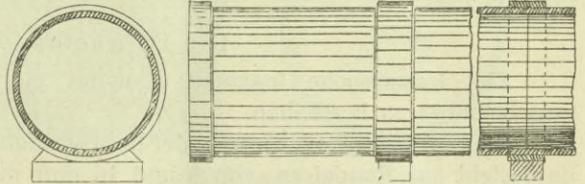


Bild 253.

Bessere Verbindungen sind in letzter Zeit mehrfach angewendet worden und in einer Ausführungsart in Bild 253 wiedergegeben. Bei kleineren runden Röhren wird der Stoß, ähnlich wie bei den Tonrohren, durch eine Muffe mit voller Wandstärke gebildet. Die Verbindung der größeren runden, sowie der eiförmigen Röhren wird durch Sättel und Ringe mit Eiseneinlagen ausgeführt.

Bezüglich der Herstellung von Eisenbetonrohren gibt es hier dieselben zwei Möglichkeiten wie bei den Eisenbetondecken; entweder kann sie an Ort und Stelle der Verwendung erfolgen oder auf dem Werkplatze.

Letztere Herstellung kann wieder durch Guß in senkrechter Richtung oder durch Auftragen gegen das Eiseneinlagennetz ausgeführt werden.

### Die Monierbauweise.

Der Grundgedanke der Monierbauweise, wie er schon für Decken besprochen ist, wiederholt sich auch im allgemeinen bei der Ausführung von Eisenbetonröhren. Hier führt die eine, parallel zur Rohrachse laufende Drahtgruppe die Bezeichnung Längsstäbe, in manchen Gegenden auch Verteilungsstäbe, während die andere sich ringförmig umlagernde Drahtgruppe die Bezeichnung Windungsstäbe, bzw. Trag- oder Richtstäbe führt.

Die Maschenweite des Geflechtes unterliegt sehr großen Schwankungen und ist stets von den in Frage kommenden Außen- und Innendrücken abhängig. Als Kleinstmaße dürften 25 bis 30 mm, als Größtmaße 100 bis 110 mm anzusehen sein.

Ebenfalls abhängig von den Kräfterücken sind die Stärken der Rundeisenstäbe, die unter sich noch durch Drahtschlingen verbunden werden.

Die Monierbauweise, die älteste für Eisenbetonrohre angewendete Bauart, ist am meisten verbreitet und gilt auch in der Ausführung, neben der Streckmetallbauweise, als die einfachste aller im Rohrbau bekannten Bauweisen.

### Die Streckmetallbauweise.

Die Ausführung von Rohren mit Streckmetalleinlage macht die wenigsten Schwierigkeiten und kann deshalb einer eingehenden Beschreibung entbehren. Für Rohre mit nicht über das gewöhnliche Maß hinausgehenden Abmessungen kommt gewöhnlich Streckmetall von 5,0 bis 7,5 cm Maschenweite zur Verwendung. Die Anordnung in der Rohrwandung kann je nach dem Erfordernis nahe der Außen- oder Innenkante erfolgen. Ein Beispiel hiervon gibt der in Bild 254 dargestellte Kanalquerschnitt, wie er für eine große Wasserzuflußanlage der Stadt Harrisburg in Pennsylvanien angenommen wurde. Für diesen Fall erfolgte die Ausführung an Ort und Stelle, doch werden Eisenbetonrohre mit regelmäßigen Formen und Streckmetalleinlage auch auf dem Werkplatz ausgeführt.

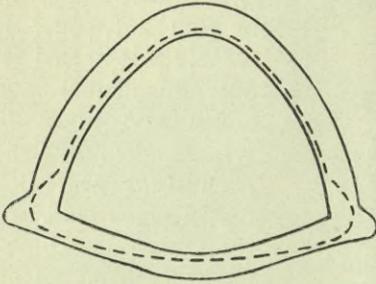


Bild 254. Kanalquerschnitt mit Streckmetalleinlage.

### Die Coignetbauweise.

Der französische Ingenieur Coignet zählt mit zu den ersten Erfindern, die Eisenbetonröhren herstellten.

Coignet schlägt als Einlage der Rohrwandungen ein Eisennetz nach Bild 255 vor. Es besteht aus Rundeisen von 8 und 16 mm mit 11 cm Maschenweite, verbunden

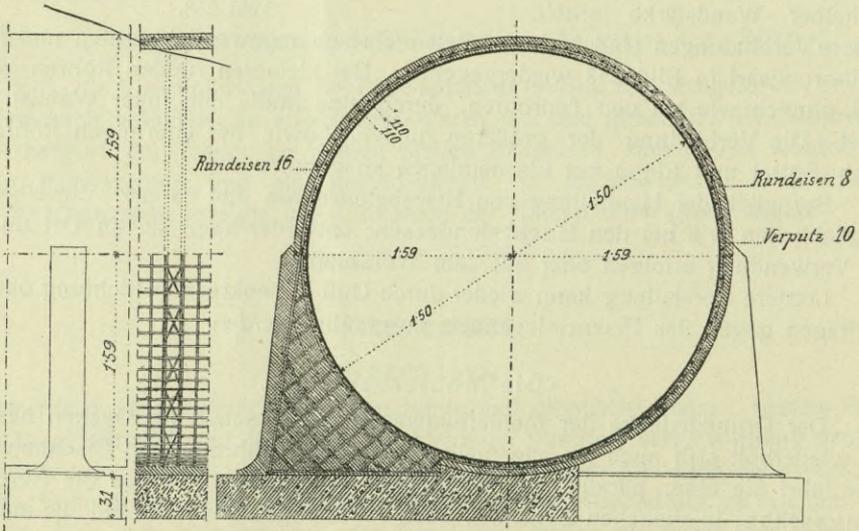
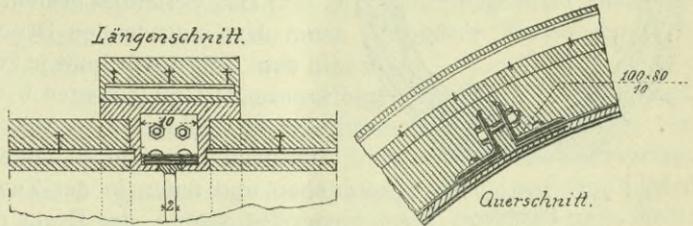


Bild 255. Rohrbauweise Coignet.

durch Draht an den Kreuzungsstellen und versteift durch ein U-Eisen zur leichteren Aufstellung. Die innere Betonwandung ist gewöhnlich nur 2 cm, die äußere 6 bis 8 cm stark, so daß die gesamten Wandstärken zwischen 8—12 cm schwanken.

In dem in Bild 255 gezeigten Beispiel eines Rohres nach Bauweise Coignet finden wir den unter „Allgemeines“ angeführten dritten Fall berücksichtigt, bei welchem abwechselnder innerer und äußerer Druck in Frage kommt. Im unteren Teile des Rohres bis etwas über die halbe Höhe liegen Längsstäbe nach innen, während die Windungsstäbe um letztere laufen, also die Anordnungsweise für Innendruck vorgesehen ist. In umgekehrter Reihenfolge ist die Einlage im oberen Rohrteile angeordnet, da für diesen Teil vorwiegend Außendruck in Frage kommt. Des weiteren sind bei diesem Beispiel in Entfernungen von je 4,2 m Verstärkungen angebracht, um den Druck auf das Fundament zu übertragen.

Die Ausführung der Rohrstränge erfolgt an Ort und Stelle, welche Herstellungsweise für große Röhren immer die beste ist.



Die Bonnabauweise.

Bonna verwendet als Ringeinlage ein +-Eisen mit dem kürzeren Arme nach außen und nimmt dasselbe Profil, nur kleineren Maßes, in den Leitlinien des Zylinders, wobei beide durch eine Einkerbung (Bild 256 oben) zusammengepaßt werden.

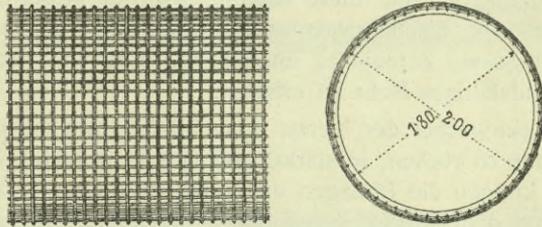


Bild 256.

Die Herstellung der Rohre nach Bauweise Bonna erfolgt fast ausschließlich auf dem Werkplatze in bestimmten Längen.

Die Leitstäbe werden gewöhnlich auf Länge geschnitten, gebogen und dann an ihren Enden mit einer Lasche vernietet. Die Kreisringe erhalten über ein kreisrundes Formeisen aus Gußeisen eine starke Pressung, wodurch ihnen eine regelmäßige Form gegeben wird. Alsdann stellt man letztere auf einen Bock mit Einschnitten, die zugleich den regelmäßigen Drahtabstand innehalten und bringt daran mittels Einkerbungen und Drahtschlingen die geraden Stäbe in der Richtung der Erzeugenden an.

Die Art der Verbindung zweier Rohre mit Futterblech ist in vorstehendem Bild ersichtlich. Dort, wo kein Futterblech vorhanden ist, wird ein Zwischenraum von 3 cm freigelassen und diese Fuge vergossen und mit Deckringen von Eisenbeton versehen.

Bonna legt auch besonderen Wert auf die Betonmischung und mischt gewöhnlich einen schnellbindenden und mittelbindenden Portlandzement zusammen, denen noch der gehörige Sand beigemischt wird.

### Die Fichtnerschen Bauweisen.

Das in den nachstehenden Bildern 257—259 zur Darstellung gebrachte, von dem Ingenieur Fichtner vorgeschlagene Verfahren zur Herstellung von Röhren aus Zement hat zum Zweck, Rohre mit durch die Eiseneinlage nicht verändertem, ursprünglichen Querschnitt für sehr hohen, auch seitlichen Druck aus Zement herzustellen, wie dies oft in

großen Tiefen, also bei hohen Dammschüttungen, bei tiefliegenden Kanalisationsgräben in losem Boden oder Sand, bei tiefliegenden Abzugsgräben oder auch bei Brunnen- oder Schacht-Abteufungen in losem oder nachdrückenden Boden der Fall ist. Die für dergleichen Anlagen bis jetzt zulässigen Bauwerke wurden ausschließlich aus starkem Mauerwerk hergestellt. Die teure Ausmauerung wird infolge vorliegenden Verfahrens nun zweckmäßig durch billigere, dünnwandige Zementrohre mit Eiseneinlage ersetzt.

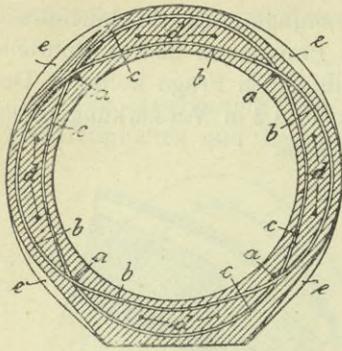


Bild 257. Rundes Rohr nach Fichtner.

Das Verfahren besteht darin, daß in bestimmten, von dem auftretenden Druck abhängigen Abständen in dem Rohrquerschnitt je zwei in den Punkten a sich kreuzende Drahteinlagen b und c eingebettet werden, wie die Bilder 257—259 erkennen lassen. Diese Drahteinlagen sind so angeordnet, daß der Draht b oben und unten in der Zugzone, rechts und links in der Druckzone, der Draht c geradeumgekehrt liegt.

Hieraus geht ohne weiteres hervor, daß, wo auch immer im Rohrumfang eine Druckwirkung auftritt, diese sowohl, wie der in der inneren Rohrlaubung auftretende Zug von der Eiseneinlage aufgenommen wird, es daher notwendig wird, diese Eiseneinlage mit Zement zu ummanteln, um ein nach allen Richtungen durchaus widerstandsfähiges Rohr zu erhalten.

Je schwächer der hierzu verwendete Draht ist, desto näher sind diese Einlagen aneinander zu rücken, je stärker die Drähte gewählt werden, in desto weiteren Abständen können die Einlagen auf einander folgen. Diese Abstände werden durch die Drähte d überdeckt, deren Stärke ebenfalls wieder von der Größe des Druckes und der Abstandsweite der in a gekreuzten Drahteinlagen b und c abhängt.

Während diese Drahteinlagen gleichsam die „Binder“ darstellen, bilden die mit Zement umkleideten, mit Drahteinlage versehenen Wandungen die Füllungen zwischen diesen Bindern. Da die Binder zunächst den ganzen Druck aufzunehmen haben, so geht hieraus wiederum hervor, daß die mit Drahteinlage versehenen Füllungen, die ihre Stützpunkte auf den nicht weit von einander ent-

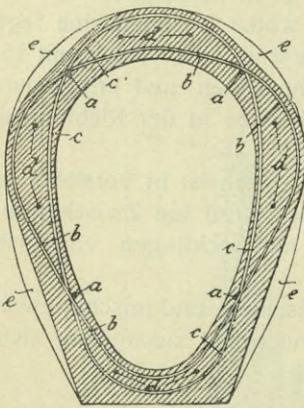


Bild 258. Ovale Rohr nach Fichtner.

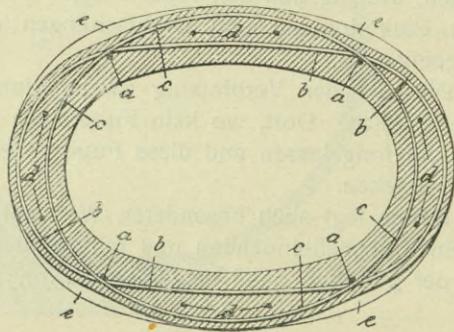


Bild 259. Flaches Rohr nach Fichtner.

fernten Bindern haben, schwache Drähte und nur dünne Wandung erfordern. An den Stellen bei e tritt daher eine nicht unbedeutende Betonersparnis ein.

Dieses Verfahren ermöglicht die Verwendung von Zementröhren für beliebige Zwecke (Bild 257 und 258), außerdem aber auch noch für flachliegende Durchlässe nach Bild 259 unter solchen Straßen, die mit schweren Lasten befahren werden, da die Drahteinlagen, jeder Druckgröße entsprechend, stark genug gewählt werden können, um die Rohre vollkommen widerstandsfähig zu machen.

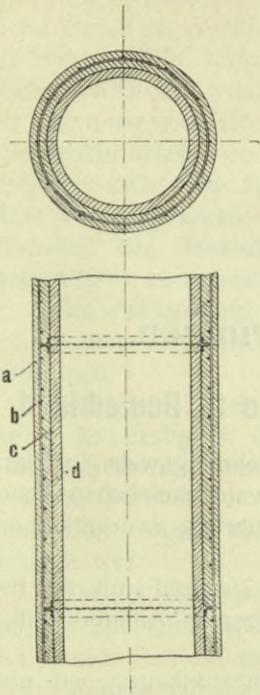


Bild 260. Rohr nach der Bauweise Ziegler.

### Die Zieglersche Bauweise.

Das Wesen der von Bauinspektor Ziegler gemachten Erfindung (s. Bild 260 bis 261) bildet gegenüber allen vorgenannten Bauweisen eine besondere Klasse der Verbindung von Beton mit Eisen.

Im wesentlichen verfolgt der Erfinder den Zweck, die Betonrohre durch die Eiseneinlage nicht nur zu verstärken, sondern durch die Form, welche die Eiseneinlage erhält, gleichzeitig im Umfange und an den Stößen zu dichten. Die Rohrwandungen bestehen nach dieser Bauart im Innern aus einem Betonmantel d. Um diesen

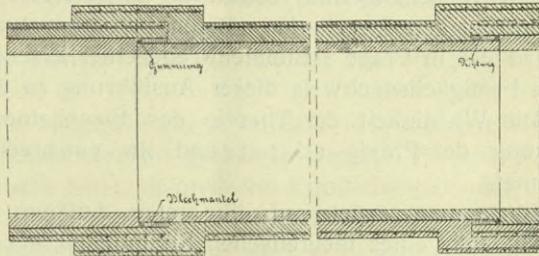


Bild 261.

legt sich als Zwischenlage ein Blechmantel c und darüber ein mit Rundeiseneinlagen b verstärkter äußerer Betonmantel a. Die Dichtigkeit wird ausschließlich durch die ununterbrochen herzustellende Blecheinlage b erreicht. Die Art der Anordnung des Blechmantels läßt ihn nicht als eigentliche „Einlage“ auftreten, wohl aber ist dies von den Rundeisen b zu sagen.

Wie Ingenieur Fichtner im vorhergehenden Beispiel, so erblickt auch Ziegler Betonröhren nach seiner Bauweise als vorzüglich geeignet für Flüssigkeiten, Gase und Dämpfe unter hohem Druck. Mit Rücksicht auf chemische Einflüsse der letzteren auf den Zement, findet bei sauren, salzigen oder schwefelwasserstoffhaltigen Flüssigkeiten der der Firma Krupp patentierte, durch die Portlandzementfabrik Hemmoor, Hamburg, hergestellte Erzzement für den inneren Mantel Verwendung.

Die Dichtung der Stöße kann nach Art des Bildes 260 als einfache oder als Muffendichtung nach Art des Bildes 261 ausgeführt werden. Letztere ist die zuverlässigste und erfordert Blecheinlagen mit verschiedenen Durchmessern. Die Blechstärke wird bis auf weitere Versuche so stark gemacht, daß sie rechnermäßig dem vorhandenen Druck ohne Ueberschreitung von 1000 kg/qcm Inanspruchnahme ohne Betoneinhüllung widersteht. Die Betonehülle bedeutet nur einen Ueberschuß an Sicherheit.

## II. Teil.

### Theorie der Eisenbetonausführungen.

#### Geschichtliche Entwicklung der Eisenbetontheorie in Deutschland.

Die Aufstellung und Ausführung einer theoretischen Rechnungsweise im Eisenbetonbau hat den Zweck, den nötigen, beziehungsweise den wahrscheinlichen Sicherheitsgrad der in Frage stehenden Teile einer Eisenbetonausführung zu ermitteln und so den Festigkeitsnachweis dieser Ausführung zu erbringen.

Die Wichtigkeit der Theorie des Eisenbetons wurde steigend mit der Entwicklung der Praxis erkannt und ihr entsprechend steigende Aufmerksamkeit gewidmet.

Blickt man zurück auf die ersten Anfänge des Eisenbetonbaues, wo noch jeder Gedanke eines theoretischen Studiums dieser Bauweise fehlte, wie dies doch zu Zeiten der ersten französischen Forscher Lambot und Malot gewesen war, so ist mit Sicherheit der damalige schnelle Niedergang der neuen Bauweise nur dem Mangel einer theoretischen Erkenntnis zuzuschreiben. In dem auf diesen Niedergang folgenden ersten Entwicklungsabschnitt, in welchem der französische Gärtner Monier eine wichtige Rolle spielte, trat bereits eine kleine Wendung ein. Monier beschäftigte sich zwar gleichfalls nur mit praktischen Versuchen, doch stellte er seine Erzeugnisse wenigstens nach einem gewissen Gefühl her, indem er sowohl der Beschaffenheit des Eisens, als auch der des Betons gewisse Aufmerksamkeit widmete, die dem hervorragend glücklichen Gedanken der Verbindung von Beton und Eisen gebührt. Seine Anschauungen über Verteilung der Kräfte in den Eisenbetonkörpern vereinten zum Teil schon gewisse Klarheit, so z. B. sein im Jahre 1867 genommenes Patent, doch konnte er bei weitem noch keine Festigkeitsnachweise erbringen.

Erst als die Bauweise in die Hände der Ingenieure gelangte, gewann sie den Wert und die Bedeutung, die ihr heute zukommt. Insbesondere waren es deutsche Fachmänner, die sich zuerst mit der Theorie beschäftigten. Während sich Monier und seine Nachfolger in Frankreich mit den praktisch nachgewiesenen Ergebnissen begnügten, verlangte die deutsche Gründlichkeit zunächst nach allen Richtungen hin den theoretischen Nachweis auf Grund der durch Versuche gewonnenen Erfahrungen. Diese Bestrebungen begründeten sich insbesondere auch darauf, daß der Eisenbetonbau, die damalige Monier'sche Bauweise nicht mehr wie anfangs hauptsächlich nur in Form von Gewölben ausgeführt wurden, sondern mehr und mehr als biegungsfeste Platte, Balkendecke, Träger und Säulen auftraten.

So befaßte sich als erster Theoretiker Ingenieur Wayß, der in den 80er Jahren einen großen Teil der Patente Monier's käuflich erworben hatte, im Verein mit Professor Bauschinger mit den verschiedensten Fragen auf diesem Gebiete. Vornehmlich galt es, die Eigenschaften und das gegenseitige Verhalten der beiden Baustoffe genau zu ergründen. Die ersten Versuche bestanden in dem Nachweise einer als Haftfestigkeit, Klemmfestigkeit oder Adhäsionsfestigkeit, auch Gleitwiderstand bezeichneten Größe, welche den Widerstand darstellt, den das in Beton gelagerte Eisen der Trennung vom Beton durch Herausziehen oder Herausdrücken entgegensetzt. Beide Theoretiker wiesen an vielen Beispielen eine in hohem Maße vorhandene Klemmfestigkeit nach und stellten sie ziffernmäßig mit 40 bis 47 kg/qcm\*) fest. Durch diese Versuche erkannten die beiden Forscher bald auch die Wirkungsweise und das Verhalten der Baustoffe, sodaß es möglich war, dem Eisen die richtige Lage im Betonkörper zu geben.

So wurden bald die Eigenschaften der Stoffe auf Grund dieser Versuche erkannt, und die Ergebnisse der letzteren gaben Anlaß zu immer größeren Ausführungen.

Nur der Mangel an einer statischen Berechnungsweise, einem statischen Nachweise der Festigkeit des Eisenbetons bereitete Wayß bei der Einführung derselben oftmals Schwierigkeiten, die ihn veranlaßten, sich auch mit der Lösung dieser Aufgabe zu beschäftigen. Er wandte sich zu diesem Zwecke an den Regierungsbaumeister Mathias Koenen, der damals in Berlin als ein hervorragender Statiker bekannt war.

Koenen war bereits auf die Tätigkeit des Ingenieurs Wayß aufmerksam geworden und hatte bald für den Eisenbetonbau großes Interesse. Er war der erste auf diesem Gebiete, der es versucht hatte, theoretische Ermittlungen und statische Berechnungen einzuführen. Bei den vielen von ihm gemachten Beobachtungen von Deckenbelastungen und deren Durchbiegungswerten kam er zu dem Schlußgedanken, die Navierschen Biegungsgesetze für elastische Baukörper bei seinen Berechnungen zu Grunde zu legen. Wenn auch seine Berechnungsweise, die 1887 in einer Druckschrift („Das System Monier, Eisengerippe mit Zementumhüllung“) zuerst veröffentlicht wurde, auf scharfe Beobachtung der Baustoffe und auf großen Scharfsinn an sich schließen ließ, weist sie einen Fehler darin auf, daß die neutrale Faserschicht in jedem Falle als festliegend und als unabhängig von der Größe der Einlage betrachtet wurde.

Dieser Zeitpunkt bedeutete einen neuen Abschnitt in der Entwicklungsgeschichte der Eisenbetontheorie und erst von da an zählt die eigentliche Verwendung des Eisenbetons, erst von da an erlangte sie Bedeutung für die Praxis. Dieser Fortschritt war zu damaliger Zeit ein um so bedeutenderer, als überhaupt die gesamte Festigkeitswissenschaft noch in ihren Anfängen war. Die Formeln von Koenen fanden deshalb bei den Praktikern ausgiebige Anwendung, wenn es galt, Bauteile aus Eisenbeton zu berechnen; doch stellte sich bald heraus, daß diese Formeln nur rein auf Erfahrungen gegründet waren und so für viele Fälle keine Anwendung finden konnten. Sie reichten nicht aus für die Erforschung der inneren Kräfte und zu erklären, wie deren Verbindung auf das Eisen und den Beton einwirken. Außerdem gaben sie über verschiedene Erscheinungen noch keinen wissenschaftlich begründeten Aufschluß. Theoretiker und Männer der Praxis bemühten sich in gleicher Weise, um die Lösung dieser Fragen. Sie erkannten, daß nur dann auf Erfolg zu rechnen ist,

---

\*) Diese Zahlen dürften nach neueren Versuchsergebnissen etwas zu hoch sein, worauf später noch zurückgekommen wird.

wenn Versuch und Theorie Hand in Hand arbeiten, da bei diesen Baustoffen, wenn sie zu gemeinsamer Arbeit gezwungen werden, Erscheinungen auftreten, die bis dahin völlig unbekannt waren. Sie zu ergründen war unbedingt notwendig, wenn die Rechnungsweisen für alle Fälle brauchbar sein sollten.

In erster Linie mußten die Eigenschaften der Festigkeit und Elastizität der beiden vereint zur Wirkung kommenden Stoffe bekannt sein, denn einzelne Forscher erkannten mit Recht, daß die Arbeitsaufgabe der Eisenbetonkörper unter der Tätigkeit der auf sie einwirkenden Lasten von diesen Eigenschaften unbedingt abhängt. Hatte man schon nach dieser Richtung hin die Eigenschaften des Eisens hinreichend erforscht, so bedurfte es umso mehr der Versuche mit Beton. Allgemein wurde der Wert der von Wayß und Bauschinger angestellten Versuche erkannt, doch waren diese noch lange nicht ausreichend für eine tiefgründige wissenschaftliche Erkenntnis. Einige Betonfirmen stellten eingehende Versuche an, die über den Zusammenhang zwischen den Formänderungen und Spannungen soweit Aufschluß gaben, daß die sogenannten Arbeitskurven des Betons für Zug und Druck gezeichnet werden konnten. Die Forschungen und Untersuchungen wurden fortgesetzt und es galt, jetzt noch die Dehnungsfähigkeit des Betons unmittelbar und durch Biegung zu beobachten, wie überhaupt den Beton selbst, wenn er durch Eiseneinlagen verstärkt ist.

Die Gesetze der Formveränderung des Betons sind wiederum von besonderer Wichtigkeit für die gesamte Theorie. Die Schwierigkeit der Versuche brachte es mit sich, daß nur wenige Forscher die Frage ernst angeschnitten haben, denn erst in den Jahren 1894—1897 wurden die Ergebnisse einschlägiger Versuche, die als erster Baudirektor Professor C. v. Bach unternommen hatte, in der Fachwelt bekannt. Er wies nach, daß der Beton, sobald er entsprechend mit Eiseneinlagen versehen und richtig hergestellt ist, Dehnungen ertragen kann, die weit größer sind als jene, bei welchen der gewöhnliche Beton immer reißt. Durch Messungen stellte er genau die Formveränderungen fest, d. h. die Verkürzungen und Verlängerungen, die an gewissen Punkten des Eisenbetonkörpers auftreten. Als eine sich hieraus ergebende Schlußfolgerung wies er nach, daß jedes Betongewölbe als elastischer Bogen wirkt, gerade wie bei Eisenbogen; es macht dieselben Formveränderungen mit, und diese müssen auch der Größe nach gleich sein, solange keine Trennung zwischen beiden Teilen stattfindet. Gleichzeitig zeigten die Versuche Bach's, daß sich auch der Bruchwiderstand gegen das Zerdrücken infolge der Einlagen bedeutend erhöht. Diesen Nachweis erbrachten auch die Versuche des Franzosen Considère und jene des Oesterreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. Zu derselben Zeit konnte auch Regierungsbaumeister Koenen, der nun bereits durch seine Rechnungsweisen bekannt geworden war, gute Beobachtungen seiner Versuche, wie solche auch er in großem Maßstabe anstellte, verzeichnen. Er machte unter anderem die Fachkreise auf die Beziehungen zwischen Moment und Transversalkraft bei der Berechnung der Haftspannungen der Eiseneinlagen im Beton aufmerksam und leitete diesbezügliche Regeln ab. Die weitere Erkenntnis des Wesens des Eisenbetons brachte es jedoch mit sich, daß seine früher veröffentlichten Formeln ihren Wert verloren, da andere Theoretiker gleiche Studien machten, auf Grund aller bis dahin erkannten Eigenschaften des neuen Baustoffes und der mit diesem gemachten Erfahrungen. In erster Linie war es der Ingenieur de Tedesco, der die erste wirklich brauchbare Theorie über Eisenbetonkonstruktionen im Jahre 1894 ausarbeitete, die aber leider nur wenig bekannt wurde. Ihm folgten bald der österreichische Fachmann Professor Paul Neumann, der sich die gleiche Aufgabe stellte, die Theorie in die richtigen Bahnen zu lenken; ferner eine Reihe französischer Fachleute wie Coignet, Lefort und Resal, die in den Jahren 1895—1897 eigene Theorien aufstellten und die Formeln übersetzten. Denen

schlossen sich aus anderen Ländern u. a. die Ingenieure Professor Barkhausen und Professor A. Ostenfeld in Dänemark an. In Oesterreich trat Professor Melan mit seinen Theorien auf.

Die Arbeiten der genannten Forscher bauten sich mehr oder weniger auf die von Tedesco gegebenen Grundgedanken auf, doch haben sie alle dazu beigetragen, das Vertrauen auf die gesamte Theorie in hohem Maße zu verstärken. Einige von diesen Forschern hatten besondere Bauweisen aus Eisenbeton eingeführt und lieferten für diese auch besondere Berechnungsarten. Als bedeutendster in diesem Sinne ist Ingenieur Hennebique in Frankreich zu nennen, dessen Wirkungskreis noch heute ein unbegrenzter ist.

Außer diesen bedeutenden Fachleuten gab es noch eine große Reihe Praktiker, die sich mit dem begnügten, was eben die oberflächliche Wissenschaft bis dahin geleistet hatte. Sie stellten zum Teil Formeln und Hypothesen auf, deren Ergebnisse nur geringen Wert für die Praxis hatten und oftmals in unmittelbarem Widerspruch mit anderen Ansichten standen. Diese Vorkommnisse trugen eher dazu bei, das Vertrauen zu der Theorie des Eisenbetons zu schwächen und ihren Fortschritt zu hemmen. Besonders galt dies für die Ermittlung der Elastizitätsgesetze für Eisenbeton, die in unseren heutigen Tagen noch nicht feststehen, deren Erkenntnis aber eine unerläßliche Vorbedingung ist für ein nutzbringendes Zusammenwirken der hinsichtlich des Stoffes ungleichartigen Verbindung. Sowohl die Elastizitätsgrenze von Eisen, noch viel mehr aber die von Beton sind von deutschen und französischen Forschern sehr schwankend angegeben worden. Die Schwierigkeit der einschlägigen Versuche brachte es mit sich, daß beispielsweise bei gleichen Flußeisensorten der Grenzwert von etwa 2000 bis fast 3000 kg/qcm festgestellt wurde. Diese noch große Unkenntnis war sehr hemmend für die Ermittlung der Gesetze der Biegung, an welche die Theoretiker, besonders später, ernst herantraten, um dafür geeignete Formeln aufzustellen. Daraus erklärt sich auch, daß die auf den Elastizitätsgesetzen begründete Theorie bei den Praktikern nur wenig Anklang fand; vielmehr neigten diese dazu, die althergebrachten, auf Erfahrung gegründeten Formeln zu benutzen. Man sieht also, wie wenig mathematische Sicherheit damals die Berechnung von Eisenbeton bot, solange sein eigentliches Wesen noch nicht erforscht war. Dazu kamen noch in diesem Zeitabschnitt die widerstreitenden Meinungen über die Haftfestigkeit des Betons am Eisen, ein Punkt, der immer wieder angeregt und bestritten wurde. Besonders waren es die Franzosen Coignet und de Tedesco, welche die Veröffentlichungen Bauschingers anzweifelten. So ließen denn auch die im Laufe der Jahre entstandenen Rechnungsweisen sehr verschiedene Ansichten über die Wirkungsweise des Eisenbetons erkennen, wenn er von äußeren Kräften beeinflußt wird. In vielen Fällen haben einige ihre Prüfung bestanden und für die Praxis Bedeutung erlangt, andere dagegen haben, bei der sich immer tiefer gründenden Wissenschaft, und in Bezug auf die Forderung der Praxis, ihren Wert verloren, da sie nicht allen hauptsächlichsten Verhältnissen Rechnung trugen.

Die brauchbaren Formeln waren doch nun so der Wirklichkeit angepaßt, daß für ihre Genauigkeit eine gewisse Gewähr geboten werden konnte. Aber der Höhepunkt der theoretischen Wissenschaft war noch lange nicht erreicht. Wieder kam eine Zeit, in der zur weiteren Erforschung der Theorie zahlreiche Versuche ange stellt wurden, und zwar diesmal mit viel größerer Gewissenhaftigkeit als vorher. Während sich bis dahin nur Praktiker und Theoretiker der privaten Gesellschaften damit befaßten, stellten nun auch technische Schullaboratorien und staatliche Versuchsanstalten eingehende Versuche mit Eisenbeton an.

Damit trat in der theoretischen Untersuchung des neuen Baustoffes abermals eine Wendung ein; während sich einige Ingenieure zur Aufgabe machten, die Ergebnisse früherer Forscher auf ihre Richtigkeit hin zu prüfen, warfen andere die Frage auf, ob die Verbindung von Eisen und Beton nicht noch andere Eigenschaften zeigen, bzw. die Verbindung von Beton und Eisen nicht bei dem einen oder anderen dieser Körper neue Eigenschaften erzeugen würde, die sich von denen unterscheiden, welche er, für sich allein geprüft, aufweist. So schwierig auch die Lösung dieser Aufgaben war, so ist sie doch meist mit großer Genauigkeit erfolgt. Schwebte doch jedem Fachmanne das Ziel vor, die bisher erdachten Rechnungsweisen immer genauer auszuarbeiten, in denselben möglichst allen gemachten Beobachtungen Rechnung zu tragen und sie in jeder Hinsicht zu vervollständigen. Jedoch fand man bald, daß nicht alle neu entdeckten Eigenschaften der Verbindung von Beton und Eisen mit der Rechnung in Beziehungen gebracht werden konnten, teils weil die Einflüsse noch nicht genügend erforscht und erkannt, teils weil diese zu mannigfaltig und von einander unabhängig waren.

Die ersten Beobachtungen, die vornehmlich Considère anstellte, bezogen sich auf die sogenannten Anfangsspannungen in jedem Eisenbetonbauteile, das sind jene Spannungen, die in dem Verbundkörper beim Erhärten des Mörtels entstehen, noch bevor ihn irgend welche Belastungen beeinflussen. Considère, dem für seine jahrelangen Studien auf diesem Gebiet großer Dank gebührt, und der sich die theoretische Entwicklung sehr angelegen sein ließ, machte darauf aufmerksam, daß Zementmörtel beim Erhärten an der Luft die Neigung hat, sich zusammenzuziehen, und zwar in um so höherem Maße, je fetter und dichter die Mischung zubereitet wird. An Versuchskörpern aus reinem Zement stellte er eine Kürzung von 1—2 mm auf 1 m Länge, für Beton eine solche von 0,2—0,5 mm fest. Die umgekehrte Erscheinung ist an Probekörpern zu beobachten, die in Wasser erhärteten, die sich also ausdehnten.

Gleiche Versuche mit denselben Ergebnissen stellte zu gleicher Zeit Hofrat von Tetmajer an.

Noch ehe diese Versuche abgeschlossen waren, traten wieder, besonders in Frankreich, Theoretiker mit von ihnen gemachten Beobachtungen am Eisenbeton an die Öffentlichkeit. Waren dies auch nicht in allen Fällen neue Erscheinungen, so lieferten sie doch immer wieder neuen Beweisstoff für die bereits erkannten Erscheinungen. Hier sei gedacht an Bouniceau, der den Einfluß der Wärme auf die Ausdehnung des Betons festzustellen suchte, eine Aufgabe, der sich schon vorher Professor Bauschinger und noch andere gewidmet hatten. Aber von allen denen hat Bouniceau die genauesten Arbeiten geliefert, sodaß seine Berichte heute noch vollständig anerkannten Wert haben. Seine planmäßig ausgeführten Versuche ergaben, daß die Wärmeausdehnungsziffern des Betons und Eisens sehr nahe bei einander liegen, jedoch nicht vollständig gleich sind, indem der Beton sich etwas stärker ausdehnt als das Eisen. Im Mittel betrug die Ausdehnung des Betons  $\frac{1}{75000}$ , die des Eisens  $\frac{1}{80000}$  seiner Länge bei 1° C. Temperaturerhöhung. Diese Erscheinungen haben einen wertvollen und zuverlässigen Beitrag zur Frage der Feuersicherheit des Eisenbetons gegeben. Die Anführung einer weiteren Erscheinung am Eisenbeton verdankt man wieder dem deutschen Fachmann Baudirektor C. von Bach. Dieser zählt zu den wenigen Forschern, die das Wesen des Eisenbetons bis in die tiefsten Tiefen zu ergründen suchten. Nachdem er im Stillen zahlreiche Versuche gemacht und Beobachtungen gesammelt hatte, trat er von Zeit zu Zeit mit seinen Erfolgen hervor und übergab seine Arbeiten der Praxis. An dieser Stelle der Entwicklungsgeschichte beweist

er in Betonkörpern die Entstehung von Nebenspannungen durch die verschiedenen Elastizitätsgrade des Betons und Eisens. Er gab das Verhältnis zwischen den federnden, also verschwindenden und den bleibenden Formänderungen an, das er bei Flußeisen mit  $\frac{1}{27}$ , bei Beton dagegen mit etwa  $\frac{1}{5}$  festsetzte. Damit ist festgestellt, daß das Eisen nach der Entlastung seine ursprüngliche Länge nahezu wieder erlangt, während der Beton stark verändert bleibt. Später wurden seine Angaben von anderen Forschern nachgeprüft und für richtig befunden.

Die vielen erkannten Eigenschaften im Eisenbeton, insbesondere aber die letztgenannten, zu denen noch die Beobachtungen über ebenbleibende Querschnitte in Eisenbetonkörpern gerechnet werden könnten, wirkten allerdings auf die gesamte Theorie in gewissem Maße drückend. Wenn es galt, möglichst unter Berücksichtigung aller Eigenschaften die Theorie aufzubauen und daraus Formeln abzuleiten, so sahen doch die meisten Forscher und Theoretiker bald ein, daß insbesondere die Berücksichtigung der zuletzt geschilderten Eigenschaften für die Entwicklung von Formeln unmöglich war. Damit war allerdings von vornherein niemals die Gewähr einer wirklich genauen Rechnung gegeben, doch hatte die Praxis oft genug bewiesen, daß damit nicht gerechnet werden konnte. So machten sich die Forscher zur Aufgabe, die von ihnen bereits eingeführten Rechnungsweisen durch mehr oder weniger einfache oder verwickelte Näherungsberechnungen zu ersetzen. In der Praxis haben diese mehrfache Anwendung gefunden und ihre Brauchbarkeit durch Versuche auch bestätigt. Bei den Formelentwicklungen schlug man vor, die Arbeitskurven des Betons durch bestimmte analytisch einfache, gerade Linien zu ersetzen. Dazu machte Baurat Dr. Ing. Fritz von Emperger den weiteren Vorschlag, die Spannungslinie, die anfangs wohl gerade verläuft, sich aber für größere Spannungen krümmt, durch eine Gerade mit  $n=15$  zu ersetzen, welcher Vorschlag auch überall angenommen wurde. Eine weitere Ursache, die Theorie nur zu Näherungsberechnungen zu verwerten, bestand darin, daß man den der theoretischen Behandlung schwer zugänglichen und unbekanntem Nebeneinflüssen durch die Wahl der zulässigen Beanspruchungen Rechnung trägt, wobei sich jedoch in allen Fällen die Forscher auf die in der Praxis gemachten Erfahrungen stützten.

Als die wichtigsten Theoretiker der letzten Zeit sind Ingenieur de Tedesco, Koenen und Professor Neumann zu nennen, die mit zu den ersten zählten, die Berechnungsformeln aufstellten; Reg.-Bmstr. Koenen hatte an Stelle seiner früheren Formeln im Jahre 1902 genaue Formeln für die Phase IIb in Uebereinstimmung mit noch anderen Begründern allereinfachste Theorien aufgestellt. Diesen beiden Forschern folgten Prof. Ostenfeld in Kopenhagen, Prof. J. Melan in Prag, Professor Max. R. von Thullie in Lemberg, Professor Ramisch in Breslau, Professor Ritter in Zürich sowie Baurat Dr. Ing. Fritz von Emperger. Vereinzelt, aber doch sehr interessante und wertvolle Rechnungarten, die Spannungen zu ermitteln, wurden von dem belgischen Forscher Christophe bekannt, der nebenbei noch die Literatur des Eisenbetons durch ein vortreffliches Werk bereicherte; später, im Jahre 1898, auch solche von Ingenieur Carling, welcher das Potenzgesetz zu Hilfe nahm.

Ein Vergleich der Rechnungsarten ließ erkennen, daß diese untereinander doch sehr verschieden und für die Praxis mehr oder weniger leicht anwendbar waren. So gingen insbesondere die Meinungen weit auseinander, ob die Zugfestigkeit des Betons bei der Biegung berücksichtigt werden sollte. Die Praktiker entschieden diese Frage dahin, daß von der Zugfestigkeit des Betons vollständig abgesehen werden müsse, und die Eiseneinlagen daher auf der Zugseite bis zur zulässigen Zugspannung beansprucht werden sollten. Diese Theorie vertreten u. a. Koenen, Christophe, Considère und v. Emperger. Die großen Meinungsverschiedenheiten veranlaßten den

Deutschen Betonverein und den Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, gemeinsam vorläufig gültige Normen und Vorschriften aufzustellen, wie sie für andere Bauausführungen seit längerem aufgestellt sind; Vorschriften, die einerseits den verantwortlichen Aufsichtsbehörden als Richtschnur dienen sollen für die erforderliche Ueberwachung in Bezug auf Anordnung, Berechnung und Ausführung, und die andererseits den entwerfenden Ingenieuren und ausführenden Unternehmern eine sichere Grundlage geben. Mangels allgemein anerkannter Grundsätze hatten bis dahin viele Behörden den Eisenbetonbau wenigstens für bestimmte Zwecke, z. B. für tragende Stützen noch ganz ausgeschlossen, andere haben Vorschriften erlassen, die in ihrer Wirkung einem Verbote gleichkommen. Im Gegensatze hierzu haben wiederum andere Behörden Beanspruchungen zugelassen und Berechnungen zu Grunde gelegt, die nach der Richtung der Sicherheit nicht ohne Bedenken sind.

So ist man denn in verschiedenen Ländern an die Frage der Aufstellung einheitlicher Vorschriften für den Eisenbetonbau herangetreten, und zwar hatte man sich dabei zwei Ziele gesteckt. Zunächst handelte es sich darum, sofort etwas wenigstens auf einige Jahre Brauchbares zu schaffen, um die Entwicklung der neuen Bauweise nicht zu hemmen, den Behörden andererseits aber eine Handhabe für ausreichend sichere Beurteilung zu geben. Hierfür lagen genügende Erfahrungen sowohl in praktischer wie in theoretischer Beziehung vor. Zur Schaffung dauernder Vorschriften bedarf es aber noch einer weiteren gründlichen wissenschaftlichen Untersuchung der Eigenschaften des Betons und Eisens, wozu immer noch umfangreiche Versuche erforderlich werden. Solche werden in Oesterreich durchgeführt, in Frankreich sind solche unter einem besonderen Regierungsausschusse im Gange, in der Schweiz ist ein umfangreicher Arbeitsplan hierfür von einem gemeinsamen Ausschusse des schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins und des Vereins Schweizerischer Zement- und Kalkerzeuger aufgestellt. In Deutschland ist von der Jubiläumstiftung der deutschen Industrie ein besonderer Ausschusse unter dem Vorsitz des Baudirektor C. von Bach in Stuttgart gebildet worden, der in der gleichen Richtung arbeiten soll. Die genannten Vereine, Verbände und Körperschaften stellten sich alle die gleiche Aufgabe, sodaß in kurzer Zeit, dank der vielseitigen regen Tätigkeit, die diesbezüglichen Ansichten der Berufsgenossen festlagen und die vorläufigen Normen der Behörde vorgelegt werden konnten. Zur Lösung dieser schweren Aufgabe hat sich besonders der schweizerische Architektenverein hervorgetan, an dessen Spitze der Regierungsrat H. Reese steht.

Mit der Aufstellung dieser Vorschriften tritt der letzte Wendepunkt und zugleich jüngste Zeitabschnitt in der Eisenbetontheorie ein, in der bis heute die höchste Stufe, in Bezug auf tiefergründende Kenntnis des neuen Baustoffes erreicht ist. Auch dieser Zeitabschnitt hat Männer aufzuweisen, die immer wieder am Eisenbeton Beobachtungen anstellen und deren Scharfsinn neue Gedanken hervorbringt, die keiner ihrer Vorgänger gehabt hat. So sei hier Dr. Michaëlis genannt, der den Nachweis der Unrichtigkeit der Bezeichnung Haft- oder Adhäsionsfestigkeit erbringt, dafür aber den treffenden Ausdruck „Klemm- oder Einspannungsfestigkeit“ vorschlägt.

In Deutschland sind denn auch durch den Erlaß des Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 16. April 1904 Normen für das Gebiet des Hochbaues zum Gesetz gemacht worden. Nach den ministeriellen Vorschriften ist das Elastizitätsverhältnis zwischen Eisen und Beton mit 15, die zulässige Betonspannung bei Biegung mit  $\frac{1}{5}$ , bei reinem Druck mit  $\frac{1}{10}$  der Bruchfestigkeit, die zulässige Eisenspannung auf 1200, die Schub- oder Haftkraft des Betons mit  $4\frac{1}{2}$  kg/qcm festgesetzt.

Entsprechen diese Bestimmungen auch nicht allen Wünschen, und gibt insbesondere die hohe Zahl der Eisenbeanspruchung zu Bedenken Anlaß, so bedeuten

die Vorschriften des Ministers einen großen Fortschritt auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues. Als der schönste Vorteil muß aber die endlich erzielte Einheitlichkeit in den Berechnungsweisen begrüßt werden, die manche Unbequemlichkeit und vieles Mißtrauen aus der Welt zu schaffen geeignet ist. Daß die amtlichen Bestimmungen im ganzen das Richtige treffen, zeigen auch die Vorschriften in anderen Ländern, wie in der Schweiz, in Italien und Amerika, welche dieselben Grundsätze der Berechnung aufstellen. Die amtlichen Vorschriften empfehlen für die am häufigsten vorkommenden Fälle einen bestimmten Rechnungsweg, mit Hilfe dessen die Spannungen in einer vorhandenen oder geplanten Bauausführung ermittelt und auf diese Weise geprüft werden können, ob die für zulässig erklärten Beanspruchungen nicht überschritten werden. Die so berechneten Spannungen sind naturgemäß nicht die in dem betreffenden Bauteile wirklich vorhandenen, sie sind nur durch Uebereinkommen gestützte Werte. In wissenschaftlicher Hinsicht wäre es demnach erwünschter, die Spannungen aus der Rechnung ganz zu entfernen, so ähnlich wie es bei der Euler'schen Knickformel getan wird. Damit wäre ein weiterer Vorteil verknüpft. Die angegebenen Formeln gestatten nämlich die unmittelbare Bestimmung der Abmessungen nicht. Durch entsprechende Umänderungen entstehen jedoch Formeln, welche die unmittelbare Bestimmung der Ausmaße einer Platte, eines Rippenbalkens usw. gestatten. Man erhält so ganz einfache Beziehungen, mittels welcher Eisenbetonbalken in derselben einfachen, sichern und einwandfreien Weise berechnet werden können, wie Holz oder Eisenbalken mit den gewöhnlichen Formeln der Festigkeitslehre. Dabei erzielt man noch den bedeutenden Vorteil, daß Schwerpunktsbestimmungen und Trägheitsmomente ganz entbehrt werden können, mögen die Querschnitte welche Gestalt immer haben, soweit sie in der Praxis vorkommen.

Hoffentlich werden die Vorschriften in ihrer Anwendung nicht auf Preußen, für welches sie erlassen sind, beschränkt bleiben, sondern sich zu allgemein deutschen Bestimmungen auswachsen, sodaß dann die deutsche Entwicklungsgeschichte der Eisenbetontheorie, in Bezug auf schnellen Fortschritt, derjenigen aller anderen Länder gleichkommt.

---

# Statische Berechnungen.

## I. Entwicklung von Berechnungsweisen.

### Das Hookesche Gesetz.

Wenn ein Stab auf Zug oder auf Druck beansprucht wird, so erfährt er eine Längenveränderung, und es besteht zwischen der Länge  $l$ , der Längenveränderung  $\lambda$ , dem Querschnitt  $f$  des Stabes und der auf den Stab wirkenden Kraft  $P$  eine Beziehung, welche lautet:

$$P = \frac{\lambda}{l} \cdot f \cdot E \quad 1)$$

Diese Beziehung nennt man das Hooke'sche Gesetz. In der Gleichung kommt noch eine Größe  $E$  vor, welche von dem Stoffe des Stabes abhängt und Elastizitätsmodul heißt. Der Elastizitätsmodul ist für verschiedene Stoffe auch verschieden, und kann nur durch Versuche gefunden werden. Obwohl sich nun gezeigt hat, daß das Hooke'sche Gesetz nur für wenige Stoffe gültig ist, wird es doch für alle in der Praxis zur Anwendung kommenden Stoffe benutzt, wenn sie zum Tragen von Lasten verwandt werden. Auch die maßgebenden Behörden schreiben seine Anwendung vor. Es beruht deshalb auch die Theorie der Eisenbetonberechnungen, welche wir entwickeln wollen, auf diesem Gesetze. Wir können, weil wir wissen, daß Beton dem Hooke'sche Gesetze nicht folgt, eine unbedingt richtige Rechnungsweise also nicht geben, jedoch beweisen praktische Ausführungen, welche nach dem Hooke'schen Gesetze berechnet worden sind, daß seine Anwendung trotzdem zu verlässig ist. Was weiter den Elastizitätsmodul anbelangt, so ist er für solches Eisen, wie es als Einlage im Eisenbeton verwandt wird, für Zug und Druck gleich groß; dagegen soll er nach Ansicht von Forschern bei Beton für Zug und Druck verschieden sein, doch wird diese Ansicht nicht allgemein geteilt, und bei praktischen Berechnungen wird auch er stets für Zug und Druck als gleich groß angenommen. Wir nennen den Elastizitätsmodul für Eisen  $E_e$  und für Beton  $E_b$  und setzen den Bruch

$$\frac{E_e}{E_b} = n \quad 2)$$

Die Zahl  $n$  kann auch nur durch Versuche ermittelt werden und ergibt sich je nach dem Eisen und dem Mischungsverhältnis des Betons verschieden; sie soll zwischen 10 und 20 schwanken; für praktische Berechnungen haben die Behörden ein für allemal den Wert 15 festgesetzt.

Wirkt auf die Fläche  $f$  die Belastung  $P$ , so ergibt sie sich für die Flächeneinheit  $\frac{P}{f}$ ; wir setzen

$$\frac{P}{f} = \sigma \quad 3)$$

und nennen  $\sigma$  die Spannung des auf Zug oder Druck beanspruchten Stabes; da die Kraft  $P$  eine Formveränderung des Stabes bewirkt, so nennt man sie auch Spannkraft, und, es ist deshalb die Spannung nichts anderes als die auf die Flächeneinheit wirkende Spannkraft. Aus den Gleichungen 1) und 3) folgt sofort:

$$\sigma = \frac{\lambda}{l} \cdot E \quad 4)$$

Wir sehen hieraus, daß für Stäbe von gleicher Länge die Spannkraft in unmittelbarem Verhältnisse zur Längenveränderung des Stabes stehend angenommen wird; für solches Eisen, wie es im Betonbau angewandt wird, gilt dieses Gesetz innerhalb gewisser Grenzen genau sowohl für Zug wie auch für Druck. Für Beton ist dies jedoch nicht der Fall, wird aber, wie schon erwähnt, als gültig angenommen. Ueberschreitet die Spannung eine gewisse Grenze, so reißt der auf Zug beanspruchte Beton bald, während er über diese Grenze hinaus auf Druck noch sehr viel aushalten kann. Der Beton ist also unfähig, große Zugbeanspruchungen aushalten zu können. Versuche zeigten jedoch, wie bereits in der Entwicklungsgeschichte der Eisenbetontheorie erwähnt ist, daß Beton in Verbindung mit Eisen größere Dehnungen aushalten kann als für sich allein; doch können wir mit dieser Eigentümlichkeit nicht rechnen, weil wir sie nicht erklären können, im übrigen ist sie für unsere Zwecke auch entbehrlich. 2

Wir stellen uns jetzt zwei Stäbe von gleicher Querschnittseinheit und gleicher Länge  $l$  vor, die die gleiche Längenveränderung  $\lambda$  erfahren. Der eine sei aus Eisen und habe die Spannung  $\sigma_e$ , und der andere aus Beton und habe die Spannung  $\sigma_b$  auszuhalten. Nach Formel 4 haben wir einerseits

$$\sigma_e = \frac{\lambda}{l} \cdot E_e$$

und andererseits

$$\sigma_b = \frac{\lambda}{l} \cdot E_b$$

und hieraus folgt:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{E_e}{E_b}$$

d. h. mit Rücksicht auf Gleichung 2 entsteht

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = n \quad 5)$$

Hieraus folgt: Erfahren Stäbe aus Eisen und Beton gleicher Länge dieselbe Längenveränderung, so ist die Spannung des Eisens  $n$  mal so groß wie die des Betons. Die Zahl  $n$ , welche durch dieses Gesetz eine gewisse Wichtigkeit erhält, nennt man kurz: Elastizitätskonstante, Elastizitätskoeffizient oder Elastizitätsziffer.

Maßgebend für die Tragfähigkeit von Körpern sind die Spannungen, und es ist daher klar, daß hierfür besondere Bestimmungen behördlicherseits getroffen sein müssen. So wird für Eisen die Spannung für den qcm sogar bis 1200 kg gestattet, für Beton ist eine solche bestimmte Grenze nicht festgelegt; nach den preußischen Bestimmungen soll die Druckspannung des Betons den fünften Teil seiner Druckfestigkeit nicht überschreiten. Nach dieser kann man, da die Druckfestigkeit 200 kg und mehr betragen soll  $\frac{200}{5} = 40$  kg für den qcm mindestens rechnen. Man kann also auch noch höher gehen; doch müssen wir wegen des hierzu Erforderlichen auf die staatlichen oder örtlichen Bestimmungen hinweisen. Ueber

Zugspannung des Betons ist nichts festgesetzt worden, d. h. bei Querschnittsbestimmungen von Platten und Trägern sollen die maßgebenden Ausmessungen so berechnet werden, als wenn Beton unfähig wäre, Zugspannungen auszuhalten, so daß also das Eisen die Zugbeanspruchung allein aufnehmen muß. Diese von der Behörde erlassene Bestimmung läßt sich wissenschaftlich rechtfertigen. Man muß dabei aber ja nicht denken, daß Beton z. B. bei einem Träger nicht Zug auszuhalten hätte. Im Gegenteil wird der Beton auf Zug beansprucht, und es wäre überhaupt unmöglich, Träger aus Eisenbeton auszuführen, wenn der Beton nicht auch Zug aushalten könnte. Es soll also, wie gesagt, nur bei der Berechnung der maßgebenden Ausmessungen die Zugspannung unberücksichtigt gelassen werden.

Viele Theoretiker haben aber auch mit der Zugspannung gerechnet, und auch wir wollen dies tun. Zu der von den Behörden verlangten Berechnungsweise kommen wir dann, indem wir die Zugspannung für den zur Bestimmung der Ausmessungen maßgebenden Querschnitt gleich Null setzen werden.

Unsere Theorie beruht, wie schon gesagt worden ist, auf dem Hooke'schen Gesetze, sie ist durchaus nicht einwandfrei, weil selbst innerhalb enger Grenzen das Hooke'sche Gesetz für Beton ungültig ist. Die bisherigen Bauausführungen sind aber auf Grund dieses Gesetzes geschehen, und haben sich bewährt, sodaß wir daraus schon jetzt ersehen, daß zuverlässig damit gerechnet werden kann, denn die empirischen Berechnungsweisen stimmen mit der Theorie so gut überein, daß sie sich, wie wir zeigen werden, daraus folgern lassen. Daher konnten wir vorher sagen, daß die bewährten Ausführungen auf Grund dieses Gesetzes berechtigt waren.

Im übrigen erwähnen wir, daß noch andere Theorien aufgestellt worden sind, die nicht auf dem Hooke'schen Gesetze, sondern auf anderen Gesetzen beruhen. Vielleicht entsprechen diese den wirklich stattfindenden Verhältnissen besser, was jedoch bisher durch Versuche noch nicht klargelegt werden konnte. Daher sind solche Theorien minderwertig, denn es fehlt ihnen der sichere Boden vollständig klar erkannter Gesetze und außerdem das allerwichtigste, nämlich die praktische Erfahrung. Sie sind also nur als interessante, ins rein mathematische Gebiet gehörende Untersuchungen aufzufassen. Die praktischen Erfahrungen fehlen. Im übrigen gestattet die Behörde jede andere Rechnungsweise, falls sie mindestens zu denselben Ausmessungen führt. Es ist daher klar, daß der Praktiker lieber gleich mit der Rechnungsweise der Regierung rechnen wird.

Wir beginnen mit der Biegezugfestigkeit, weil sie für Betonausführungen am wichtigsten ist und sich auch die Säulenfestigkeit hieraus am einfachsten ableiten läßt.

## Die Biegezugfestigkeit.

### 1. Einleitung.

Die Stäbe stellen wir uns als aus lauter gleich weit von einander entfernten Fasern zusammengesetzt vor und nennen im besonderen den Stab einen geraden, wenn diese Fasern zu einander parallel liegen.

Wir beschäftigen uns zunächst mit dem geraden Stab und setzen voraus, daß die äußeren Kräfte zu den Fasern senkrecht gerichtet sind. Was die äußeren Kräfte anbelangt, so müssen sie sich zuvörderst im Gleichgewicht befinden, bevor eine statische Untersuchung dieser geschehen kann. Es genügen, weil die Kräfte zu einander parallel sind, zwei Gleichgewichtsbedingungen, nämlich:

- 1) Die algebraische Summe der Kräfte muß gleich Null sein.

2) Die algebraische Summe der statischen Momente muß für einen beliebigen Punkt als Momentenpunkt gleich Null sein.

Zur Ermittlung des Gleichgewichts haben wir also nur zwei Gleichungen; treten darin Kräfte als Unbekannte auf, so dürfen es deren höchstens auch nur zwei sein. Diese mit den Gleichungen zu bestimmenden Kräfte sind die Auflagerdrücke. Doch genügt oft nur ein Auflager und wir haben es dann mit einem Hebel zu tun. Sind mehr als zwei Auflager vorhanden, so entsteht ein statisch unbestimmtes System, weil die mehr als zwei vorhandenen Auflagerdrücke von anderen Verhältnissen, namentlich von der Formveränderung des zu tragenden Körpers abhängig sind. Ob diese Abhängigkeit für Ausführungen in Eisenbeton herzustellen möglich sein wird, können wir erst später ersehen. Es ist erforderlich, dies besonders festzustellen, weil die meisten praktischen Ausführungen von Eisenbeton statisch unbestimmt sind. Bevor wir darauf eingehen, müssen wir die Grundgesetze für die Biegezugfestigkeit ermitteln. Bekanntlich ist die Statik eine auf starre Körper angewandte Mechanik. In Frage kommen also dabei solche Körper, welche nicht formveränderlich sind. Um nun die Statik trotzdem auf formveränderliche Körper anwenden zu können, schneiden wir den Stab durch zwei Schnitte senkrecht zu den Fasern, und nennen jede Schnittfläche einen Querschnitt des Stabes. Gewöhnlich sind die Querschnitte nicht einander gleich; nehmen wir jedoch ihre gegenseitige Entfernung unendlich klein an, so machen wir einen unendlich kleinen Fehler, oder besser gesagt keinen Fehler, wenn wir sie trotzdem als gleich groß annehmen. Die unendlich kleine Entfernung setzen wir gleich dz.

Wir sagen nun, daß die Fasern nur zwischen den unendlich nahen Querschnitten formveränderlich und dem Hooke'schen Gesetze unterworfen sind. In den übrigen Teilen wird der Stab als starr angenommen. Auf diese Weise wird auch in der Tat bei allen Untersuchungen der Festigkeitslehre verfahren, obgleich es sehr wichtig gewesen wäre, darauf aufmerksam zu machen. Wir entbehren dadurch eine andere, ganz unwesentliche Voraussetzung, daß die Querschnitte vor und nach der Biegung eben bleiben sollen. Diese Voraussetzung kann nämlich niemals zutreffen, weil, wenn die Körper auch streng genommen dem Hooke'schen Gesetze folgen und hieraus das Ebenbleiben der Querschnitte sich nachweisen ließe, noch Schubbeanspruchungen eintreten, welche eine derartige Annahme hinfällig machen würden. Jedenfalls ist aber eine Anwendung der Statik unmöglich, wenn man nicht so wie gesagt verfährt, weil eben die Statik die Mechanik starrer Körper ist. Die Statik müssen wir also als bekannt voraussetzen, und sie lehrt, daß, wenn man in einem Querschnitt die Trennung der beiden übrigen starren Teile vollführt, zur Erhaltung des Gleichgewichts zwei entgegengesetzte Kräfte senkrecht zum Querschnitt entstehen. Beide Kräfte sind einander gleich, bilden ein Kräftepaar, dessen Moment gleich der algebraischen Summe der Momente aller derjenigen Kräfte ist, welche auf einem der beiden Teile

n. Weiter entsteht in dem Querschnitt eine Kraft, welche gleich ist der algebraischen Summe der Kräfte, welche auf den einen der beiden Teile wirken. Diese Kraft und das Kräftepaar bilden die sogenannten inneren Kräfte und befinden sich unter den erwähnten Bedingungen mit den äußeren Kräften, d. h. den gegebenen Belastungen und den Auflagerdrücken im Gleichgewicht. Die inneren Kräfte sind in Wirklichkeit nicht vorhanden, sie sind eigentlich stellvertretende Kräfte oder Mittelkräfte von anderen inneren Kräften, welche die Fasern beeinflussen und in unendlich großer Zahl vorhanden sind, also als Ersatz dienen, wenn wir voraussetzen, daß die Querschnitte der Fasern unendlich

klein sind. Die parallel zu den äußeren Kräften gerichtete stellvertretende Kraft veranlaßt ein Verschieben der beiden starren Teile des Stabes, beansprucht daher den Stab in dem betreffenden Querschnitt auf Schub- oder Scheerfestigkeit. Die beiden anderen, das Kräftepaar bildenden Kräfte beanspruchen die Fasern des Stabes, weil sie entgegengesetzt wirken, teils auf Zug und teils auf Druck in demselben Querschnitte. Unsere Aufgabe ist es zunächst, uns mit diesen Kräften zu beschäftigen. Dann erst ist es möglich, auf die Wirkung der ersten Kraft, der sogenannten Vertikalkraft näher einzugehen.

## 2. Grundformeln der Biegefestigkeit.

In Bild 262 sei A B der Querschnitt. Die Eiseneinlagen sind als Kreise in der Ansicht dargestellt, doch ist es gleichgültig, welche Form sie haben, wesentlich ist nur, daß sie in einer geraden Linie angeordnet sind. Wir wollen annehmen, daß die Querschnitte der Eiseneinlagen wirklich Kreise sind, deren Mittelpunkte in der Geraden  $C_1 C_2$  senkrecht zu den gegebenen Belastungen liegen.

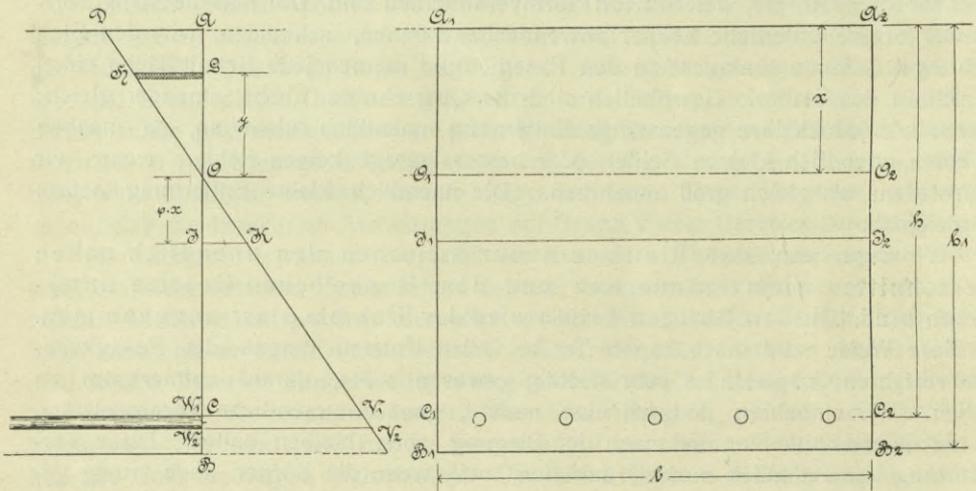


Bild 262.

Weiter befinden sich diese Querschnitte in dem Teile des Gesamtquerschnittes, welcher auf Zug beansprucht wird. Die Eiseneinlagen haben eben nur einen Teil der Zugbeanspruchung aufzunehmen, den anderen Teil nimmt der Beton auf, während die ganze Druckbeanspruchung nur vom Beton aufgenommen werden soll. Getrennt werden die gedrückten und die gezogenen Fasern von einer Geraden  $O_1 O_2$ , auch senkrecht zu den Kräften gerichtet, deren Projektion auf A B der Punkt O sein möge. Man nennt  $O_1 O_2$  die neutrale Achse; sie enthält alle diejenigen Fasern, welche gar nicht, also weder auf Zug noch auf Druck beansprucht werden. Am meisten auf Druck werden beansprucht alle Fasern des Randes  $A_1 A_2$ . Wirkt, wie wir annehmen wollen, die äußere Belastung in der Mitte eines jeden Querschnittes des Stabes, so wird jede Faser des Randes gleich stark beansprucht. Dies ist übrigens auch der Fall mit allen Fasern, welche auf einer Parallelen zu  $A_1 A_2$  liegen, also werden auch die Mittelpunkte der Eiseneinlagen, welche auf  $C_1 C_2$  liegen auch gleich stark beansprucht. Wir machen nun A D der Maßzahl nach gleich der größten Spannung des Betons gleich  $\sigma_b$ , welche höchstens gleich der zulässigen Spannung sein kann und ziehen D O, so erhalten wir in dieser Geraden ein Schaubild der

Druck-Spannungsverteilung. Um dies zu zeigen, bedenke man, daß sich der Querschnitt bei seiner Formveränderung um die neutrale Achse  $O_1 O_2$  gedreht hat und zwar um den unendlich kleinen Winkel  $d\gamma$ . Im Punkte G, welcher von O den Abstand  $y$  hat, ist nun die Spannung:

$$\sigma'_b = \frac{y \cdot d\gamma}{dz} \cdot E_b \quad 5)$$

nach Gleichung 4, weil ja  $\lambda = y \cdot d\gamma$  und  $l = dz$  ist.

Wir setzen  $OA = x$  so ist:

$$\sigma_b = \frac{x \cdot d\gamma}{dz} \cdot E_b$$

Hieraus folgt:

$$\frac{\sigma'_b}{\sigma_b} = \frac{y}{x} \quad 6)$$

In G errichten wir auf AB das Lo', welches DO in H trifft; dann ist,

$$\frac{HG}{DA} = \frac{y}{x}$$

d. h. 
$$\frac{HG}{\sigma_b} = \frac{y}{x} \quad 7)$$

Wir erhalten daher aus den Gleichungen 6 und 7 sofort

$$HG = \sigma'_b.$$

Wir sehen hieraus, daß die Gerade DO ein Schaubild für die Spannungsverteilung in dem Druckteile des Querschnitts gibt. Man kann nun DO über O hinaus verlängern und gibt die Verlängerung, wie sich ebenso zeigen läßt, die Spannungsverteilung in dem auf Zug beanspruchten Teile des Querschnitts. Doch kann, was Beton anbelangt, der Stoff nur geringe Zugbeanspruchung ertragen, deshalb gilt die Linie nur bis zu einem Punkte K für Beton, d. h. die Elemente, der Faserschicht  $J_1 J_2$  mit der Projektion J. Hierfür wollen wir auch das Hooke'sche Gesetz als gültig annehmen und setzen  $OJ = \varphi x$ , wobei also  $\varphi$  ein echter Bruch und für Beton höchstens gleich Eins ist. Ist z. B. die höchste Druckspannung in Beton  $\sigma_b = 40$  kg und kann er noch 5 kg Zugspannung nach dem Hooke'sche

Gesetze aushalten, so ist  $\varphi = \frac{5}{40} = \frac{1}{8}$  usw. Die Linie DO schneidet die Begrenzungen der geraden Eiseneinlage in  $V_1$  und  $V_2$ , welche bis AB hin die Spannungen im Eisen,  $n$  mal genommen, vorstellen. Ist die Eiseneinlage dünn, so kann man die Spannungen  $\overline{W_1 V_1}$  und  $\overline{W_2 V_2}$  als gleich groß auffassen d. h. man darf, ohne einen großen Fehler zu machen, annehmen, daß die Spannung über den ganzen Eisenquerschnitt gleichmäßig verteilt ist. Diese Annahme wollen wir als richtig auffassen. Ist  $F_e$  die Summe der Querschnitte sämtlicher Eiseneinlagen und  $\sigma_e$  die gleichmäßig verteilte Spannung im Eisen, so hat die Eiseneinlage die Zugkraft  $\sigma_e \cdot F_e$  auszuhalten. Nennen wir  $b$  die Breite des Gesamtquerschnittes, den wir als Rechteck auffassen müssen, so kann man über den unendlich schmalen Streifen bei G von der Höhe  $dy$  die Spannung als gleichmäßig verteilt auffassen, so daß dieser Streifen die Druckkraft  $\sigma'_b \cdot dy \cdot b$  auszuhalten hat. Nun ist  $\sigma'_b \cdot dy$  nichts anderes als der Inhalt des schraffierten Trapezes; nennen wir ihn  $df$ , so hat dieser Streifen die Druckkraft  $\sigma_b \cdot df$  auszuhalten, und die ganze Druckkraft, von welcher der Betonquerschnitt beansprucht wird, ist gleich dem Prisma, dessen Grundfläche das Dreieck DAO und dessen Höhe  $b$  ist, d. h. die Druckkraft ist:

$$D = \frac{1}{2} \cdot x \cdot \sigma_b \cdot b.$$

Auf gleiche Weise findet man die Zugkraft, von der teilweise der Beton beansprucht wird, wenn man bedenkt, daß die Spannung in J

$$JK = \varphi \cdot \sigma_b \text{ ist,}$$

$Q = \frac{1}{2} \varphi \cdot x \cdot \varphi \cdot \sigma_b \cdot b = \frac{1}{2} \varphi^2 \cdot x \cdot \sigma_b \cdot b$ . Der Querschnitt ist also auf Zug beansprucht erstens von  $P = \sigma_e \cdot F_e$  und zweitens von  $\frac{1}{2} \varphi^2 \cdot x \cdot \sigma_b \cdot b$  und es muß nun sein:

$$\frac{1}{2} x \cdot \sigma_b \cdot b = \frac{1}{2} \cdot \varphi^2 \cdot x \cdot \sigma_b \cdot b + P$$

und hieraus folgt:

$$P = \frac{1}{2} x \cdot b \cdot \sigma_b \cdot [1 - \varphi^2] \quad 8)$$

Die stellvertretende Kraft D sämtlicher Druckspannkkräfte hat von O den Abstand  $\frac{2}{3} \cdot x$ , die stellvertretende Kraft Q sämtlicher Zugspannkkräfte im Beton hat von O den Abstand  $\frac{2}{3} \cdot \varphi \cdot x$ , und die Zugspannkraft im Eisen hat von O den Abstand  $h - x$  wenn  $h$  gleich  $CA$  ist. Nennen wir nun  $M$  das Moment sämtlicher äußeren Kräfte, so ist:

$$M = D \cdot \frac{2}{3} x + Q \cdot \frac{2}{3} \varphi x + P \cdot (h - x)$$

und mit Rücksicht auf die Werte für  $D$ ,  $Q$  und  $P$  hat man:

$$M = \frac{1}{2} x \cdot \sigma_b \cdot b \cdot \frac{2}{3} x + \frac{1}{2} \varphi^2 \cdot x \cdot \sigma_b \cdot b \cdot \frac{2}{3} \cdot \varphi \cdot x + \frac{1}{2} x \cdot b \cdot \sigma_b (1 - \varphi^2) \cdot (h - x) \\ = \sigma_b \cdot b \cdot \left[ \frac{1}{3} x^2 + \frac{1}{3} \varphi^3 x^2 + \frac{1}{2} x \cdot (1 - \varphi^2) \cdot (h - x) \right]$$

Wir setzen:

$$x = m h \quad 9)$$

und erhalten:

$$M = \sigma_b \cdot b \cdot m^3 h^2 \left[ \frac{1 + \varphi^3}{3} + \frac{1}{2} (1 - \varphi^2) \cdot \frac{1 - m}{m} \right]$$

Wir nennen den Inhalt der Fläche  $b \cdot h = F_b$  den nutzbaren Betonquerschnitt. Sein Widerstandsmoment ist

$$W_b = \frac{b h^2}{6} \quad 10)$$

und es ist:

$$M = \sigma_b \cdot m \cdot W_b \cdot [2 m (1 + \varphi^3) + 3 (1 - \varphi^2) (1 - m)]$$

oder auch

$$M = \sigma_b \cdot W_b \cdot m [(3 - m) - \varphi^2 (3 (1 - m) - 2 m \varphi)] \quad 11)$$

Hiermit haben wir die Grundformeln entwickelt und wollen sie noch einmal besonders zusammenstellen. Sie sind:

$$x = m \cdot h \quad \text{I.}$$

$$P = \sigma_e \cdot F_e \quad \text{II.}$$

$$b \cdot h = F_b \quad \text{III.}$$

$$\frac{b h^2}{6} = W_b \quad \text{IV.}$$

$$P = \frac{1}{2} m \sigma_b \cdot F_b \cdot (1 - \varphi^2) \quad \text{V.}$$

und

$$M = \sigma_b \cdot W_b \cdot m \cdot [(3 - m) - \varphi^2 \cdot (3 (1 - m) - 2 m \varphi)] \quad \text{VI.}$$

Nun fehlt noch eine Beziehung zwischen  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$ . Man kommt zu einer solchen auf folgende Weise. Man sagt, die Spannung des Betons im Punkte C müßte sein, falls Beton dort fähig wäre Zug auszuhalten, wenn also  $\varphi = 1$  ist,

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_b}{x} \cdot (h - x) = \frac{\sigma_b}{m} (1 - m)$$

Nach der Formel 5 ist:  $\sigma_e = n \cdot \sigma'_b$ . Man hat deshalb:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1 - m}{m} \quad \text{VII.}$$

Wenn jedoch  $\varphi = 1$  ist, so sieht man, daß nach Formel V der Wert P gleich Null ist; d. h. es ist dann eine Eiseneinlage gar nicht erforderlich. In der Praxis wird die Betonspannung auf Druck stets größer genommen, und zwar, wie wir bemerken wollen, für die zur Querschnittsbestimmung maßgebenden Querschnitte größer, als je der Beton auf Zug aushalten könnte; deshalb ist für den maßgebenden Querschnitt  $\varphi$  immer ein echter Bruch, und wird von der Behörde gleich Null vorgeschrieben, so daß die von ihr geforderten Grundformeln lauten:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1 - m}{m}$$

Diese Gleichung ist identisch mit Gleichung VII.

$$\sigma_e F_e = \frac{1}{2} m \cdot \sigma_b \cdot F_b$$

abgeleitet aus den Formeln II und V und

$$M = \sigma_b \cdot W_b \cdot m (3 - m)$$

abgeleitet aus Formel VI.

Diese drei Formeln sind maßgebend zur Querschnittsbestimmung von rechteckigen Platten und setzen voraus, daß die Zugspannungen, die der Beton aufnehmen fähig wäre, vernachlässigt worden sind.

Die Gleichung VII, welche also auch dann Gültigkeit hat, wenn die Zugspannung des Betons vernachlässigt ist, setzt den eigentümlichen Zustand voraus, daß in der Schicht, wo die Eiseneinlage sich befindet, Zugspannung im Beton vorkommen müßte. Es ist dies aber unmöglich, denn diese Zugspannung ergab sich bedeutend größer als die Druckspannung. Nehmen wir z. B.  $\sigma_b = 40$  und  $\sigma_e = 1200$  kg, beide für den qcm, so ist, weil  $n = 15$  ist; nach Gleichung VII

$$\frac{1200}{40} = 15 \cdot \frac{1 - m}{m}$$

woraus  $m = \frac{1}{3}$  entsteht, d. h. nur der dritte Teil des Nutzquerschnitts wird auf Druck beansprucht. Es ergäbe sich dann in der Schicht der Eiseneinlage eine Betonzugspannung von  $\frac{1200}{15} = 80$  kg, was unmöglich ist, denn bei einer solchen Spannung müßte der Beton zerreißen und sich vom Eisen loslösen. Hier zeigt sich also ein vorläufig noch unerklärlicher Zustand, auf welchen wir später noch zu sprechen kommen werden; doch mußten wir hier schon darauf aufmerksam machen.

### Ueber Gewölbewirkung bei Eisenbeton.

Von dem Betonquerschnitt ist nur der Teil von A bis J (Bild 263 auf Seite 108) in Anspruch genommen und zwar von A bis O auf Druck und von O bis J auf Zug; der Rest wird gar nicht und die Eiseneinlage wird in diesem Querschnitt auf Zug beansprucht.

Der Teil von A bis O hat zum Inhalt  $b \cdot m \cdot h$  und von O bis J den Inhalt  $b \cdot m \varphi \cdot h$ , so daß der ganze Querschnitt von A bis J

$$F = b \cdot m \cdot h \cdot (1 + \varphi)$$

zum Inhalt hat. Das Widerstandsmoment dieses Teiles ist:

$$W = \frac{b \left[ m h (1 + \varphi) \right]^2}{6}$$

und die Kraft P beansprucht diesen Querschnitt auf zusammengesetzte Festigkeit. Die Mitte dieses Querschnitts hat von C den Abstand:

$$h - \frac{h m (1 + \varphi)}{2} = h \cdot \left( 1 - \frac{m (1 + \varphi)}{2} \right).$$

Es muß nun nach dem Gesetz der zusammengesetzten Festigkeit:

$$\sigma_b = \frac{P}{F} + \frac{M - P h \cdot \left( 1 - \frac{m (1 + \varphi)}{2} \right)}{W}$$

und

$$\sigma_b \cdot \varphi = - \frac{P}{F} + \frac{M - P \cdot h \cdot \left( 1 - \frac{m (1 + \varphi)}{2} \right)}{W}$$

sein, wobei für F und W die eben genannten Werte einzusetzen sind. Hierbei sind  $\sigma_b$  und  $\sigma_b \cdot \varphi$  die Spannung in A beziehungsweise J, wie es in Bild 263 angedeutet worden ist. Zieht man die Gleichungen von einander ab, so entsteht:

$$\sigma_b \cdot (1 - \varphi) = \frac{2P}{F} = \frac{2P}{b \cdot m \cdot h \cdot (1 + \varphi)} = \frac{2P}{m \cdot F_b \cdot (1 + \varphi)}$$

oder auch

$$P = \frac{1}{2} m \cdot F_b \cdot \sigma_b \cdot (1 - \varphi^2),$$

d. h. genau der Wert in Gleichung V. Zählt man dieselben Gleichungen zusammen, so hat man:

$$\sigma_b \cdot (1 + \varphi) = 2 \cdot \frac{M - P \cdot h \cdot \left( 1 - \frac{m (1 + \varphi)}{2} \right)}{W}$$

d. h.

$$M = \frac{\sigma_b \cdot (1 + \varphi) W}{2} + P \cdot h \cdot \left( 1 - \frac{m (1 + \varphi)}{2} \right)$$

Mit Rücksicht auf die Werte für W und P entsteht:

$$M = \frac{\sigma_b (1 + \varphi)}{2} \cdot \frac{b \cdot m^2 h^2}{6} \cdot (1 + \varphi)^2 + \frac{1}{2} m 6 h \sigma_b \cdot (1 - \varphi)^2 \cdot h \cdot \left( 1 - \frac{m (1 + \varphi)}{2} \right)$$

oder auch:

$$M = \sigma_b \cdot \frac{b \cdot h^2 m}{2} \cdot \left[ \frac{m (1 + \varphi)^3}{6} + (1 - \varphi)^2 \cdot \left( 1 - \frac{m (1 + \varphi)}{2} \right) \right]$$

$$= \frac{\sigma_b \cdot W_b \cdot m}{2} [m + 3 m \varphi + 3 m \varphi^2 + m \varphi^3 + 6 - 6 \varphi^2 - 3 m \varphi + 3 m \varphi^2 - 3 m + 3 m \varphi^3]$$

d. h.

$$M = \frac{\sigma_b \cdot W_b \cdot m}{2} \cdot [-2 m + 6 + 6 m \varphi^2 + 4 m \varphi^3 - 6 \varphi^2]$$

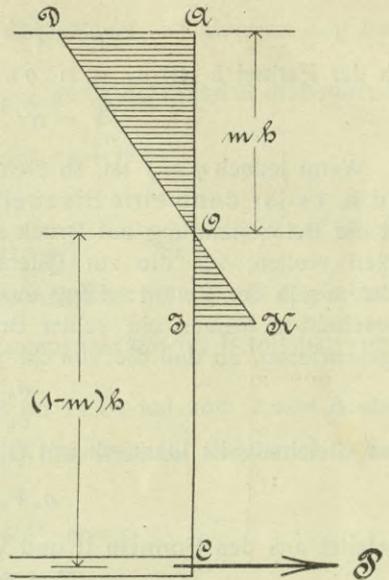


Bild 263.

und endlich:

$$M = \sigma_b \cdot W_b \cdot m \cdot [(3 - m) - \varphi^3 \cdot (3 \cdot (1 - m) - 2 m \varphi)]$$

und dies ist genau der Wert, wie er in Formel VI enthalten ist.

Hiermit ist die Gewölbewirkung, welche von der Kraft P, die die Eiseneinlage auf den Querschnitt  $F = b m h \cdot (1 + \varphi)$  ausübt, nachgewiesen.

Dieser Nachweis gilt offenbar für jeden beliebigen Wert von  $\varphi$ , also auch dann wenn  $\varphi$  größer oder kleiner als Eins ist, ja auch dann wenn  $\varphi = 0$  ist, d. h. für die von der Behörde anerkannte Berechnungsweise.

Dadurch, daß wir die Gewölbewirkung infolge zusammengesetzter Festigkeit nachgewiesen haben, ist der unerklärliche Fall, den wir vorhin betont hatten, gehoben. Wir sind nämlich gezwungen, jeden an den beiden Enden frei aufliegenden Träger als ein nebenstehender Zeichnung (Bild 264) entsprechendes Gebilde aufzufassen: Wenn ein solcher Träger von oben nach unten belastet wird, so werden die Zugspannungen in dem unteren Teile der Querschnitte stets auftreten, so daß es also genügt, die Eiseneinlage unten anzubringen. Wir haben sie mit  $A_1 A_2$  bezeichnet. Nun muß man sich den halbelliptischen schraffierten Teil entfernt denken, er ent-

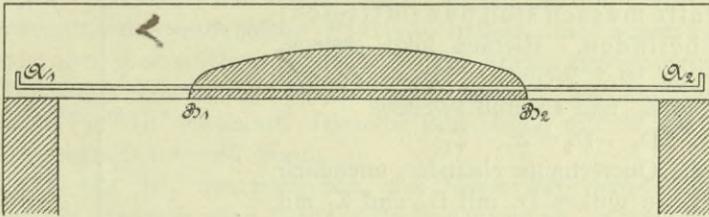


Bild 264.

hält jenen Beton, der keine Zugspannungen ertragen kann. Dieser Teil reicht von  $B_1$  bis  $B_2$ . Die Eisenteile  $A_1 B_1$  und  $A_2 B_2$  dagegen vollführen die Gewölbewirkung, haften im Beton und dieser Beton wird auf Zug beansprucht. Er hat also wie man sieht, Zugspannungen zu ertragen, und je mehr er aushalten kann, desto schmaler wird der schraffierte Teil sein. Es ist hiermit gezeigt, daß der Beton Zugspannungen aushalten muß, und ferner, daß die Berechnungsweise, die Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes vorausgesetzt, unbedingt richtig ist. Indem man die Zugspannung des Betons im maßgebenden Querschnitt vernachlässigt, rechnet man zuversichtlicher, hat also mehr Sicherheit, als wenn man es unterläßt. Da aber ferner unter Vernachlässigung der Zugspannungen im Beton die verhältnismäßig gering gestaltete Druckspannung des Betons sehr genau dem Hooke'sche Gesetze folgt, so kann man schon sehr wohl die Berechnungsweise als beinahe richtig bezeichnen. Dasselbe was wir von den an den beiden Enden frei aufliegenden Trägern gesagt haben, gilt von jedem anderen Träger, sei er eingeklemmt, oder auf mehreren Stützen aufliegend.

Für alle Querschnitte eines jeden Trägers gelten die entwickelten Formeln; vernachlässigt man nun für den zur Bestimmung der Ausmessungen dienenden Querschnitt, d. h. für die gefährlichen Querschnitte, die Zugspannungen, so darf man es für die Querschnitte zwischen  $B_1$  und  $A_1$  und zwischen  $B_2$  und  $A_2$  nicht tun. Jedoch hat die Behörde hierüber keine Bestimmungen getroffen, und Ausführungen bestätigen, daß diese Zugbeanspruchung des Betons genügend groß ist, um mittels Gleitwiderstand zwischen Beton und Eisen die Gewölbewirkung zu veranlassen. Die Berechnung der Länge  $A_1 B_1$  oder  $A_2 B_2$  gleich  $l$  muß, wenn  $r_1$  der zulässige Gleitwiderstand ist nach der Formel:

$$\sigma_o F_o = r_1 \cdot u \cdot l$$

geschehen, wenn  $u$  der Gesamtumfang der Eiseneinlagen bedeutet. Für diese Strecke  $l$  muß auch die Zugspannung des Betons innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben.

Die eigentliche Höhe des Trägers ist nicht  $h$ , sondern größer, nämlich  $h_1$ . Der Rest hat nun keine statische Bedeutung, sondern dient dazu, das Eisen mit Beton zu umgeben, um es vor Rost zu schützen. Dort, wo die Zugspannung im Beton zur Wirksamkeit tritt, könnte man sehr wohl mit der Höhe  $h_1$  rechnen, da jedoch darüber keine Bestimmungen getroffen sind, und die Berechnung des Querschnitts nach dem gefährlichen Querschnitt geschieht, so ist es nicht erforderlich und entbehrlich.

**Ueber Schub- und Scheerspannungen bei Eisenbetonträgern.**

In Bild 265 sind zwei Querschnitte  $A_1 B_1$  und  $A_2 B_2$  dargestellt, welche den unendlich kleinen Abstand  $dz$  von einander haben. Ersterer Querschnitt ist beansprucht von der Druckkraft  $D_1$ , der Zugkraft  $Z_1$  und der Vertikalkraft  $Q_1$ . Letzterer Querschnitt dagegen von der Druckkraft  $D_2$ , der Zugkraft  $Z_2$  und der Vertikalkraft  $Q_2$ . Diese sämtlichen Kräfte müssen sich nun im Gleichgewicht befinden. Hieraus folgt erstens, daß  $Q_1 = Q_2$  ist. Weiter ist  $D_1 = Z_1$  und ebenso  $D_2 = Z_2$ , und es muß zweitens

$$D_2 - D_1 = Z_2 - Z_1$$

sein. Da die Querschnitte einander unendlich nahe liegen, so wirken  $D_1$  mit  $D_2$  und  $Z_1$  mit  $Z_2$  in parallelen Geraden. Haben nun  $D_2$  und  $Z_2$  den Abstand  $e$  von einander, so ist drittens

$$(D_2 - D_1) \cdot e = Q_1 \cdot dz$$

und ebenso

$$(Z_2 - Z_1) e = Q_2 \cdot dz$$

Wir wollen nun, um mit den üblichen Berechnungsweisen in Einklang zu bleiben,

die Zugspannung im Beton vernachlässigen, obgleich dies nur für den gefährlichen Querschnitt gestattet sein kann. Es ist  $O_1 O_2$  die neutrale Faser, und in dieser sucht der gedrückte Beton mit dem gezogenen Beton samt der Eiseneinlage sich zu verschieben.

Hierbei entsteht eine Schubspannung, welche man innerhalb der unendlich kleinen Strecke  $dz$  als gleichmäßig verteilt anzusehen hat. Nennen wir  $\tau$  die Schubspannung, so ist die Schubkraft  $\tau \cdot b \cdot dz$ , und es ist:

$$\tau \cdot b \cdot dz = (D_2 - D_1)$$

oder:

$$\tau \cdot b \cdot dz = (Z_2 - Z_1).$$

Mit Rücksicht auf die vorigen Gleichungen hat man aus beiden:

$$\tau \cdot b = \frac{Q_1}{e} = \frac{Q_2}{e}.$$

Nun ist

$$e = h - m h + \frac{2}{3} \cdot m h$$

d. h.

$$e = h \left( 1 - \frac{m}{3} \right).$$

Es ergibt sich deshalb:

$$\tau = \frac{Q}{bh \cdot \left( 1 - \frac{m}{3} \right)}$$

VIII.

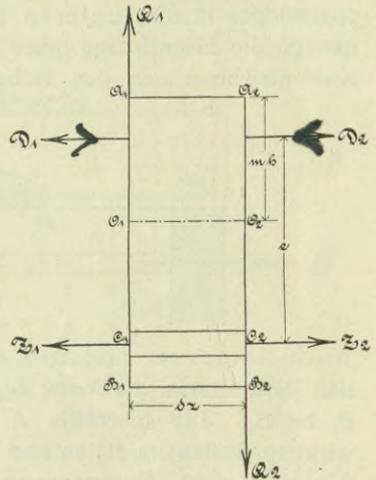


Bild 265.

und weil  $m h = x$  ist, so hat man auch

$$\tau = \frac{Q}{b \left( h - \frac{x}{3} \right)} \quad \text{VIII a.}$$

Man setzt gewöhnlich  $h_1 - h = a$ , so daß man auch hat

$$\tau = \frac{Q}{h_1 - a - \frac{x}{3}} \quad \text{VIII b.}$$

in welcher Gestalt die Formel den amtlichen Bestimmungen, sowie den Vorschlägen des Betonvereins entspricht.

Bei den frei aufliegenden Platten ist im gefährlichen Querschnitt die Vertikalkraft gleich Null, also auch  $\tau = 0$ , so daß die Formel für die Auflager notwendig ist, wo die Vertikalkraft am größten ist; dasselbe gilt für den eingeklemmten Träger, bei diesem ist im Auflager sowohl die Vertikalkraft als auch das Moment am größten. Für die Schubspannung sind 4,5 kg für den qcm höchstens gestattet.

Zur Ueberwindung der Schubbeanspruchung werden besondere Eisen, sogenannte Scheereisen eingelegt. Wir werden später zeigen, daß für Träger mit rechteckigem Querschnitt, die als solche Platten heißen, die Scheereisen nicht erforderlich sind, aber bei solchen vielfach in der Praxis angewandten Trägern, welche einen T-förmigen Querschnitt haben, nicht entbehrt werden können. Für diese sind also die Formeln bestimmt. Dieselbe Bemerkung gilt für die Gleit- oder Haftspannung zwischen Beton und Eisen.

Die Kraft  $Z_2 - Z_1$  hat das Bestreben, das Eisen aus dem Beton herauszureißen, es entsteht dadurch eine Gleit- oder Haftspannung, welche diesem Bestreben entgegenwirkt; wir nennen sie  $\tau_1$  und sehen sie innerhalb der unendlich kleinen Strecke  $dz$  als gleichmäßig verteilt an. Nennen wir  $u$  den gesamten Umfang aller Eiseneinlagen, so muß:

$$\tau_1 \cdot u \cdot dz = Z_2 - Z_1$$

und mit Rücksicht auf die vorigen Gleichungen

$$\tau_1 \cdot u = \frac{Q_1}{e} = \frac{Q_2}{e}$$

d. h.

$$\tau_1 = \frac{Q}{u \cdot h \left( 1 - \frac{m}{3} \right)} \quad \text{XI.}$$

oder

$$\tau_1 = \frac{Q}{u \cdot \left( h - \frac{x}{3} \right)} \quad \text{IXa.}$$

oder

$$\tau_1 = \frac{Q}{u \cdot \left( h_1 - a - \frac{x}{3} \right)} \quad \text{XIb.}$$

sein. Was die Gleitspannung anbelangt, so bestimmt die Behörde, daß sie die Scheerspannung nicht überschreiten darf.

Wir bemerken hierbei, daß eine Festsetzung der Gleitspannung nicht erforderlich war. Man kann sie nämlich beliebig groß oder klein geben. Es läßt sich dann die Eiseneinlage in Bezug auf ihren Umfang so gestalten, daß sie jeder festgesetzten Gleitspannung stets genüge leistet. Freilich könnte dadurch veranlaßt werden, daß die Eiseneinlagen zu dünn werden und reißen. Im übrigen zeigen Versuche über

Gleitspannungen noch sehr unvollständige Ergebnisse. Daher ist es ratsam, in Bezug auf die Stärke der Eiseneinlage sich nach den bisherigen Erfahrungen zu richten. Wir kommen darauf später noch zu sprechen. Wir haben vorher eine andere Berechnung für  $\tau_1$  gegeben, nämlich dort, wo wir die Gewölbewirkung bei Trägern gezeigt hatten. Es ist dies eine persönliche Ansicht des Verfassers, worüber der Leser, ob für oder gegen, selbst urteilen möge.

Wir haben hiermit die eigentliche Theorie für Eisenbetonträger gegeben und gehen nunmehr zu Anwendungen derselben über. Wir hatten gezeigt, daß die Theorie den wirklich stattfindenden Vorgängen sehr gut entsprechen wird. Diese Theorie wird von den Behörden als maßgebend angesehen, und Unterschiede zeigen sich nur in der Art, wie die Formeln mitgeteilt und auch entwickelt werden.

Es gibt noch andere Theorien, welche auf anderen Gesetzen, als dem Hookeschen Gesetze beruhen. Diese leiden aber vor allen Dingen an dem Gebrechen, daß die dazu unbedingt nötigen Konstanten fehlen, weshalb sie für die praktischen Anwendungen keinen Wert haben. Auch haben sie sich in der Praxis noch nicht bewährt. Dies kann man aber von den entwickelten Formeln sagen, weil die Ergebnisse der alten Berechnungsweise, wie wir bald zeigen werden, genauer sogar unserer Theorie entsprechen, als die amtlichen Bestimmungen, obgleich sie nur empirischer Natur sind. Sie liefern nämlich für die Elastizitätsziffer einen Wert, der den Versuchen besser entspricht als  $n = 15$ . Dabei wollen wir andere Berechnungsweisen durchaus nicht tadeln; sie können vielleicht besser den wahren Verhältnissen entsprechen, so lange sie aber nicht die notwendigen Konstanten zur Verfügung haben, können sie praktisch nicht verwertet werden. Vor allen Dingen zeichnet sich aber namentlich die Theorie, welche die Zugspannungen des Betons nicht berücksichtigt, durch ihre Einfachheit gegenüber anderen Berechnungsweisen aus.

### Die Berechnung der Eisenbetonplatte.

#### I.

Zur Berechnung der Platten aus Eisenbeton benutzte man früher folgende empirische Formeln:

$$M = \sigma_b \cdot W_b \text{ und } F_e = \frac{F_b}{100}.$$

Sie entsprachen unter anderen sowohl der Theorie Koenens, als auch jener der Berliner Baupolizei, d. h. sie lieferten fast genau übereinstimmende Ergebnisse. Man berechnete also den Querschnitt einer Eisenbetonplatte genau so, wie den einer Betonplatte ohne Eiseneinlage und nahm den Querschnitt der Eiseneinlage gleich 1 v. H. des Betonquerschnitts. Die Eiseneinlage muß dort angebracht werden, wo Zugbeanspruchungen auftreten, also möglichst recht nahe am Rande des Querschnitts. Man nahm die Höhe des Querschnitts nicht  $h$ , sondern  $h_1 = h - a$  an, doch wurde auch von vielen  $h$  als wirkliche Höhe des Betonquerschnitts genommen. Wir wollen nun unsere Formeln mit diesen vergleichen, und zeigen, daß sie mit der hier gegebenen Theorie übereinstimmen.

Wir haben gefunden:  $M = m(3 - m) \sigma_b \cdot W_b$ . Es muß deshalb:

$$m(3 - m) = 1$$

d. h.

$$3m - m^2 = 1 \text{ oder}$$

$$m = \frac{3}{2} - \sqrt{\frac{9}{4} - 1} = 0,38$$

sein. Weiter ist nach unserer Rechnungsweise:

$$F_e \sigma_a = \frac{m}{2} F_b \cdot \sigma_b$$

oder

$$\frac{F_e}{F_b} = \frac{0,38}{2} \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e} = 0,19 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e}$$

und weil auch  $\frac{F_e}{F_b} = \frac{1}{100}$  sein soll; so hat man:

$$\frac{1}{100} = 0,19 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e}$$

d. h.

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{1}{19}$$

Endlich ist:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1 - m}{m}$$

oder auch:

$$19 = n \cdot \frac{1 - 0,38}{0,38}$$

d. h.  $n = 11,9$ . Hieraus lernen wir, daß die alte Berechnungsweise vollständig der unsrigen entspricht, wenn man die Elastizitätsziffer  $n = 11,9$  nimmt, obgleich ihre Ableitung auf andere Weise geschehen ist. Bedenkt man nun, daß diese Zahl den Ergebnissen der Versuche näher liegt, als die von der Behörde festgesetzte Zahl  $n = 15$ , so muß man gestehen, daß sie der Erfahrung mehr entspricht. Wir verzichten darauf, die Ableitung der alten Formel zu geben, weil sie seinerzeit nur empirisch erfolgen konnte, und ihre Uebereinstimmung mit unserer Rechnungsweise es auch überflüssig macht. Wir wiederholen also noch einmal, wenn man in der Berechnungsweise der Behörden, wie wir sie gleich ableiten wollen,  $n = 11,9$  statt  $n = 15$  wählt, so kommt man genau zu denselben Ergebnissen, wie sie die alte Berechnungsweise mit den Formeln  $M = \sigma_b \cdot W_b$  und  $F_e = \frac{F_b}{100}$  liefert.

Wir haben folgende Gleichungen gefunden:

$$M = m \cdot (3 - m) \sigma_b \cdot W_b, \quad F = \frac{m}{2} \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a} F_b$$

und

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1 - m}{m}$$

Hierbei ist  $m = \frac{x}{h}$ , so daß sich ergibt:

$$M = \frac{x}{h} \cdot \left(3 - \frac{x}{h}\right) \sigma_b \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} = \sigma_b \cdot \frac{x}{2} \cdot b \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right)$$

Nun ist

$$h_1 = h + a,$$

also hat man

$$M = \sigma_b \cdot \frac{x}{2} \cdot b \cdot \left(h_1 - a - \frac{x}{3}\right)$$

Weiter ist:

$$F_e = \frac{x}{2} \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot b$$

d. h.

$$\sigma_b \cdot \frac{x}{2} \cdot b = F_e \cdot \sigma_e$$

Daher ist auch:

$$M = \sigma_e \cdot F_e \cdot \left( h_1 - a - \frac{x}{3} \right),$$

und man hat:

$$\sigma_b = \frac{2 M}{b \cdot x \cdot \left( h_1 - a - \frac{x}{3} \right)} \quad \alpha.$$

und

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e \cdot \left( h_1 - a - \frac{x}{3} \right)} \quad \beta.$$

Nun ist:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1 - \frac{x}{h}}{\frac{x}{h}} = n \cdot \frac{h \cdot x}{x}$$

ferner:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{x \cdot b}{2 F_e}$$

also hat man:

$$\frac{n \cdot (h - x)}{x} = \frac{x \cdot b}{2 F_e}$$

oder auch:

$$\frac{b x^2}{2} = n \cdot F_e \cdot \left( h_1 - a - x \right)$$

weil ja  $h = h_1 - a$  ist.

Wir erhalten daher endlich:

$$x = \frac{n \cdot F_e}{b} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{2 b \cdot (h_1 - a)}{n \cdot F_e}} - 1 \right] \quad \gamma.$$

Diese drei mit  $\alpha$ ,  $\beta$  und  $\gamma$  bezeichneten Formeln stimmen ganz genau überein mit denen des Deutschen Betonvereins und den amtlichen Bestimmungen des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten.

Die Berechnungsweise nach diesen Formeln ist mehr eine Prüfung darauf hin, ob die zulässigen Spannungen erreicht sind oder nicht. Hiervon hängt es ab, ob man die gewählten Ausmaße nimmt oder nicht; also die Rechnung wiederholt. Wir nehmen zur Begründung unserer Ansicht das Zahlenbeispiel aus den ministeriellen Bestimmungen. Es lautet: Bei einer 2 m weit gespannten Wohnhausdecke von 10 cm Stärke und Eiseneinlagen von 5 qcm Querschnitt auf 1 m Deckenbreite und 1,5 cm Abstand der Eiseneinlagen von der Unterkante sollen die auftretenden größten Spannungen im Beton und im Eisen ermittelt werden.

Es wird weiter angenommen, daß der cbm Beton 2400 kg wiegt, also ist das Eigengewicht der Platte  $0,1 \cdot 2400 = 240$  kg, dazu Ueberschüttung mit gewalzter Schlacke in 10 cm Stärke 60 kg, 3,3 cm starker Holzfußboden mit Lagern 20 kg, 1,2 cm starker Putz 20 kg und Nutzlast 250 kg. Zusammen hat man also 590 kg. Das Maximalmoment ist:

$$M = \frac{590 \cdot 2,1^2 \cdot 100}{8} = 32\,500 \text{ kg/qcm}$$

Ferner ist

$$x = \frac{15 \cdot 5}{100} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 8,5}{15 \cdot 5}} - 1 \right] = 2,9 \text{ cm}$$

also 
$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 32\,500}{100 \cdot 2,9 \cdot (8,5 - 0,97)} = 30 \text{ kg/qcm}$$

und 
$$\sigma_e = \frac{32\,500}{5 \cdot 7,53} = 865 \text{ kg/qcm}$$

Die Betonspannung ist zulässig, wenn der verwendete Beton eine Bruchfestigkeit von  $5 \cdot 30 = 150$  kg/qcm besitzt. Die Spannung des Eisens ist unter der zulässigen Grenze. *ppp 6.30 = 180*

Dieses Beispiel konnte man auch folgendermaßen rechnen, falls 30 kg und 865 kg von vornherein vorgeschrieben sind. Es ist:  $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1-m}{m}$ . Hieraus

folgt 
$$m = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_e}{n \cdot \sigma_b}} = \frac{1}{1 + \frac{865}{15 \cdot 30}} \approx 0,34.$$

Nun hat man  $M = m(3 - m) \sigma_b \cdot W_b$

d. h. 
$$32\,500 = 0,34 \cdot (3 - 0,34) \cdot 30 \cdot \frac{100 \cdot h^2}{6}$$

Hieraus folgt:  $h^2 = \frac{32\,500 \cdot 6 \cdot 100 \cdot 100}{30 \cdot 100 \cdot 34 \cdot 266}$  oder  $h \approx 8,5$  cm und nun hat man

$$h_1 = h + 1,5 = 8,5 + 1,5 = 10 \text{ cm}$$

$$\text{und } F_e = \frac{1}{2} \cdot m \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e} \cdot F_b = \frac{1}{2} \cdot 0,34 \cdot \frac{30}{865} \cdot 100 \cdot 8,5 \approx 5 \text{ qcm.}$$

Wir sehen, daß mit Berücksichtigung der Abrundungen die Ergebnisse genau übereinstimmen, wie es ja auch anders nicht zu erwarten war. Unserer Ansicht nach hat aber diese letztere Berechnungsweise den Vorzug, daß man von vornherein mit höher gestalteten Spannungen rechnen darf, und dann auch schneller zum Ziele gelangt, doch überlassen wir es dem Leser selbst, darüber zu urteilen.

Aber auch diese Berechnungsweise ist noch umständlich genug, so daß wir noch eine dritte ableiten wollen, und zwar sollen für  $\sigma_e$  1000 kg und für  $\sigma_b$  40 kg zugelassen sein. Es wird dann der Leser in der Lage sein, die betreffenden Formeln auch für andere Spannungen selbst abzuleiten.

Wir haben dann nach der Gleichung:  $\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1-m}{m} \cdot \frac{1000}{40} = 15 \cdot \frac{1-m}{m}$ , woraus

sich  $m = \frac{3}{8}$  ergibt. Weiter ist:  $F_e = \frac{m}{2} \cdot F_b \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{3}{16} \cdot F_b \cdot \frac{40}{1000}$ , woraus

entsteht  $F_e = \frac{F_b}{133}$ . Hieraus folgt, daß der Querschnitt der Eiseneinlage gleich dem 133. Teil des Nutzquerschnitts zu nehmen ist.

Wir nennen  $b$  die Breite,  $l$  die Spannweite und  $h$  die Nutzhöhe der beiderseits frei aufliegenden Platte, ferner  $\varepsilon$  das Gewicht eines ccm Betons, welches also  $\frac{2400}{100^3} = \frac{24}{10\,000}$  kg ist und  $p$  die Belastung für den qcm, so hat man, wenn

$n \cdot (3 - n) = \alpha$  gesetzt wird, wobei also  $\alpha = \frac{3}{8} \cdot \left(3 - \frac{3}{8}\right) = \frac{63}{64}$  ist:

$$(b \cdot hl \cdot \varepsilon + pl \cdot p) \cdot \frac{1}{8} = \alpha \cdot \sigma_b \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}.$$

Daraus folgt:

$$\alpha \cdot \sigma_b \cdot h^2 = \frac{3}{4} \cdot (\varepsilon \cdot h + p) \cdot l^2$$

oder:

$$\frac{4 \cdot \alpha \cdot \sigma_s}{3 \cdot \varepsilon} h^2 = \left( h + \frac{p}{\varepsilon} \right) \cdot l^2.$$

Wir setzen:

$$2 \cdot \frac{4 \alpha \cdot \sigma_b}{3 \cdot \varepsilon} = w$$

und haben:

$$h^2 = \frac{2 h l^2}{w} + \frac{2 p l^2}{\varepsilon \cdot w}$$

d. h.

$$h = \frac{l^2}{w} + \sqrt{\frac{l^4}{w^2} + \frac{2 p l^2}{\varepsilon \cdot w}}$$

oder auch:

$$h = \frac{l^2}{w} \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2 w \cdot p}{\varepsilon \cdot l^2}} \right]$$

Nun ist  $w = 2 \cdot \frac{4 \cdot 63 \cdot 40 \cdot 10\,000}{3 \cdot 64 \cdot 24} = 4,375 \cdot 10\,000$ , also hat man:

$$h = \frac{l^2}{4,375 \cdot 10\,000} \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 4,375 \cdot 10\,000 \cdot p}{24 \cdot 10\,000 \cdot l^2}} \right]$$

Ist nun  $L$  die Spannweite in Platten, so ist  $100 L = 1$  und ist ferner  $q$  die Belastung für den Quadratmeter, so hat man:  $10\,000 p = q$ , daher entsteht:

$$h^2 = \frac{L^2}{4,375} \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{0,365 \cdot q}{L^2}} \right] \text{ in Zentimetern.}$$

Nach dieser Formel läßt sich sehr leicht rechnen. Ist z. B. die Belastung für den Quadratmeter 250 kg und die Höhe  $a = 1,5$  cm, welche zur Umhüllung des Eisens mit Beton dient, um das Rosten zu verhüten, so ist  $2400 \cdot 1 \cdot 0,015 = 36$  kg hinzuzuzählen um  $q = 250 + 36 = 286$  zu erhalten. Nehmen wir die Spannweite 2 m, so entsteht:

$$h = \frac{4}{4,375} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{0,365 \cdot 286}{4}} \right) \approx 5,5 \text{ cm}$$

Die ganze Platte hat also  $h_1 = 5,5 + 1,5 = 7$  cm Höhe, und der Querschnitt der Eiseneinlage für die Breite von einer Platte ist:

$$F_e = \frac{5,5 \cdot 100}{133} = 4,1 \text{ qcm.}$$

Die frei aufliegenden Platten haben nur Eiseneinlagen unten erforderlich. Werden sie jedoch an den Enden belastet, so treten daselbst Zugspannungen auf, und es sind auch Eiseneinlagen im oberen Teile erforderlich. In der Praxis werden nun hauptsächlich Platten an den beiden Enden eingespannt oder an einem Ende eingespannt und am anderen Ende frei aufliegend, angewandt. Man hat verschiedene Platten, welche dafür geeignet sind, und besondere Eiseneinlagen enthalten. Wir können auf die Eigentümlichkeit der Platte hier nicht eingehen, sondern wollen nur Formeln mitteilen, die man zur sofortigen Berechnung benutzen kann. Wir nehmen wiederum wie vorher  $\sigma_s = 1000$  kg,  $\sigma_b = 40$  kg, und berechnen die Nutzhöhe  $h$  der Platte, indem auch hier für den Eisenquerschnitt die vorige Formel  $F_e = \frac{F_b}{133}$  zu nehmen ist. Es wird dann dem Leser nicht schwer fallen, auch

für andere Spannungen die betreffenden Formeln abzuleiten. Nennen wir  $P$  die gleichmäßig verteilte Belastung (Eigengewicht und Nutzlast),  $l$  die Spannweite der Platte, so darf bei der doppelt eingespannten und mit Vouten versehenen Platte das

Biegemoment:

$$M = \frac{P \cdot l}{24}$$

angenommen werden. Mit Rücksicht auf die vorige Bezeichnung hat man:

$$(b \cdot h \cdot l \cdot \varepsilon + p \cdot l \cdot b) \cdot \frac{1}{24} = \alpha \cdot \sigma_b \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$$

woraus folgt:

$$\frac{l^2}{4} \cdot (\varepsilon \cdot h + p) = \alpha \cdot \sigma_b \cdot h^2$$

Wir setzen:  $\frac{8 \cdot \alpha \cdot \sigma_b}{2} = w$  und erhalten:

$$h = \frac{l^2}{w} \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{2 w \cdot p}{\varepsilon \cdot l^2}} \right]$$

Es ist

$$w = \frac{8 \cdot 63 \cdot 40 \cdot 1000}{64 \cdot 24} = 13,125 \cdot 10\,000$$

Man setze  $100 L = l$  und  $10\,000 p = q$ , wobei  $L$  die Spannweite in Metern und  $q$  die Belastung für den Quadratmeter ist und erhält

$$h = \frac{L^2}{13} \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{1 + 1,1 \cdot q}{L^2}} \right]$$

in Zentimetern.

Beispiel. Die Platte möge 4 m Spannweite haben und mit 400 kg für den qcm belastet sein. Ist  $a = 2$  cm, so ist  $q = 400 + 0,02 \cdot 24 \approx 450$  kg. Daher ent-

steht:  $h = \frac{16}{13} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{1,1 \cdot 450}{16}} \right) \approx 8$  cm. Die Platte hat demnach eine Stärke

von  $8 + 2 = 10$  cm. Dann ist für die Breite von ein Meter:  $F_e = \frac{8 \cdot 100}{133} \approx 6$  qcm.

Wir sehen, daß die Berechnung auf diese Weise sehr rasch vor sich geht.

Es wird nun vorteilhaft sein, bei solchen eingespannten Platten die Eisen-einlage oben so stark wie unten zu machen, und es wird sich fragen, wie stark unter diesen Umständen die Voute sein muß. Wir nennen  $d_1$  die Stärke der Voute und  $h_1$  ihre Nutzhöhe, so ist  $d_1$  gleich  $h_1$  vermehrt um die Betonschicht, die zum Rostschutz dient. Wir nennen die größten Eisen- und Betonspannungen an der Voute  $\sigma'_e$  und  $\sigma'_b$ , ferner die Zahl, welche den Bruchteil des Nutzquerschnitts gibt, der nur auf Druck beansprucht wird,  $m_1$ , so muß sein:

$$F_e = \frac{b \cdot h}{133} = \frac{m_1}{2} \cdot h_1 \cdot b \cdot \frac{\sigma'_b}{\sigma'_e}$$

oder auch:

$$\frac{h}{133} = \frac{m_1}{2} \cdot h_1 \cdot \frac{\sigma'_b}{\sigma'_e}$$

und da

$$\frac{\sigma'_e}{\sigma'_b} = 15 \cdot \frac{1 - m_1}{m_1}$$

ist, so entsteht:

$$\frac{133 \cdot m_1}{2} \cdot \frac{h_1}{h} = 15 \cdot \frac{1 - m_1}{m_1}$$

oder auch:

$$m_1^2 = \frac{30}{133} \cdot \frac{h}{h_1} = (1 - m_1)$$

und hieraus folgt:

$$m_1 = \frac{15}{133} \cdot \frac{h}{h_1} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{266}{15} \cdot \frac{h_1}{h}} \right)$$

Nimmt man  $\frac{h}{h} = 1,8$ , so entsteht  $m_1 = 0,297$ . Weiter ist

$$\frac{P \cdot l}{12} = m_1 (3 - m_1) \cdot \sigma'_b \cdot \frac{b h_1^2}{6}$$

und

$$\frac{P \cdot l}{24} = \frac{63}{64} \cdot \sigma'_b \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Dividiert man diese beiden Gleichungen durcheinander, so hat man:

$$2 = \frac{64}{63} \cdot m_1 (3 - m_1) \cdot \frac{h_1^2}{h^2} \cdot \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b}$$

Benutzt man die Werte für  $\frac{h_1}{h}$  und  $m_1$ , die wir vorher erwähnt hatten, so erhält man:

$$\sigma'_b = 29,85 \text{ kg}$$

und dann

$$\sigma'_e = 1054 \text{ kg}$$

beide für den qcm. Da diese Spannungen innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben, so genügt es, die Voute

$$d_1 = 1,8 h + a$$

zu rechnen, wenn a die Höhe der Betonschicht ist, die zur Verhütung des Rostens dient. Nehmen wir für die berechnete Platte  $a = 2 \text{ cm}$  an, so ist die Voutenstärke  $d_1 = 1,8 \cdot 8 + 2 = 16,4 \text{ cm}$ .

Ist die Platte an einem Ende eingespannt und andererseits frei aufliegend, so ist das maßgebende Moment

$$M = \frac{q}{128} P \cdot l.$$

Wir haben nun unter Berücksichtigung der vorigen Bezeichnungen:

$$(b \cdot h \cdot l \cdot \varepsilon + b \cdot l \cdot p) \cdot \frac{9}{128} \cdot l = \alpha \cdot \sigma'_b \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$$

d. h. 
$$\frac{27}{64} \cdot \frac{l^2}{\alpha \cdot \sigma'_b} \cdot (h \cdot \varepsilon + p) = h^2$$

Setzt man: 
$$\frac{64 \cdot \alpha \cdot \sigma'_b}{27 \cdot \varepsilon} = w$$

so entsteht:

$$\frac{l^2}{w \cdot \varepsilon} \cdot (h \cdot \varepsilon + p) = h^2$$

oder auch:

$$h = \frac{l^2}{2w} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{4w \cdot p}{\varepsilon \cdot l^2}} \right)$$

Nun ist

$$w = \frac{64 \cdot 63 \cdot 40 \cdot 10\,000}{64 \cdot 27 \cdot 26} = \frac{35}{9} \cdot 10\,000.$$

Setzt man  $100 l = L$  und  $10\,000 p = q$ , so hat man schließlich:

$$b = \frac{q}{70} L^2 \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{70}{108} \cdot \frac{q}{L^2}} \right]$$

Hierin sind L die Spannweite in Metern, q die Belastung für den Quadratmeter, und die Nutzhöhe ergibt sich in Zentimetern.

Beispiel. Es ist gegeben  $L = 4 \text{ m}$ ; die Nutzlast sei  $750 \text{ kg}$ . Nehmen wir  $a = 2 \text{ cm}$ , so ergibt sich  $q = 750 + 0,02 \cdot 2400 \approx 800 \text{ kg}$ . Wir erhalten deshalb:

$$h = \frac{9}{70} \cdot 16 \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{70}{108} \cdot \frac{100}{16}} \right] \approx 14 \text{ cm}.$$

Die Platte hat demnach eine Höhe von  $h_1 = 14 + 2 = 16 \text{ cm}$ . Dann ist  $F_e = \frac{100 \cdot 14}{133} \approx 10,5 \text{ qcm}$  für die Breite von  $1 \text{ m}$ . Nimmt man z. B. 10 Einlagen

für diese Breite, so hat jede 1,05 qcm Querschnitt. Bestehen sie aus Rundeisen, so beträgt ihr Durchmesser 1,16 cm. Es bleibt nunmehr nur noch übrig, die Höhe der Voute zu bestimmen, damit die Eiseneinlagen überall gleich stark sind; hierzu benutzen wir dieselben Bezeichnungen wie vorhin. Wir haben dann

$$\frac{P \cdot l}{8} = m_1 \cdot (3 - m_1) \cdot \sigma'_b = \frac{b \cdot h_1^2}{6}$$

weil  $\frac{P \cdot l}{8}$  das Biegemoment an der Voute ist, und

$$\frac{9}{128} Pl = \frac{63}{64} \cdot \sigma_b \cdot \frac{b h^2}{6}$$

Dividiert man diese Gleichungen, so ergibt sich:

$$\frac{16}{9} = \frac{64}{63} \cdot m_1 (3 - m_1) \cdot \frac{h_1^2}{h^2} \cdot \frac{\sigma'_b}{\sigma_b}$$

Nehmen wir  $h_1 = 1,5 h$ , so entsteht aus der Gleichung  $\delta$  der Wert  $m_1 = 0,32$ .

Nach der letzten Gleichung hat man jetzt  $\sigma'_b = 37 \text{ kg}$  und erhält dann mit der Gleichung:  $\frac{\sigma'_e}{\sigma'_b} = 15 \cdot \frac{1 - m_1}{m_1}$  für  $\sigma'_e = 1180 \text{ kg}$ . Obgleich diese Spannungen innerhalb der zulässigen Grenzen bleiben, so schlagen wir vor,  $h_1$  zu erhöhen **und gleich  $1,6 \cdot h$  zu nehmen**. Die Voutenstärke  $d_1$  ist demnach  $1,6 h$ , vermehrt um die Betonschicht, die zur Einbettung des Eisens dient. In Zahlenbeispielen haben wir gefunden  $h = 14 \text{ cm}$ ; sind  $2 \text{ cm}$  zur Einbettung des Eisens erforderlich, so entsteht:  $d_1 = 14 \cdot 1,6 + 2 = 24,4 \text{ cm}$ .

## II.

Nachdem wir in dem vorigen Abschnitt die Berechnungsweise der am häufigsten angewandten Platten gegeben hatten, wenden wir uns der Schubspannung zu. Wir wollen jetzt zeigen, daß, weil  $4,5 \text{ kg/qcm}$  Schubspannung gestattet werden, Eiseneinlagen **bei den Platten zur Aufnahme der Schubbeanspruchungen nicht erforderlich sind**. Wir nehmen wiederum  $n = 15$  auf Grund der ministeriellen Bestimmungen,  $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$  und  $\sigma_o = 1000 \text{ kg/qcm}$ . Wir erhielten vorhin schon  $m = \frac{3}{8}$ ,  $F_e = \frac{F_b}{133}$  und  $M = \frac{63}{64} \cdot k_b \cdot \frac{bh^2}{6}$ .

Wir wollen eine Platte nehmen, die beiderseits eingespannt ist ohne Vouten; dann ist  $M = \frac{Pl}{12}$ , und man hat

$$\frac{P \cdot l}{12} = \frac{63}{64} \cdot 40 \cdot \frac{100 \cdot h^2}{6}$$

für die Breite von ein Meter. Aus dieser Gleichung folgt:

$$h = \sqrt{\frac{8 \cdot P \cdot l}{63000}}$$

Nun ist die größte Vertikalkraft gleich  $\frac{P}{2}$  und nach Formel VIII ist:

$$\tau = \frac{P}{2 \cdot 100 \cdot h \cdot \frac{7}{8}} = \frac{4 P}{700 \cdot h} \quad \text{Wir haben deswegen weiter:}$$

$$\tau = \frac{4 P}{700 \cdot \sqrt{\frac{8 \cdot P \cdot l}{63000}}} \quad \text{oder auch: } \tau = \sqrt{\frac{18 P}{70 \cdot l}}$$

Da nun  $\tau \leq 4,5$  sein soll, so muß:

$$4,5 \geq \sqrt{\frac{18 P}{70 \cdot l}} \text{ oder auch } \frac{P}{l} \leq \frac{315}{4} \text{ sein.}$$

Die Belastung für den Quadratmeter setzen wir  $= q$ , so ist  $q = \frac{100 \cdot P}{l}$  und nun entsteht:

$$q \leq 7875 \text{ kg.}$$

Solange die Belastung für den Quadratmeter unter 7875 kg bleibt oder diesen Wert eben erreicht, sind Eiseneinlagen zur Aufnahme der Schubbeanspruchung nicht erforderlich. Da bei Platten eine so hohe Beanspruchung im Hochbau nicht vorkommt, so sind die betreffenden Eisen nicht notwendig. Genau so läßt sich für alle übrigen Platten auf ähnliche Weise der Beweis führen, daß die Scheereisen entbehrlich sind.

Es ist daher klar, daß wir auf die Anwendungen der Formeln für die Schubspannungen nicht näher einzugehen brauchten. Anders werden die Verhältnisse liegen, wenn wir uns mit Trägern von T-Querschnitt beschäftigen.

Wir wollen noch auf die Haft- oder Gleitspannung eingehen, und zwar nehmen wir die dafür ungünstigsten Rundeisen vor; denn der Kreis begrenzt die Fläche, welcher neben allen anderen Flächen gleichen Inhaltes den kleinsten Umfang hat. Wir hätten nach dem im ersten Abschnitt gegebenen Formel  $F_e$  erhalten, wobei also  $F_e$  als bekannt jetzt vorausgesetzt wird. Benutzt man nun Rundeisen, und ist  $d$  der Durchmesser eines Eisens, so ist:

$$F_e = x \cdot \frac{\pi}{4} d^2.$$

Weiter ist der Umfang

$$u = x \cdot \pi \cdot d.$$

Diesen Umfang findet man mit Formel 9, worin  $\tau = 4,5$  kg ist.

Aus den Gleichungen folgt:

$$d = \frac{4 F_e}{u}$$

$$x = \frac{u^2}{4 F_e \cdot \pi}.$$

und

Da man für  $d$  und  $x$  reelle Werte erhält, so ist nachgewiesen, daß man für jeden beliebigen Querschnitt  $F_e$  und Umfang  $u$ , den nötigen Durchmesser und die nötige Anzahl findet. Ferner erhält man die Werte reell für jeden Wert von  $\tau_1$  **mag sie größer oder kleiner als 4,5 kg sein**. Es steht aber zu befürchten, daß man schließlich zu dünne Eisen erhält, was ein Reißen derselben veranlassen könnte.

Wir empfehlen daher, sich hier nach den üblichen Erfahrungen zu richten; es sind die Versuche über Haft- oder Gleitspannung noch nicht ausreichend genug, um danach genau rechnen zu können, wie wir eben gesehen haben. Neuere Versuche von Bach usw. bestätigen auch unsere Ansicht. Man beachte auch folgendes: Für eine größere Gleitspannung erhält man einen kleineren Umfang und doch wiederum nach der Formel  $d = \frac{4 F_e}{u}$ , einen **größeren** Durchmesser als im umgekehrten Falle, was doch nicht sinngemäß wäre.

Was nun für den kreisförmigen Querschnitt gilt, hat auch Berechtigung für jeden anderen Querschnitt, denn des kleinsten Umfanges wegen ist der Kreisquerschnitt von allen der ungünstigste, was auch die Versuche bestätigen.

Neben den beiderseits frei aufliegenden und statisch bestimmten Platten, kommen in der Praxis hauptsächlich statisch unbestimmte in Anwendung, wozu die beiderseits eingespannten und die einerseits eingespannten und andererseits frei aufliegenden gehören. Um nun die maßgebenden Momente  $\frac{Pl}{12}$ ,  $\frac{Pl}{24}$  usw. für solche Platten benutzen zu dürfen, muß man noch besondere Beziehungen aufstellen. Unter 5. hatten wir die Formel

$$\sigma'_b = \frac{y \cdot d\gamma}{dz} \cdot E_b$$

angegeben; ist  $\sigma_b$  die Randspannung, so hat man:

$$\sigma_b = m \cdot h \cdot \frac{d\gamma}{dz} \cdot E_b.$$

Weiter ist:

$$M = m(3 - m) \cdot \sigma_b \cdot W_b$$

also entsteht:

$$M = m^2 \cdot (3 - m) \cdot h \cdot \frac{d\gamma}{dz} \cdot E_b \cdot W_b$$

oder auch

$$M = m^2 \cdot (3 - m) \cdot E_b \cdot \frac{b \cdot h^3}{6} \cdot \frac{d\gamma}{dz}.$$

Ist die Platte **ohne** Eiseneinlage, hat sie denselben Querschnitt und sollen für beide Fälle **dieselben** Momente gelten, so muß sein:

$$M = E_b \cdot J \cdot \frac{d\gamma}{dz}, \text{ wobei } J = \frac{b \cdot h^3}{12} \text{ ist.}$$

Aus den beiden Gleichungen folgt:

$$m^2(3 - m) \cdot \frac{b h^3}{6} = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$\text{d. h. } 2 m^2(3 - m) = 1$$

und hieraus entsteht  $m = 0,44$ .

Es sei bemerkt, daß wir hierbei unabhängig von  $n$  denselben Gedanken-gang verfolgen, wie ihn Professor Melan bei seiner Gewölbeberechnung eingeschlagen hat.

Wir erhalten dann weiter nach der Gleichung

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = 15 \cdot \frac{1 - m}{m} = 15 \cdot \frac{0,56}{0,44}$$

$\sigma_e = 20 \cdot \sigma_b$  und nach der Formel  $F_e = \frac{m}{2} \cdot F_b \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e}$  die Gleichung

$$F_e = \frac{F_b}{91}$$

und endlich

$$M = m(3 - m) \sigma_b \cdot W_b = 0,44 \cdot (3 - 0,44) \sigma_b \cdot W_b$$

oder auch:

$$M = 1,1264 \cdot \sigma_b \cdot W_b.$$

Bezeichnet man in der alten Berechnungsweise die Querschnitte vom Eisen und Beton mit  $F'_e$  und  $F'_b$ , so hat man  $F'_e = \frac{F'_b}{100}$  und sind  $\sigma'_b$  die Spannung im Beton, und  $W'_b$  das Widerstandsmoment des Querschnitts, so ist:

$$M = \sigma'_b \cdot W'_b.$$

Haben nun beide Platten dieselbe Breite  $b$  und letztere Platte zur Höhe  $h'$ , so ist:

$$M = \sigma'_b \cdot \frac{b \cdot h'^2}{6}$$

sodaß wir erhalten:

$$M = \sigma_b \cdot \frac{bh^2}{6} \cdot 1,1264.$$

Sollen nun beide Platten bei gleicher Betonspannung dieselbe Belastung tragen, so muß sein:

$$\frac{h'^2}{6} = \frac{h^2}{6} \cdot 1,1264$$

$$\text{d. h. } h' = h \cdot \sqrt{1,1264} \text{ oder } h' = 1,06 \cdot h.$$

Hieraus lernen wir, daß unsere Platte weniger Beton erfordert.

Weiter ist  $F_e = \frac{bh}{91}$  und  $F'_e = \frac{b \cdot h'}{100}$ , also

$$\frac{F_e}{F'_e} = \frac{100 \cdot h}{91 \cdot h'}$$

d. h.

$$F'_e = 0,9646 \cdot F_e.$$

Ferner sehen wir, daß unsere Platte mehr Eisen braucht. Der Unterschied ist aber bei beiden Platten so gering, daß wir auch hier der alten Berechnungsweise unsere Anerkennung zollen müssen. Ein glücklicher Zufall war es, daß die empirischen Formeln der alten Berechnungsweise für statisch unbestimmte Systeme sich auch brauchbar bewiesen hatten, und es ist daher erklärlich, daß sie so außerordentlich viel zum Fortschritt im Betonbau, namentlich bei den am meisten vorkommenden statisch unbestimmten Systemen beigetragen haben. Wir bemerken hierzu noch, daß wegen der Vernachlässigung der Zugspannungen im Beton sich noch günstigere Ergebnisse mit den alten Formeln herausgestellt haben, die sich namentlich bei Probelastungen zeigten und das Staunen der Beobachter hervorriefen. Es wäre dringend notwendig, daß man trotz der neuen Berechnung das Eisen nicht vernachlässigt; denn im Eisenbetonbau muß meiner Ansicht nach der Grundsatz gelten:

**„Lieber weniger Beton als weniger Eisen.“**

### III.

Die baubehördlichen Bestimmungen lauten dahin, daß bei freiauffliegenden Platten die Freilänge zuzüglich der Deckenstärke als Stützweite in die Berechnung einzuführen ist.

Hiernach ist die Berechnung folgendermaßen zu führen: Es sei eine freiauffliegende ebene Deckenplatte mit einfacher Eiseneinlage von 2 m Spannweite gegeben. Sie soll 1500 kg für den qm tragen und die Druckfestigkeit soll 500 kg für den qcm sein.

Es werde angenommen, daß die Dicke der Platte 15 cm ist, sodaß die rechnerische Spannweite 1,15 m beträgt. Das Eigengewicht der Platte für ein qm ist  $0,15 \cdot 2400 = 360$  kg, die Ueberschüttung mit gewalzter Schlacke in 20 cm Höhe 120 kg und ein 2 cm starker Zementverputz 40 kg, d. h. zusammen 520 kg. Nun ist:

$$M = \frac{520 + 1500}{8} \cdot 2,15 \cdot 215 = 116\,700 \text{ kg/cm.}$$

Da  $\sigma_b = \frac{200}{5} = 40$  kg ist und  $\sigma_e = 1200$  kg sein soll, so hat man:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{15 \cdot (h_1 - a - x)}{x}$$

d. h.  $\frac{1200}{40} = 15 \cdot \frac{h_1 - a - x}{x}$ , woraus sich ergibt  $h_1 - a = 3x$ . Wir haben nun aus den Formeln  $\alpha$  und  $\beta$ :

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{2F_e}{b \cdot x}$$

woraus folgt, weil  $b = 100$  ist:

$$F_e = \frac{100 \cdot x}{2} \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e} = \frac{100 \cdot x}{2} \cdot \frac{40}{1200} = \frac{5}{3} x$$

und nach Formel  $\beta$ :

$$1200 = \frac{116\,700}{\frac{5}{3}x \cdot \left(3x - \frac{x}{3}\right)} \quad \text{oder} \quad x^2 = \frac{116\,700}{5333} = 21,88,$$

also  $x = 4,68$  cm. Da  $h_1 - a = 3x$  ist, so entsteht  $h_1 - a = 3 \cdot 4,68 = 14,04$  cm. Nehmen wir  $a = 1,5$  cm, so haben wir  $h_1 = 14,04 + 1,5 = 15,54$  cm und endlich

$$F_e = \frac{5}{3} \cdot x = \frac{5}{3} \cdot 4,68 = 7,8 \text{ qcm.}$$

Nimmt man 10 Stück Rundeisen von 1 cm Durchmesser, so genügen dieselben den gestellten Anforderungen.

Die Querkraft ist  $\frac{1500 + 520}{2} = \frac{2020}{2} = 1010$  kg.  $h_1 - a - \frac{4}{3} = 3x - \frac{4}{3} = \frac{8}{3}x = \frac{8}{3} \cdot 4,68$  und  $u = 10 \cdot \pi$ , daher ist die Gleitspannung  $\tau_1$  nach Formel IX<sub>b</sub>:

$$\tau_1 = \frac{1010}{10 \cdot \pi \cdot \frac{8}{3} \cdot 4,68} \approx 2,5 \text{ kg,}$$

also unter der zulässigen Grenze.

Ferner wird bei durchgehenden Platten verlangt, daß die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen in die Berechnung einzuführen ist.

Schließlich sei noch bemerkt, daß man auch die Druckseite der Platte mit Eiseneinlagen versehen könnte, doch wird hierdurch ihre Tragfähigkeit nicht besonders erhöht, diese Einlagen sind also aus wirtschaftlichen Gründen nicht empfehlenswert, und wir haben es deswegen unterlassen, darauf näher einzugehen. \*)

Wir teilen hier gleich die weiteren Verordnungen mit: Bei Platten, die über mehrere Felder durchgehen, darf das Biegemoment in den Feldmitten zu vier Fünfteln des Wertes angenommen werden, der bei einer auf zwei Stützen frei aufliegenden Platte vorhanden sein würde, falls nicht die wirklich auftretenden Momente und Auflagerdrücke rechnerisch oder durch Versuche nachgewiesen werden.

Der rechnerische Nachweis läßt sich mit Einflußlinien führen; im Interesse des Betonbaues wäre es sehr wünschenswert, wenn dies geschehen würde.

Dieselbe Regel gilt auch für Balken, Plattenbalken und Unterzüge, jedoch mit der Ausnahme, daß ein Einspannungsmoment an den Enden nicht in Rechnung gestellt werden darf, wenn nicht besondere bauliche Anordnungen zur sicheren Einspannung getroffen wurden. Als Stützweite gilt die um die Auflagerlänge vergrößerte Spannweite.

Bei Plattenbalken darf die Breite des plattenförmigen Teiles nicht mehr als ein Drittel der Balkenlänge in Rechnung gestellt werden.

Bei Stützen ist auf die Möglichkeit einseitiger Belastung Rücksicht zu nehmen.

\*) Bei ihrer Berechnung muß darauf geachtet werden, daß die neutrale Achse die obere Eiseneinlage nicht schneidet, anderenfalls ist die weitere Bestimmung sehr langwierig. Es wird dies nämlich oft übersehen.

Weiter wird bestimmt:

Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons den fünften Teil seiner Bruchfestigkeit, die Zug- und Druckspannung des Eisens den Betrag von 1200 kg/qcm nicht übersteigen.

Dabei sind folgende Belastungswerte anzunehmen:

- a) bei gleichmäßig erschütterten Bauteilen, z. B. bei Decken von Wohnhäusern, Geschäftsräumen, Warenhäusern: die wirklich vorhandene Eigen- und Nutzlast.
- b) bei Bauteilen, die stärkeren Erschütterungen oder stark wechselnder Belastung ausgesetzt sind, wie z. B. bei Decken in Versammlungsräumen, Tanzsälen, Fabriken, Lagerhäusern: die wirkliche Eigenlast und die bis zu 50 v. H. erhöhte Nutzlast.

Wenn wir also die letzte Decke für eine Fabrik zu berechnen gehabt hätten, so wäre die Nutzlast 1000 kg statt 1500 kg gewesen.

- c) bei Belastungen mit starken Stößen, wie z. B. bei Kellerdecken, unter Durchfahrten und Höfen: die wirkliche Eigenlast und die bis zu 100 v. H. erhöhte Nutzlast.

Auf weitere Verordnungen werden wir an gehöriger Stelle noch zu sprechen kommen und können zunächst zu den sogenannten Plattenbalken übergehen.

### Die Berechnung der Plattenbalken aus Eisenbeton.

In der Abbildung 265 haben wir eine Eisenbetonplatte, bei der man die Eisen näher aneinander rücken könnte, wie es in Bild 267 geschehen ist. Dabei ist es erlaubt, die Eiseneinlagen in zwei oder mehr Reihen anzubringen, und wir verstehen unter der nutzbaren Höhe jetzt den Abstand des am stärksten gedrückten Randes von der Schwerlinie der Eiseneinlage, und nennen sie wie früher  $h$ . Da nun die Eiseneinlage hauptsächlich die Scheerspannungen aufnehmen soll, so darf man die schraffierten

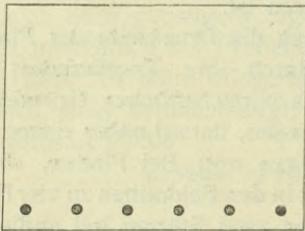


Bild 266.

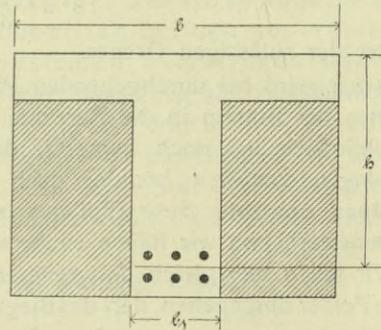


Bild 267.

Teile entfernen und entlastet hierdurch das Eigengewicht der Platte. Es bleibt unten ein Teil von der Breite  $b_1$  übrig, welcher letztere aber nicht willkürlich gewählt werden darf, sondern gewissen, näher zu erläuternden Bedingungen entsprechen muß. Es entsteht hierdurch ein T-förmiger Querschnitt, welcher sich aus dem Flansch und dem Stege zusammensetzt. Man würde es nun für richtig finden, den Flansch so hoch zu machen, daß sein unterer Rand mit der neutralen Achse zusammenfällt. Wir halten dies aber nicht für empfehlenswert, sondern legen besser der Sicherheit wegen die neutrale Achse so, daß sie den Steg schneidet. Die Breite des Steges wird man so zu bestimmen haben, daß die zulässige Scheerspannung nicht überschritten wird. Er wird jedoch oft noch schmaler gemacht, dann sind besondere Scheereisen erforderlich, um die Schubbeanspruchung unschädlich zu machen. Bei diesen Plattenbalken spielt also die Scheerspannung eine große Rolle, und wird darauf näher einzugehen sein. Was die Haftspannung anbelangt, so läßt sich hier nur sagen, daß man die Eisen beliebig stark machen

kann, und dadurch einen Umfang derselben erzielt, welcher jeder Gleitspannung, wie groß sie auch gegeben sein mag, Genüge leistet. Es ist eine bestimmte Berechnung mit Rücksicht der Gleitspannung vorläufig nicht möglich; der vorläufig festgestellte Wert von 4,5 kg/qcm ist nur ein Notbehelf, doch zeigen Ausführungen, daß man damit zufrieden sein kann. Jedenfalls darf man wegen der Gleitbeanspruchungen den Steg auch nicht zu schwach ausführen. Uebrigens ist die Berechnungsweise für den  $\Pi$ -Querschnitt in Bild 268 genau dieselbe, wie für den T-Querschnitt in Bild 267; nur haben die beiden Stege  $b \cdot \frac{1}{2}$  zur Breite d. Der Flansch dazwischen ist dann als doppelt eingespannte Platte zu berechnen, wie es in dem

vorigen Abschnitt geschehen ist, und sind die besonderen Eiseneinlagen hiernach im Flansche anzuordnen. Die Berechnung solcher Querschnitte geschieht so, daß man ihre Ausmaße von vornherein wählt, und dann die Spannungen berechnet. Erreichen diese die zulässigen Grenzen nicht oder gerade, so kann man die gewählten Maße für die Ausführung nehmen, sonst muß man die Rechnung wiederholen. Wir wollen nun die Berechnungsweise mitteilen, und zwar unter der Bedingung, daß die Zugbeanspruchung vernachlässigt wird.

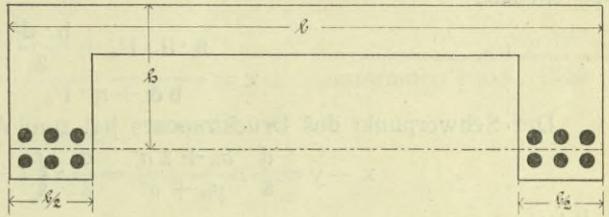


Bild 268.

Erreichen diese die zulässigen Grenzen nicht oder gerade, so kann man die gewählten Maße für die Ausführung nehmen, sonst muß man die Rechnung wiederholen. Wir wollen nun die Berechnungsweise mitteilen, und zwar unter der Bedingung, daß die Zugbeanspruchung vernachlässigt wird.

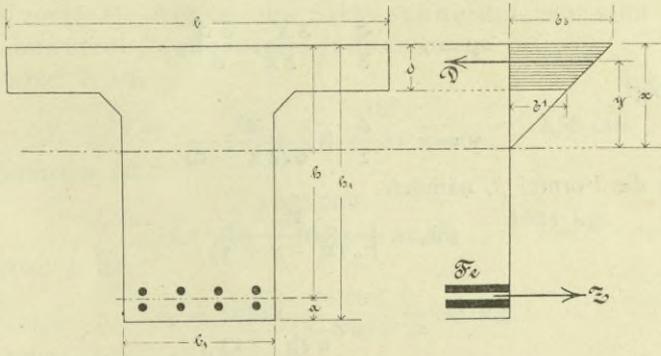


Bild 269.

Es ist in Bild 269:

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_b'} = n \cdot \frac{h - x}{x - d}$$

und

$$\frac{\sigma_b''}{\sigma_b} = n \cdot \frac{h - x}{x}$$

wobei das Hooke'sche Gesetz als maßgebend vorausgesetzt wird.

Nun ist weiter:

$$Z = \frac{\sigma_b + \sigma_b'}{2} \cdot d \cdot b$$

und

$$D = \sigma_b \cdot F_e$$

Hierbei hat man die Druckspannung im Steg vernachlässigt, wodurch sicherer gerechnet wird.

Man hat daher, weil  $D = Z$  ist:

$$\frac{\sigma_b + \sigma_b'}{2} \cdot d \cdot b = \sigma_b \cdot F_e$$

Nun ist:

$$\frac{\sigma_b + \sigma'}{2} = \sigma_e \cdot \frac{\frac{x}{n(h-x)} + \frac{x-d}{n(h-x)}}{2} = \frac{\sigma_e}{2n} \cdot \frac{2x-d}{h-x}$$

Daher ist:

$$\frac{M}{2n} \cdot \frac{2x-d}{h-x} = F_e$$

oder:

$$2x \cdot M - d^2 \cdot b = 2nh \cdot F_e - 2n \cdot x F_e$$

d. h.:

$$x \cdot (d \cdot b + n F_e) = 2n \cdot h \cdot F_e + d^2 \cdot b,$$

also endlich:

$$x = \frac{n \cdot h \cdot F_e + \frac{b \cdot d^2}{2}}{b d + n \cdot F_e} \quad 1.$$

Der Schwerpunkt des Drucktrapezes hat zum Abstand von der Oberkante:

$$x - y = \frac{d}{3} \cdot \frac{\sigma_b + 2\sigma'}{\sigma_b + \sigma'} = \frac{d}{3} \cdot \left(1 + \frac{\sigma'}{\sigma_b + \sigma'}\right)$$

d. h.:

$$y = x - \frac{d}{3} - \frac{d}{3} \cdot \frac{\sigma'}{\sigma_b + \sigma'}$$

also:

$$y = x - \frac{d}{3} - \frac{d}{3} \cdot \frac{x-d}{2x-d}$$

oder auch:

$$y = x - \frac{d}{3} \cdot \frac{3x-3d}{2x-d}$$

und hieraus folgt:

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} \quad 2.$$

dann hat man die Formel  $\beta$ , nämlich:

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e (h-x+y)} \quad 3.$$

und:

$$\sigma_b = \sigma_e \cdot \frac{x}{n(h-x)} \quad 4.$$

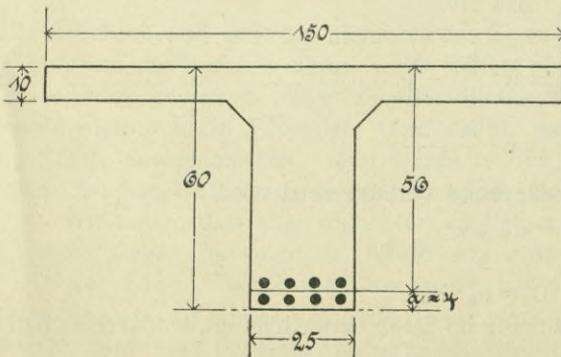


Bild 270.

wobei zu beachten ist, daß  $h_1 = h + a$  ist. Diese Formeln stimmen mit den allgemein üblichen vollständig überein, und genügen zur Berechnung von T-förmigen Trägern.

Wir nehmen als Zahlenbeispiel jenes, welches in dem Ministerialerlaß von 1904 enthalten ist, und wollen vor allen Dingen Bemerkungen anknüpfen.

Ein Plattenbalken von den nebenstehenden Abmessungen (Bild 270) sei bei 9,6 m Lichtweite und 10 m Stützweite durch eine Nutzlast von 500 kg/qm in einem

Geschäftshause belastet. Die Eiseneinlagen, bestehend aus acht Rundeisen von 2,2 cm Durchmesser haben einen Gesamtquerschnitt von 30,4 qcm.

Es sollen die größten Spannungen im Beton und im Eisen gefunden werden.

Das Eigengewicht setzt sich zusammen aus dem Gewichte des Plattenbalkens mit:

$(1,5 \cdot 0,1 + 0,5 \cdot 0,25) \cdot 2400$ . . . . .	= 660 kg
dem Gewicht der Ueberschüttung aus 6 cm hoher gewalzter Schlacke für 1 qm . . . . .	36 kg
dem Gewichte des Zementfußbodens von 2 cm Stärke für 1 qm . . . . .	40 „
dem Gewicht des Deckenputzes für 1 qm . . . . .	14 „
für die Breite von 1,5 m also $1,5 \cdot 90$ . . . . .	= 135 „
Dazu Nutzlast . . . . .	= 500 „
<u>Zusammen rund</u>	<u>1300 kg</u>

für den Quadratmeter.

Es ist die Spannweite zu nehmen:

$$9,6 + 0,6 = 10,2 \sim 10 \text{ m.}$$

Wir haben also

$$M = \frac{1300 \cdot 10}{8} \cdot 100 = 1\,625\,000 \text{ kg/cm.}$$

Nun ist nach Formel 1.

$$x = \frac{15 \cdot 56 \cdot 30,4 + \frac{150 \cdot 10^3}{2}}{150 \cdot 10 + 15 \cdot 30,4} = 16,88 \text{ cm.}$$

Da die neutrale Achse den Steg schneidet, so sind die weiteren Formeln zu benutzen, andernfalls jedoch nicht.

Nach Formel 2. ist:

$$y = 16,88 - \frac{10}{2} + \frac{10^2}{6 \cdot (2 \cdot 16,88 - 10)} = 12,58 \text{ cm.}$$

Nach Formel 3. ist:

$$\sigma_e = \frac{1\,625\,000}{30,4 \cdot (56 - 16,88 + 12,58)} = 1034 \text{ kg}$$

und nach Formel 4. ist:

$$\sigma_b = 1034 \cdot \frac{16,88}{15 \cdot 39,12} = 30 \text{ kg.}$$

Die Vertikalkraft am Auflager ist:

$$Q = \frac{9,6 \cdot 1300}{2} = 6240 \text{ kg.}$$

Hier haben wir also die wirkliche Spannweite und nicht 10,2 oder rund 10 m zu nehmen.

Es ist deshalb die Schubspannung im Beton:

$$\tau = \frac{Q}{b_1 \cdot (h - x + y)} = \frac{6240}{25 \cdot (56 - 16,88 + 12,58)} = 5 \text{ kg}$$

nach einer der Formeln VIII.

Es wird also der zulässige Wert der Schubspannung überschritten, darum werden die vier oberen Eiseneinlagen aufzubiegen sein. Die Stelle, wo dies zu geschehen hat, findet man, wie folgt:

Für 4,5 kg muß nämlich die Vertikalkraft  $\frac{6240 \cdot 4,5}{5} = 5616 \text{ kg}$  betragen.

Dies wird erfüllt, wenn

$$x \cdot 1300 = 6240 - 5616$$

d. h.  $x = 0,5 \text{ m}$  beträgt. Hier sind also die Eisen aufzubiegen. Ob das Eisen fähig ist, die Schubspannungen im aufgebogenen Zustande aufzunehmen, darüber ist die Ansicht geteilt, jedoch nicht unmöglich.

Ein anderes Mittel ist folgendes: Man macht  $b_1$  größer und zwar

$$\frac{5}{4,5} \cdot 25 \approx 28 \text{ cm.}$$

Zwar wird hierdurch das Eigengewicht erhöht, jedoch die Tragkraft des Balkens im höheren Maße auch, so daß sich die Spannungen  $\sigma_a$  und  $\sigma_b$  erniedrigen, andernfalls wiederholt man die Rechnung, um sich davon zu überzeugen. Es wäre dann das Aufbiegen nicht erforderlich. Nichtsdestoweniger ist es zu empfehlen, weil auf den Balkenenden Pressungen möglich sind, welche dort den oberen Teil des Balkens auf Zug beanspruchen, wenn auch die Platte nicht als vollkommen eingespannt gelten kann. Die Haftspannung der vier unteren Eisen kann infolge des Aufbiegens nun berechnet werden und zwar am Auflager, wo sie am größten ist. Sie berechnet sich mit der einfachen, leicht ableitbaren Beziehung

$$\tau_1 = \frac{\tau \cdot b_1}{u} = \frac{25 \cdot 5}{4 \cdot 3,14 \cdot 2,2} = \frac{28 \cdot 4,5}{4 \cdot 3,14 \cdot 2,2} \approx 4,5 \text{ kg/qcm.}$$

Sie entspricht also dem zulässigen Werte.

Hätte man z. B. statt 4 Eisen deren 16 gewählt, so hat jedes 1,1 cm Durchmesser und es wäre dann:

$$\tau_1 = \frac{25 \cdot 5}{16 \cdot 3,14 \cdot 1,1} \approx 2,25 \text{ kg.}$$

Hieraus sieht man, daß man auf diese Weise die Gleitspannung bedeutend verringern kann; ob es aber ratsam ist, darüber läßt sich mangels Erfahrungen nichts behaupten. Es wird daher nochmals empfohlen, sich auf zuverlässiger Erfahrung zu stützen.

Wie man aus dem Beispiele ersehen hat, ist die Berechnung von Plattenbalken auf diesem Wege sehr einfach, Wiederholungen werden für den erfahrenen Rechner nicht erforderlich sein. Die Platte ist als eingespannte Decke von 1,5 m Spannweite zu berechnen; man findet, daß ihre Stärke bei vorliegender Belastung mehr als ausreichend ist.

Was endlich die Berechnung durchgehender Plattenbalken anbelangt, so sind sie sowohl oben als auch unten mit Einlagen zu versehen, weil beiderseits Zugspannungen auftreten. Im allgemeinen empfiehlt es sich, die Einlage durchgehend auszuführen.

Sie sollen nach den Bestimmungen berechnet werden, wie Träger, welche auf mehreren Stützen frei aufliegen. Für gleichmäßig verteilte Belastungen bedient man sich hierzu der Zahlentafeln, von denen solche vom verstorbenen Professor Dr. Winkler angefertigt worden sind, für andere Belastungen gibt es solche nicht. Eigentlich werden sie jedoch als eingeklemmt ausgeführt, weil sie sich mit den Stützen in fester Verbindung befinden, und daher die Momente auch auf die Stützen übertragen werden. Nach Ansicht des Verfassers verhält sich jeder Teil eines solchen Trägers zwischen zwei Stützen, wie ein doppelt eingespannter Träger, wofür die Momente  $\frac{Pl}{12}$  bzw.  $\frac{Pl}{24}$  maßgebend sind. Eine richtige Berechnung der Eiseneinlagen erhält man mit Hilfe der Einflußlinien, namentlich mit Rücksicht auf bewegliche Belastung, falls an Eisen gespart werden soll. Sonst empfiehlt es sich, wie schon erwähnt, die Einlagen oben und unten durchgehend auszuführen. Ueber Einflußlinien müssen wir auf das Schrifttum hinweisen, weil ihre Besprechung über das Ziel des Buches hinausgeht. In den Bestimmungen für die

Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten, zu beziehen vom Verlage von Zement und Beton für 60 Pfennige, findet man einen Plattenbalken aus drei Feldern durchgerechnet. Die Berechnung ist ganz einfach nach der üblichen Weise gemacht, und sind besondere Bemerkungen nicht zuzufügen, nur ist auf die Scheer- und Gleitspannungen nicht näher eingegangen worden. Die Berechnung dieser geschieht auf gleiche Weise, wie wir es am letzten Zahlenbeispiele gezeigt hatten. Ueber Schubspannungen ist nur gesagt, daß sie nachzuweisen sind, wenn Form und Ausbildung der Bauteile ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen lassen. Sie müssen, wenn zu ihrer Aufnahme keine Mittel in der Anordnung der Bauteile selbst gegeben sind, durch entsprechend gestaltete Eiseneinlagen aufgenommen werden.

Wir hatten schon erwähnt, daß bei einfachen Platten es nicht erforderlich ist, auf die Schubfestigkeit näher einzugehen; jedoch ist dies nötig bei Plattenbalken; wir haben gezeigt, daß man, wenn das Abbiegen des Eisens zu dem Zwecke vermieden werden soll, nur den Steg breiter machen muß, damit gegebenenfalls die Spannung von 4,5 kg/qcm gerade erreicht wird. Doch halten wir, wie erwähnt, aus anderen Gründen das Abbiegen für zweckmäßig.

Die Eiseneinlagen sind möglichst so zu gestalten, daß die Verschiebung gegen den Beton schon durch ihre Form verhindert wird. Soweit dies nicht geschieht, ist die Haftspannung rechnerisch nachzuweisen.

Die ungünstigste Form in Bezug auf Haftspannung ist der Kreis, weil er von allen Flächen gleichen Inhaltes den kleinsten Umfang hat. Wenn also für den Kreis der Nachweis geführt ist, so braucht er für einen anderen Querschnitt nicht besonders gebracht zu werden. Man zieht den Kreisquerschnitt jedoch aus praktischen Gründen vor, und soll, nach Ansicht vieler, damit auch am besten fahren. Die Schubspannung darf 4,5 kg für den qcm nicht überschreiten, und wird dennoch größere Festigkeit nachgewiesen, so darf sie nicht über ein Fünftel derselben hinausgehen. Die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung nicht überschreiten.

### Die Berechnung von Säulen aus Eisenbeton.

#### I.

Zunächst sind solche Säulen zu untersuchen, bei denen Belastungen senkrecht zur Achse weder im Beton noch im Eisen Zugspannungen hervorrufen werden, und es sei bemerkt, daß diese Berechnung der folgenden voranzugehen hat. Die Eiseneinlage soll symmetrisch angeordnet sein und der Angriffspunkt A der Kraft beziehungsweise der Mittelkraft von Lasten in einer Symmetrieachse des Betonquerschnitts liegen. Wir beschäftigen uns gleich mit einem solchen Querschnitt, welcher im Betonbau hauptsächlich vorkommt. Wie mit anderen Querschnitten zu verfahren sein wird, kann man aus der Berechnungsweise ersehen, und es ist unmöglich, hier die Sonderfälle eingehend zu behandeln, um so mehr als die Berechnung genau so erfolgt, wie von Querschnitten, die keine Eiseneinlagen enthalten, indem man zweckentsprechend die Eiseneinlage n-fach mal dem Eisenquerschnitt vergrößert, wenn die Elastizitätsziffern gleich 15 ist. Mit diesem so gebildeten Querschnitt verfährt man dann genau so, wie mit Querschnitten aus reinem Beton.

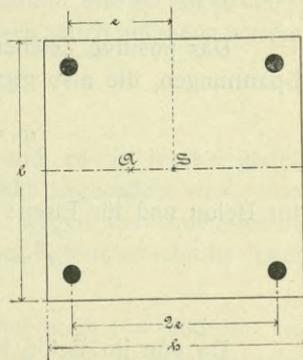


Bild 271.

Man mache in Bild 271 zunächst den Schwerpunkt S des Gesamtquerschnitts zum Angriffspunkt der Einzellast oder Mittelkraft P. Es entsteht dann noch ein Kräftepaar, dessen Moment, wenn  $SA = p$  ist gleich  $P \cdot p$  ist. Die Last P im Schwerpunkt ruft gleichmäßig verteilte Spannungen sowohl im Beton als auch im Eisen hervor; sie ist für Beton:

$$\sigma'_b = \frac{P}{F_b + n \cdot F_e}$$

und für Eisen:

$$\sigma'_e = \frac{n \cdot P}{F_b + n \cdot F_e}$$

wenn  $F_b$  und  $F_e$  die Querschnitte von Beton und von Eisen sind. Das Kräftepaar erzeugt Biegungsspannungen, deren größte Randspannungen im Beton und im Eisen wir mit  $\sigma''_b$  und  $\sigma''_e$  bezeichnen. Zunächst bestimmen wir das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts, und nennen  $2e$  den Abstand zweier Eisens, wie es in Bild 271 angedeutet ist. Es ist:

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} + n \cdot F_e \cdot e^2$$

und es ist weiter das Widerstandsmoment für Beton:

$$W_b = \frac{\frac{b h^3}{12} + n F_e \cdot e^2}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} + \frac{2 n F_e \cdot e^2}{h}$$

und für Eisen:

$$W_e = \frac{\frac{b h^3}{12} + n F \cdot e^2}{e} = \frac{b h^3}{12 e} + n \cdot F_e \cdot e$$

Nun sind die größten im Beton und Eisen vom Kräftepaar erzeugten Spannungen:

$$\sigma''_b = \pm \frac{P \cdot p}{\frac{b h^2}{6} + \frac{2 n \cdot F_e \cdot e^2}{h}}$$

und

$$\sigma''_e = \pm \frac{P \cdot p}{\frac{b \cdot h^2}{12 e} + n \cdot F_e \cdot e}$$

Das positive Zeichen bedeutet Druck und das negative Zug. Die wirklichen Spannungen, die also gleich der zulässigen zu setzen sind, ergeben sich:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + n \cdot F_e} \pm \frac{P \cdot p}{\frac{b \cdot h^2}{6} + \frac{2 n \cdot F_e \cdot e^2}{h}} \quad 1.$$

für Beton und für Eisen:

$$\sigma_e = n \left[ \frac{P}{F_b + n \cdot F_e} \pm \frac{P \cdot p}{\frac{b \cdot h^2}{12 \cdot e} + n F_e \cdot e} \right] \quad 2.$$

Da nun im Beton keine Zugspannungen vorkommen sollen, muß:

$$F_b \cdot \frac{h}{6} + 2n \cdot \frac{F_e \cdot e^2}{h} \geq (F_b + n F_e) \cdot p$$

d. h.

$$\frac{\frac{h}{6} + 2n \cdot \frac{F_e \cdot e^2}{F_b \cdot h}}{1 + \frac{n \cdot F_e}{F_b}} \geq p \dots \dots \dots 3.$$

sein; dann sind übrigens auch im Eisen Zugspannungen unmöglich.

Ist letztere Bedingung nicht erfüllt, so ist eine besondere Berechnungsweise erforderlich, die wir unter II geben wollen.

Ehe wir hier den Fall der zentrischen Belastung erledigen, teilen wir die nötigen Vorschriften mit:

Bei Stützen ist auf die Möglichkeit einseitiger Belastung Rücksicht zu nehmen. Es handelt sich um nicht zentrische Belastung, die namentlich bei Plattenbalken vorkommt; dieselben werden auf die Weise wie vorhin oder auf die noch zu zeigende Art für die Stützen zu berechnen sein.

Die Berechnung auf Knicken soll erfolgen, wenn die Höhe mehr als das Achtzehnfache der kleinsten Querschnittsabmessung der Stütze beträgt. Querverbände, welche geeignet sind, die eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander festzulegen, sind in Abständen von höchstens dem dreißigfachen Betrage des Eisenstabdurchmessers anzubringen.

Zur Berechnung der Stützen auf Knicken ist die Euler'sche Formel anzuwenden. Diese lautet

$$P = \frac{\pi^2 E \cdot J}{s \cdot l^2}$$

Hierin ist  $\pi^2 \approx 10$ , E der Elastizitätsmodul des Betons, gleich dem = 15. Teil des Elastizitätsmoduls von Eisen, für Eisen ist  $E = 2\,100\,000$ , und wird genommen bei Berechnung von Querverbänden, wie wir sehen werden; l ist die Höhe der Säule, und s der Sicherheitsgrad. Maße sind stets Kilogramm und Zentimeter. Wir fügen gleich die weiteren Bestimmungen bei.

In Stützen darf Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Bruchfestigkeit beansprucht werden. Bei Berechnung der Eiseneinlagen auf Knicken ist fünffache Sicherheit nachzuweisen. Es ist also für Beton  $s = 10$  und für Eisen  $s = 5$  zu nehmen.

Wirkt also die Last im Schwerpunkte, so sind hierfür die Formeln:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + n \cdot F_e}$$

und aus dieser abgeleitet,  $\sigma_e = n \cdot \sigma_b$  maßgebend.

Beispiel. Ein Eisenbetonpfeiler, dessen Querschnitt ein Quadrat von 40 cm Seite ist, enthält 4 Rundeisen von zusammen 16 qcm Querschnitt, und sei mit 40 000 kg zentrisch belastet. Die auftretenden Beton- und Eisenspannungen sollen gefunden werden.

Es ist 
$$\sigma_b = \frac{40\,000}{40 \cdot 40 + 15 \cdot 16} = 21,7 \text{ kg}$$

und 
$$\sigma_e = 15 \cdot 21,7 = 325,5 \text{ kg.}$$

Diese Berechnung gilt aber nur für kurze Säulen, und es ist hierbei gleichgültig, ob die Eisen näher oder entfernter vom Schwerpunkt angeordnet sind, wenn sie nur symmetrisch angeordnet sind. Doch wird man wegen der Untersuchung auf Knicken die Eisen so nahe wie möglich am Rande des Betonquerschnitts legen.

## II.

Wir untersuchen nun diese Säule auf Knicken, wobei noch  $l = 500$  cm und  $e = 16$  cm gegeben sein müssen, weil sonst die Berechnung nicht zu machen wäre. Nach der Euler'schen Formel ist:

$$P = \frac{\pi^2 \cdot E_b \cdot J}{s \cdot l^2}$$

Hier ist  $\pi^2 = 10$ ,  $s = 10$ ,  $l = 500^2 = 250\,000$ , und  $E_s = \frac{2\,100\,000}{15} = 140\,000$  zu nehmen.

Weiter ist

$$J = \frac{40^4}{12} + 15 \cdot 4 \cdot 4,00 \cdot 16^2$$

weil 4,00 der Inhalt einer Eiseneinlage ist und 4 Eiseneinlagen vorhanden sind. Wir erhalten:  $J = 274\,773$  qcm, also

$$P = \frac{10 \cdot 140\,000 \cdot 274\,773}{10 \cdot 250\,000} = 153\,873 \text{ kg.}$$

Da nach dem vorigen Beispiele  $P = 40\,000$  ist, so entsteht für Beton keine Knickgefahr. Damit nun auch beim Eisen keine Knickgefahr möglich ist, muß

$$P = \sigma_e \cdot F_e = \frac{\pi^2 \cdot E_e \cdot J_e}{s \cdot l^2} \text{ sein,}$$

wobei jetzt  $E_e = 2\,100\,000$  ist. Nun ist  $s = 5$  zu nehmen. Das Trägheitsmoment eines Rundeisens ist  $J_e = \frac{d^4}{64} \pi$  und  $F_e = \frac{d^2 \pi}{4}$ , also  $\frac{J_e}{F_e} = \frac{d^2}{16}$ . Aus obiger Gleichung haben wir:

$$l^2 = \frac{\pi^2 \cdot E_e \cdot J_e}{s \cdot \sigma_e \cdot F_e}$$

also 
$$l^2 = \frac{10 \cdot 2\,100\,000 \cdot d^2}{5 \cdot 325,5 \cdot 16}$$

weil  $\sigma_e$  nach dem vorigen Beispiele 325,5 kg beträgt. Hieraus ergibt sich  $l = 28,4 \cdot d$

Nun ist  $d = 2,26$  cm (nach der Formel  $\frac{\pi}{4} d^2 = F_e$ ). Wir haben deshalb:  $l = 28,4 \cdot 2,26 = 64$  cm. Um also auch das Knicken der Eisenstäbe zu vermeiden, sind in Abständen von 64 cm Quereisen anzubringen.

### III.

Wir behandeln jetzt den Fall, daß die Last in der Symmetrieachse exzentrisch, d. h. nicht im Schwerpunkte wirkt, und dadurch Zugspannungen im Eisen entstehen müssen.

Wir nehmen auch hier das Zahlenbeispiel, welches in den ministeriellen Bestimmungen mitgeteilt ist, weil wir es noch ergänzen müssen. Es lautet: Ein Eisenbetonpfeiler von  $25 \cdot 25$  cm Querschnitt und mit vier Eiseneinlagen von 2 cm Durchmesser (jeder Querschnitt hat also  $\pi \cdot 1^2 = 3,14$  qcm Inhalt) werde mit 5000 kg exzentrisch und zwar 10 cm aus der Mitte belastet. Es sollen die auftretenden Beton- und Eisenspannungen ermittelt werden.

Nach Formel 3 ist:

$$\frac{\frac{h}{6} + 2 \cdot n \cdot \frac{F_e \cdot e}{F_b \cdot h}}{1 + \frac{n \cdot F_e}{F_b}}$$

zunächst zu berechnen.

Nach Bild 272 ist noch  $e = \frac{19}{2} = 9,5$  cm;

also hat man hierfür:

$$\frac{\frac{25}{6} + \frac{2 \cdot 15 \cdot 4 \cdot 3,14 \cdot 9,5^2}{25^2 \cdot 25}}{1 + \frac{15 \cdot 4 \cdot 3,14}{25^2}} \approx 4,9 \text{ cm.}$$

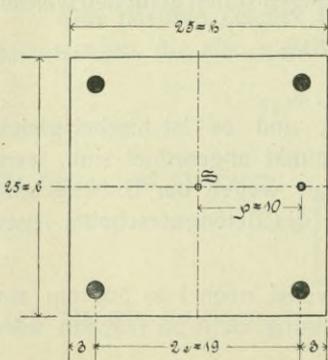


Bild 272.

Da  $p = 19$  cm ist, so ist 4,9 kleiner als  $p$ , deshalb ist die zuerst entwickelte Berechnungsweise nicht zu brauchen, weil im Beton und Eisen unbedingt Zugspannungen vorkommen. Wir verfahren also folgendermaßen:

Wir bestimmen zunächst die Lage der neutralen Achse, die vom gedrückten Rande den Abstand  $x$  haben soll, und erhalten mit Rücksicht auf die Abbildung 273  $\sigma_b : \sigma_{ed} = x : n(x-a)$ , worin  $\sigma_{ed}$  die gleichmäßig verteilte Druckspannung im Eisen ist. Ferner hat man:  $\sigma_b : \sigma_z = x : n(h-a-x)$  und hierin ist  $\sigma_{ez}$  die gleichmäßig verteilte Zugspannung im Eisen;  $\sigma_b$  ist die größte Druckspannung im Beton, die Zugspannung im Beton ist vernachlässigt. Diese beiden Gleichungen waren gleich aus der Abbildung abzulesen.

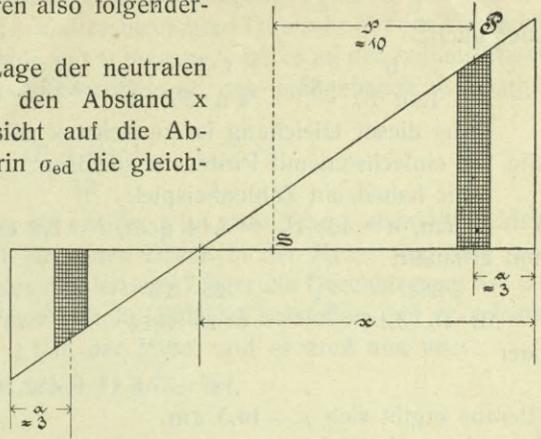


Bild 273.

Es muß nun die Last  $P$  gleich der Druckspannkraft sein, vermindert um die Zugspannkraft, d. h.:

$$P = \frac{b \cdot x}{2} \sigma_b + 2 \cdot n F_e \cdot \sigma_{ed} - 2 n F_e \cdot \sigma_{ez}$$

denn alle Eiseneinlagen sind gleich stark und  $F_e$  ist, wie schon bemerkt, 3,14 qcm. Mit Rücksicht auf die ersten Gleichungen haben wir:

$$P = \frac{b \cdot x}{2} \sigma_b + 2 n F_e \cdot \sigma_b \cdot \left[ \frac{x-a}{x} - \frac{h-a-x}{x} \right]$$

d. h. 
$$\frac{P}{\sigma_b} = \frac{b x}{2} + \frac{2 n F_e}{x} \cdot [2x-h] \quad \alpha.$$

Aus der Beziehung, daß das Moment der Kraft  $P$  gleich ist der algebraischen Summe der statischen Momente der inneren Kräfte, hat man in Bezug auf die neutrale Achse als Momentenachse, wenn  $\frac{b}{2} = e + f$  ist:

$$P \cdot (x-f) = \sigma_b \cdot \frac{b x^2}{3} + 2 F_e \cdot \sigma_{ed} \cdot (x-a) + 2 F_e \cdot \sigma_{ez} \cdot (h-a-x)$$

und setzt man für  $\sigma_{ed}$  und  $\sigma_{ez}$  die Werte ein, so entsteht:

$$P \cdot (x-f) = \sigma_b \cdot \frac{b x^3}{3} + 2 n F_e \cdot \sigma_b \cdot \left[ \frac{(x-a)^2}{x} + \frac{(h-x-a)^2}{x} \right]$$

oder:

$$\frac{P \cdot (x-f)}{\sigma_b} = \frac{b x^3}{3} + \frac{2 n F_e}{x} \cdot (2 x^2 - 2 h x + 2 a^2 + h^2 - 2 a h) \quad \beta.$$

Dividiert man jetzt die Gleichungen  $\alpha$  und  $\beta$  durcheinander, so entsteht:

$$x-f = \frac{\frac{b x^3}{3} + 2 n F_e \cdot (2 x^2 - 2 h x + 2 a^2 + h^2 - 2 a h)}{\frac{b x^2}{2} + 2 n F_e (2 x - h)}$$

oder auch:

$$\begin{aligned} \frac{b x^3}{2} + 2 n F_e \cdot (2 x^2 - h x) - \frac{f b x^2}{2} - 2 n F_e \cdot (2 x f - h f) \\ = \frac{b x^3}{3} + 2 n F_e \cdot (2 x^2 - 2 h x + 2 a^2 + h^2 - 2 a h) \end{aligned}$$

und hieraus folgt:

$$\frac{b x^3}{6} - \frac{f b x^2}{2} - 2 n F_e \cdot (2 f - h) = 2 n F_e \cdot (2 a^2 + h^2 - h \cdot (2 a + f))$$

oder auch:

$$\frac{b}{12 n \cdot F_e} \cdot x^3 - \frac{f \cdot b}{4 n \cdot F_e} \cdot x^2 - x (2 f - h) = 2 a^2 + h^2 - (2 a + f) \cdot h \quad \gamma.$$

Aus dieser Gleichung ist zunächst  $x$  zu berechnen, sie ist vom dritten Grade und am einfachsten mit Probieren zu lösen.

Wir haben ein Zahlenbeispiel:

$b = 25$  cm,  $n = 15$ ,  $F_e = 3,14$  qcm,  $f = 2,5$  cm,  $h = 25$  cm und  $a = 3$  cm gegeben und erhalten:

$$\frac{25}{12 \cdot 15 \cdot 3,14} x^3 - \frac{25 \cdot 2,5}{4 \cdot 15 \cdot 3,14} - (2 - 2,5 - 25) \cdot x = 2 \cdot 3^2 + 25^2 - 25 \cdot 8,5$$

oder

$$x^3 - 7,5 x^2 + 452,16 x = 9734.$$

Hieraus ergibt sich  $x = 16,3$  cm.

Dann ist nach Gleichung  $\alpha$

$$\frac{5000}{\sigma_b} = \frac{25 \cdot 16,3}{2} + \frac{2,15 \cdot 3,14}{16,3} \cdot (2 \cdot 16,3 - 25)$$

d. h.

$$\frac{5000}{\sigma_b} = \frac{25 \cdot 16,3}{2} + \frac{15 \cdot 6,28}{16,6} \cdot 7,6$$

und man erhält

$$\sigma_b = 20,2 \text{ kg.}$$

Dann wird

$$\sigma_{cd} = \sigma_b \cdot \frac{n(x-a)}{x} = 20,2 \cdot \frac{15 \cdot (16,3 - 3)}{16,3}$$

d. h.:

$$\sigma_{cd} = 249 \text{ kg}$$

und endlich ergibt sich

$$\sigma_{ez} = 20,2 \cdot \frac{15 \cdot (25 - 16,3 - 3)}{16,3}$$

oder auch:

$$\sigma_{ez} = 106 \text{ kg.}$$

Da alle Spannungen innerhalb der zulässigen Grenzen liegen, so ist die Stütze ausführbar.

## II. Anwendungen der Berechnungsweise.

**Bestimmung von zuverlässigen Formeln zur Berechnung von sich selbst tragenden und mit Nutzlast versehenen Wänden aus Eisenbeton.**

### I.

Wenn ein Träger belastet ist, so zeigt sich die größte Durchbiegung stets, wenn nicht ganz, so doch sehr nahe an der Mitte. Bei der Entwicklung unserer Formeln wollen wir annehmen, daß diese Durchbiegung tatsächlich genau in der Mitte erfolgt, so daß wir dadurch, wenn auch nicht genau, so doch zuverlässig rechnen. Wenn dicht unter diesem Träger genau daran anschließend ein zweiter sich befindet, so wird von jenem auf diesen ein Druck ausgeübt. Befindet sich eine Mörtelschicht zwischen den beiden Trägern, so veranlaßt sie die Druckübertragung der ganzen Spannweite entlang; in der Wirklichkeit jedoch braucht dies nicht immer einzutreffen; das eine steht aber fest, daß man am sichersten rechnet, wenn man die Druckübertragung nur in der Mitte stattfinden läßt, was, wie gesagt,

hier geschehen soll. Nennt man die Durchbiegung  $f$ , die von der gleichmäßig verteilten Belastung gleich **Eins** des Trägers in der Mitte erzeugt wird, so übt die in der Mitte vereinte Last **Eins** bekanntlich die Durchbiegung  $2 \cdot f$  aus. Ein solcher Träger von überall gleicher Stärke und rechteckigem Querschnitt vom Gewichte  $G$  und der Spannweite  $l$  sei gleichmäßig mit  $P$  belastet. Ist er an den beiden Enden eingeklemmt, so dient zur Querschnittsbestimmung das maßgebende Biegemoment

$$M = \frac{(P + G) \cdot l}{12}$$

Befindet sich unter diesem Träger ein zweiter gleicher Träger ebenfalls beiderseits eingeklemmt, so übt ersterer auf ihn einen Druck in der Mitte aus, den wir mit  $X_1$  bezeichnen, und zugleich erleidet der letztere Träger die Durchbiegung  $X_1 \cdot 2 f$ . Den ersten Träger muß man sich nun mit  $X_1$  entlastet vorstellen und er erleidet eine Durchbiegung:  $(P + G) \cdot f - X_1 \cdot 2 f$  in der Mitte, und es muß nun sein:

$$(P + G) \cdot f - X_1 \cdot 2 f = X_1 \cdot 2 f,$$

woraus sich ergibt:

$$X_1 = \frac{P + G}{4} \quad 1.$$

Die Kraft  $X_1$  erzeugt das größte Biegemoment

$$\frac{X_1 \cdot l}{8},$$

und für den ersten Träger entsteht folgendes größte Biegemoment:

$$M = \frac{P + G}{12} - \frac{X_1 \cdot l}{8}$$

Setzt man für  $X_1$  den entsprechenden Wert ein, so hat man:

$$M_1 = \frac{5}{96} \cdot (P + G) \cdot l \quad 2.$$

Für den zweiten Träger hat man das größte Biegemoment:

$$M_2' = \frac{G \cdot l}{12} + \frac{X_1 \cdot l}{8}$$

d. h. mit Rücksicht auf den Wert für  $X_1$  entsteht hieraus:

$$M_2' = \frac{11 G + 3 P}{96} \cdot l \quad 3.$$

Unter dem zweiten Träger soll nun ein dritter von wiederum gleicher Größe und Gestalt wie die vorigen vorhanden sein, überhaupt sollen alle Träger, die wir hier erwähnen werden, einander gleich und beiderseits eingeklemmt sein. Dann bemerken wir noch, daß die Höchstmomente stets an den Enden stattfinden, und zwar auch dann, wenn sich teilweise Belastung auf den Trägern befindet.

Das Moment  $M_2'$  gilt nur dann, wenn der dritte Träger fehlt; ist er jedoch vorhanden, so entsteht ein anderes maßgebendes Biegemoment, welches wir jetzt ermitteln werden.

Zu diesem Zwecke bringe man in der Mitte des Trägers zwei gleiche, entgegengesetzt gerichtete Kräfte  $X_2$  als Belastungen an, so daß der zweite Träger mit  $G$ ,  $X_1$  und  $-X_2$ , und der dritte Träger mit  $+X_2$  belastet ist. Der zweite Träger erleidet nun die Durchbiegung,  $G \cdot f + X_1 \cdot 2 f - X_2 \cdot 2 f$ , und der dritte Träger die Durchbiegung  $X_2 \cdot 2 f$  und es muß sein:

$$G \cdot f + X_1 \cdot 2 f = X_2 \cdot 2 f, \text{ d. h. } X_2 = \frac{G + 2 X_1}{2}$$

Setzt man für  $X_1$  den vorigen Wert ein, so bekommt man:

$$X_2 = \frac{3G + P}{8} \quad 4.$$

Für den zweiten Träger ergibt sich jetzt das Biegemoment, worunter wir jetzt und später immer das größte verstehen werden:

$$M_2 = \frac{P \cdot 1}{12} + \frac{X_1 \cdot 1}{8} - \frac{X_2 \cdot 1}{8}$$

Setzt man für  $X_1$  und  $X_2$  die Werte ein, so erhält man:

$$M_2 = \frac{13G + 3P}{192} \cdot 1 \quad 5.$$

Dies ist das maßgebende Biegemoment für den zweiten Träger, wenn der dritte Träger vorhanden ist. Ist kein vierter Träger da, so ist für den dritten Träger das maßgebende Biegemoment:

$$M_3' = \frac{G \cdot 1}{12} + \frac{X_2 \cdot 1}{8}$$

und mit Rücksicht auf den Wert für  $X_2$  entsteht hieraus:

$$M_3' = \frac{25G + 3P}{192} \cdot 1 \quad 6.$$

Führt man so weiter fort, so erhält man:

$$X_n = \frac{G}{2} + \frac{P - G}{2^{n+1}} \quad I.$$

und es sind die Kräfte  $X_n$  angebracht zu denken einerseits an dem  $n$ ten und andererseits an dem  $(n + 1)$ ten Träger, wobei  $n$  eine ganze positive Zahl von Eins an aufwärts ist.

Weiter erhält man:

$$M_n = \frac{G \cdot 1}{12} + \frac{(P - G) \cdot 1}{2^{n+4}} \quad II.$$

Dieses maßgebende Biegemoment gilt für eine positive ganze Zahl, jedoch nicht von Eins, sondern von Zwei an aufwärts, und zwar für den  $n$ ten Träger, wenn sich darunter ein oder beliebig viele andere Träger befinden.

Endlich hat man:

$$M'_{n+1} = \frac{7}{48} \cdot G \cdot 1 + \frac{(P - G) \cdot 1}{2^{n+1}} \quad III.$$

Dieses Biegemoment gilt für eine ganze positive Zahl  $n$  von Eins an, und zwar wenn sich darunter kein anderer Träger befindet.

Ist die selbsttragende Wand mit  $P = G$  belastet, so dient zur Querschnittsbestimmung jedes Trägers, weil ja alle von derselben Beschaffenheit sind, das Moment:

$$M' = \frac{7}{48} \cdot G \cdot 1$$

aus voriger Gleichung, und man wird es auch dann benutzen, wenn  $P = 0$  ist. In Wirklichkeit ist es ja etwas kleiner, und zwar um so kleiner, je mehr Schichten vorhanden sind, aus welchen die Wand besteht; jedenfalls rechnet man sicherer damit.

Aus der Gleichung für  $M_n$  erkennt man, daß dieses Moment am größten für  $n = 2$  ist, und es wird daher neben Gleichung 2 die Gleichung 5 für die Querschnittsberechnung maßgebend sein. Man muß Gleichung 2 benutzen, wenn  $M_1 \geq M_2$ , d. h.

$$\frac{5}{96} (P + G) \cdot 1 \geq \frac{13G + 3P}{192} \cdot 1$$

ist. Hieraus findet man, daß wenn  $P \geq \frac{3}{7} G$  ist, die Gleichung 2 benutzt werden muß. In der Praxis wird man die sich selbst tragende Wand mit viel mehr als  $\frac{3}{7} G$  belasten, so daß Gleichung 2 maßgebend ist. Dann muß aber nach Gleichung III gerechnet werden, und soll trotzdem Gleichung 2 maßgebend sein, so muß  $M_1 \geq M'_{n+1}$  d. h.

$$\frac{5}{96} (P + G) \cdot l \geq \frac{7}{48} G \cdot l + \frac{P - G}{2^{n+4}} \cdot l$$

sein. Hieraus entsteht:

$$\frac{5}{3 \cdot 2^5} P + \frac{5}{3 \cdot 2^5} G \geq \frac{7 \cdot G}{3 \cdot 2^4} + \frac{P}{2^{n+4}} - \frac{G}{2^{n+4}}$$

oder auch:

$$P \cdot \left( \frac{5}{6} - \frac{1}{2^n} \right) \geq G \cdot \left( 3 - \frac{1}{2^n} \right)$$

d. h.

$$P \geq 3 G \cdot \frac{3 \cdot 2^n - 1}{5 \cdot 2^n - 1 - 3}$$

wobei, wie schon erwähnt wurde,  $n$  von Eins an gilt. Wie man sieht, ist  $\frac{3 \cdot 2^n - 1}{5 \cdot 2^n - 1 - 3}$  ein unechter Bruch, und am größten für  $n = 1$ .

Man findet dann:

$$P \geq 3 \cdot G \cdot \frac{6 - 1}{5 - 3}, \text{ d. h. } P \geq 7,5 G.$$

Da man in der Praxis stets  $P \geq 7,5 G$  nehmen wird, **so ist zur Querschnittsbestimmung das Biegemoment**

$$M = \frac{5}{96} \cdot (P + G) \cdot l$$

allein zu benutzen.

## II.

Gewöhnlich wird man sich selbsttragende Wände zwischen festen Mauern ausführen, und über einen Probeversuch mit einer solchen wollen wir nachher berichten. Jedoch kann man sie auch zwischen zwei Stützen anbringen, und es muß dann eine eiserne Zugstange unten vorhanden sein, damit die Stützen nicht auseinandergehen. Wir wollen jetzt die Kraft berechnen, die in der Zugstange wirkt. Wir hatten schon mitgeteilt, daß die berechneten und maßgebenden Biegemomente in den Auflagern stattfinden und von diesen Momenten werden die Stützen beansprucht. Sie lassen sich zusammenzählen und ergeben folgendes Moment:

$$M = \frac{5}{96} \cdot (P + G) \cdot l + \sum_2^n \left( \frac{G \cdot l}{12} + \frac{(P - G) \cdot l}{2^{n+4}} \right) + \frac{7}{48} \cdot G l + \frac{P - G}{2^{n+4}} \cdot l.$$

Diese Gleichung erhält man mittels der Formeln 2, II und III, und es ist bekanntlich  $n$  mindestens gleich zwei. Hieraus entsteht:

$$M = \frac{5}{96} \cdot P l + \frac{5}{96} \cdot G \cdot l + \frac{14}{96} \cdot G l + \frac{P \cdot l}{2^{n+4}} - \frac{G \cdot l}{2^{n+4}} + (n - 2) \cdot \frac{G \cdot l}{12} + (P - G) \cdot l \cdot \left( \frac{1}{2^6} + \frac{1}{2^7} + \frac{1}{2^8} \cdots + \frac{1}{2^{n+4}} \right)$$

d. h.

$$M = \frac{5}{96} \cdot P \cdot l + \frac{19}{96} \cdot G \cdot l + \frac{P \cdot l}{2^{n+4}} - \frac{G \cdot l}{2^{n+4}} + (n - 2) \cdot \frac{G \cdot l}{12} + \frac{(P - G) \cdot l}{2^5} \cdot \left( 1 - \frac{1}{2^{n+1}} \right)$$

Der Beitrag von der Belastung P ist nun:

$$P \cdot l \cdot \left( \frac{5}{3 \cdot 2^5} + \frac{1}{2^{n+4}} + \frac{1}{2^5} - \frac{1}{2^{n+4}} \right) = \frac{P \cdot l}{12}$$

und der Beitrag von jedem Trärgewichte ist:

$$G \cdot l \cdot \left( \frac{19}{3 \cdot 2^5} - \frac{1}{2^{n+4}} + \frac{n}{12} - \frac{1}{6} - \frac{1}{2^5} + \frac{1}{2^{n+4}} \right) = \frac{n \cdot G \cdot l}{12}$$

was man übrigens durch einfache Ueberlegung schon vorher ersehen konnte; also hat man:

$$M = \frac{1}{12} \cdot (P + n \cdot G).$$

Befindet sich die Zugstange **unmittelbar** unter der letzten Trägerschicht, und hat jede Schicht die Höhe h, so ist die Zugkraft in der eisernen Stange:

$$Q = \frac{(P + n \cdot G) \cdot l}{12 \cdot n \cdot h}$$

d. h.

$$Q = \frac{1}{12 \cdot h} \cdot \left( G + \frac{P}{n} \right) \text{ IV.}$$

Hiernach kann ihr Querschnitt ermittelt werden.

Die freitragende Wand für den Probeversuch an dem Neubau eines städtischen Feuerwehrgebäudes in Berlin setzte sich aus prismatischen Körpern zusammen, welche in Form von Betondielen ausgebildet waren. Die Dielen sind schichtweise angeordnet und mit Zementmörtel verfugt worden. Auf jede Schicht entfallen immer zwei wagerecht durchgehende Rundeisen, welche in den Fugenmörtel eingebettet und in den die freitragende Wand begrenzenden Wänden oder Pfeilern verankert sind. Infolge dieser Anordnung kann man jede Steinschicht als beiderseits eingespannten Balken ansehen. Damit die in jeder Schicht auftretenden Zugspannungen entsprechend den ministeriellen Bestimmungen nur von der Eiseneinlage aufgenommen werden, müßten die Eiseneinlagen nach den für Betonbau geltenden Bedingungen, wie aus Bild 274 unter 1 ersichtlich, angeordnet sein. Dieser Anforderung ist

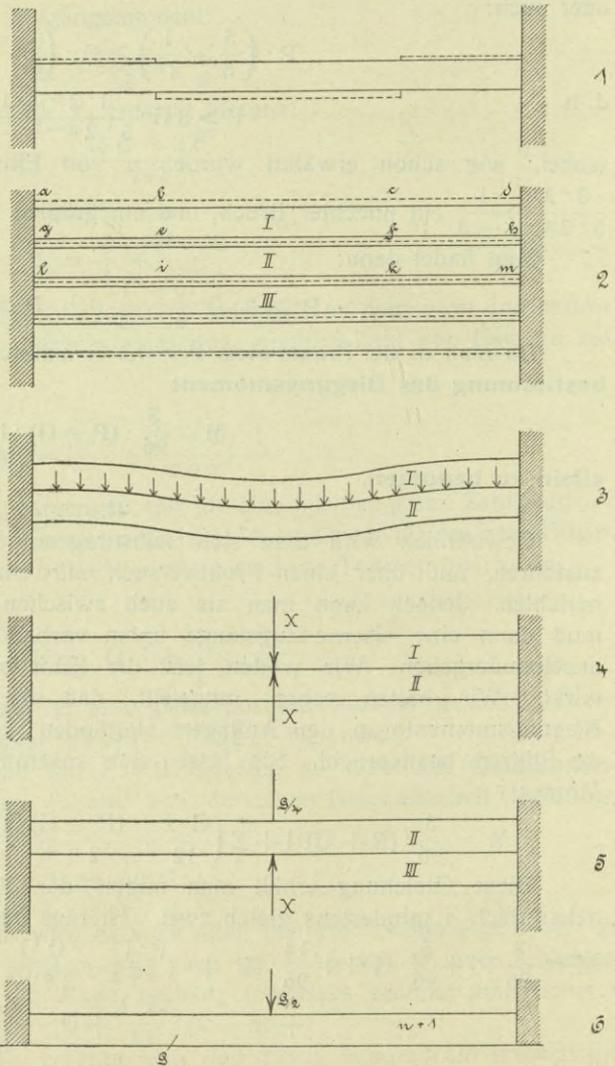


Bild 274.

bei den sich selbst tragenden Wänden völlig Genüge geleistet, wie durch eine Betrachtung derselben Abbildung unter 2 ersichtlich ist. Die Eiseneinlagen sind

immer punktiert angedeutet. Es gehören die Eisenteile a—b und c—d zusammen mit e—f zur Schicht I, während g—e und f—h zusammen mit i—k die für die Schicht II erforderliche Eiseneinlage bilden. An den Punkten b, c, e, f, i und k können daher auch die Rundeisen unbeschadet der Festigkeit durchschnitten sein.

Für die Berechnung sind die ministeriellen Bestimmungen vom 16. April 1904 benutzt. Sie wurde gemacht für unbelastete Wände und hiernach geschah die Ausführung. Wir hatten das maßgebende Biegemoment  $\frac{7 \cdot G \cdot l}{48}$  gefunden. Ist der Eisenquerschnitt für eine Schicht  $F_e$  und der Querschnitt jeder Schicht  $F_b$  gegeben, so hat man folgende Gleichungen:

$$m = \frac{n \cdot F_e}{F_b} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 F_b}{n \cdot F_e}} \right)$$

und 
$$M = m \cdot (3 - m) \cdot \sigma_b \cdot W_b$$

und 
$$\sigma_e = \sigma_b \cdot n \cdot \frac{1 - m}{m}$$

nach der vorhergehenden, den ministeriellen Bestimmungen entsprechenden Rechnungsweise. Hierin sind also  $\sigma_e$  und  $\sigma_b$  die größten Spannungen für Eisen bzw. Beton,  $W_b$  das Widerstandsmoment des Betonquerschnittes; hat dieser also  $h$  zur Höhe und  $b$  zur Breite, so ist

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6},$$

$m$  bedeutet den Bruchteil des Querschnitts, welcher nur auf Druck beansprucht wird, und endlich ist  $n$  das Verhältnis der Elastizitätsmodul von Eisen zu Beton, und nach den ministeriellen Bestimmungen gleich 15 zu nehmen.

Die Wand war für  $l = 4$  m Spannweite ausgeführt, und bestand aus Betondielen von 100 cm Länge und 5 cm Dicke. Das Gewicht jeder Diele betrug 16,6 kg. Als Eiseneinlage kam in jeder Fuge je ein Rundeisen von 5 mm Durchmesser zur Verwendung. Nach der ersten Gleichung ist:

$$m = \frac{15 \cdot 0,196}{5 \cdot 25} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 5 \cdot 25}{15 \cdot 0,196}} \right) = 0,1945.$$

Nach der zweiten Gleichung ist, weil  $G = 4 \cdot 16,6 \approx 66,5$  kg ist

$$\frac{7}{48} \cdot 66,5 \cdot 400 = 0,1945 \cdot 2,8055 \cdot \frac{5 \cdot 25^2}{6} \cdot \sigma_b$$

woraus folgt:

$$\sigma_b = 13,64 \text{ kg/qcm.}$$

Nach der dritten Gleichung ist:

$$\sigma_e = 13,64 \cdot 15 \cdot \frac{0,8055}{0,1945} = 847 \text{ kg/qcm.}$$

Die Scheerspannung ist:

$$\tau = \frac{3}{25} \cdot \frac{66,5}{5} = 0,4 \text{ kg/qcm.}$$

Alle diese Werte sind innerhalb der zulässigen Grenzen. Die Wand bestand aus zwei Teilen, war also eine Doppelwand und die Teile waren in ihren Mitten 0,5 m von einander entfernt. Sie wurden, obgleich ohne Last berechnet, doch belastet und trugen 3000 kg. Risse zeigten sich nach dieser Belastung in dem ersten Träger an den Auflagern dem Wesen des Eisenbetons entsprechend. Eine weitere Belastung war nicht möglich, weil die vorhandene bis an die Decke reichte, daher nicht mehr vermehrt werden konnte. Die Wand bestand aus vier Schichten, war also zwei Meter hoch und ungefähr einen halben Meter über dem Erdboden freischwebend.

Es zeigte sich nicht die geringste Durchbiegung trotz der ungeheuren nicht vorhergesehenen Last. Selbstverständlich waren die Schichten, namentlich die oberste, über die zulässige Grenze beansprucht, und wäre es möglich gewesen, die Belastung zu vergrößern, so müßte mit dem vollständigen Abreißen der obersten Schicht eine sofortige und gleichzeitige Zerstörung der drei unteren Schichten vorgekommen sein. Eine bemerkbare Durchbiegung der unteren Schicht, die man ja hätte messen können, wäre dabei nicht eingetreten, weil sie ja verhältnismäßig sehr wenig beansprucht war. Seitliche Bewegungen der Wand waren nicht vorhanden, dagegen war dies der Fall bei einer 7,5 m langen, sich selbsttragenden Wand, bei der jedoch Probelastungen nicht vorgenommen wurden.

Bemerkung. Diese Berechnungsweise entspricht den ministeriellen Bestimmungen, nach denen die Zugbeanspruchungen im Beton unberücksichtigt werden sollen, sodaß das Eisen die Zugspannungen gewissermaßen allein auszuhalten hat. Meiner Ansicht nach wird das Eisen wenig beansprucht, dagegen wird Beton gezwungen, die Zugspannungen auch auszuhalten, und es ergibt sich für die Beanspruchung des Betons auf Zug und Druck die Gleichung:

$$\frac{7}{48} \cdot 66,5 \cdot 400 = \sigma_b \cdot \frac{5 \cdot 25^2}{6}$$

woraus folgt:

$$\sigma_b = \frac{7 \cdot 66,5 \cdot 400 \cdot 6}{48 \cdot 5 \cdot 625} = 7,4 \text{ kg/qcm.}$$

Diese Beanspruchung, also wohlgernekt **auch auf Zug**, wird aber lange nicht erreicht, weil wir ja von vornherein mit sehr großer Sicherheit gerechnet hatten.

Bedenkt man ferner, daß sich in den unbeweglichen Pfeilern, zwischen denen sich die freitragenden Wände befanden, Gewölbewirkung bemerkbar machen mußte, so braucht man sich über die ungeheuerere Belastung, welche die Wände noch aushalten konnten, nicht zu wundern.

Man mache den Versuch, lasse also die Eiseneinlagen fort, und man wird meine Ansicht bestätigt finden. Endlich wird noch darauf aufmerksam gemacht, daß das Moment  $\frac{Pl}{12}$  für den beiderseits eingespannten Balken nur dann genommen werden darf, wenn, wie wir vorher gezeigt hatten,  $m \geq 0,44$  ist, was bei der Berechnungsweise nicht eintritt, weil wir  $m = 0,1945$  gefunden hatten, daher ist sogar das Moment größer als  $\frac{Pl}{12}$ .

### Bestimmung der Tiefe eines Stabes im Fundamente, welcher von einer wagerechten Kraft beansprucht wird.

#### I.

Die zu bestimmende Tiefe des Stabes nennen wir  $t$ , und die im Punkte A (Bild 275 Seite 141) angreifende wagerechte Kraft  $P$  soll von der Erdoberfläche den Abstand  $p$  haben. Die Kraft veranlaßt eine Drehung des Stabes um einen noch unbekanntem Punkt O, dessen Abstand von der Erdoberfläche  $\overline{OB} = x$  sein möge. Nennen wir noch  $y$  den Abstand des Punktes O von dem unteren Ende des Stabes C, so ist

$$t = x + y$$

zu setzen.

In B findet offenbar die größte Spannung des Stoffes, in dem der Pfahl steckt, statt; wir nennen sie  $k$  und machen mit der Wagerechten durch B die

Strecke  $\overline{BD} = k$ , hierauf ziehe man  $\overline{DO}$  bis zum Schnittpunkte E mit der Waagrechten durch C, so ist  $\overline{CE} = k \cdot \frac{y}{x}$  die Spannung in diesem Punkte, wenn wir

wie immer das Hooke'sche Gesetz der Untersuchung zu Grunde legen. Die Dreiecke O B D und O C E geben übrigens die Spannungsverteilung innerhalb der Strecke  $\overline{BC}$  an. Innerhalb  $\overline{BO}$  wird die Kraft X hervorgerufen, welche entgegengesetzt zu P wirkt, und innerhalb der Strecke  $\overline{CO}$  die Kraft Y gleichgerichtet zu P und es haben diese Kräfte von O die Abstände  $\frac{2}{3} x$  und  $\frac{2}{3} y$ . Die Grundgleichungen, die wir der Berechnung zu Grunde zu legen haben, sind:

$$X - Y = P$$

und  $P \cdot (p + x) = X \cdot \frac{2}{3} \cdot x + Y \cdot \frac{2}{3} \cdot y$ .

Ist nun b die Breite des Stabes, so ist:

$$X = \frac{1}{2} x \cdot k \cdot b \text{ und } Y = \frac{1}{2} y \cdot k \cdot \frac{y}{x} \cdot b.$$

Die Kräfte sind nämlich mit Prismen identisch, die beide die Höhe b und die Dreiecke O B D und O C E zu Grundflächen haben.

Es ergibt sich deswegen:

$$\frac{1}{2} \cdot k \cdot b \cdot \left( x - \frac{y}{x} \right) = P$$

und  $P \cdot (p + x) = \frac{1}{3} \cdot k \cdot b \cdot \left( x^2 + \frac{y^3}{x} \right)$

aus den Grundgleichungen, oder auch:

$$\frac{P}{k \cdot b} = \frac{x^2 - y^2}{2x}$$

und  $P \cdot (p + x) = \frac{k \cdot b}{3 \cdot x} \cdot (x^3 + y^3)$ .

Dividiert man diese beiden Gleichungen durcheinander, so entsteht:

$$p + x = \frac{2 \cdot (x^2 - xy + y^2)}{3 \cdot (x - y)}$$

Man setze:  $\frac{P}{k \cdot b} = \alpha$  1),

wobei  $\alpha$  eine Strecke ist und hat jetzt folgende Formeln:

$$x^2 - y^2 = 2 \alpha \cdot x$$

und  $p = \frac{y^2 + xy - 2 \alpha \cdot x}{3 \cdot (x - y)}$ .

Aus letzter Gleichung folgt:

$$x = \frac{y \cdot (y + 3 p)}{3 p + 2 \alpha - y} \quad 2)$$

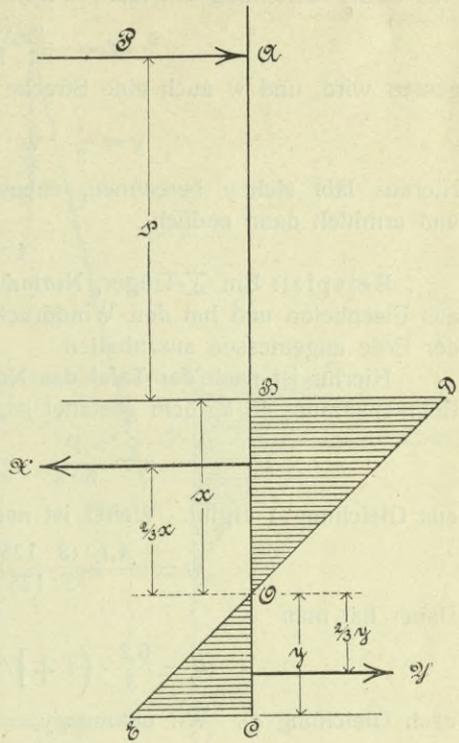


Bild 275.

so daß man erhält:

$$\frac{y^2 \cdot (y + 3 p)^2}{((3 p + 2 \alpha) - y)^2} - y^2 = 2 \alpha \cdot \frac{y (y + 3 p)}{(3 p + 2 \alpha) - y}$$

Aus dieser Gleichung hat man, wenn:

$$\frac{\alpha \cdot (3 p + 2 \alpha)}{2 p + \alpha} = w \quad 3)$$

gesetzt wird, und w auch eine Strecke bedeutet, nach mehrfacher Umformung:

$$y = \frac{1}{3} \cdot w \cdot \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{9 \cdot p}{w}} \right] \quad 4)$$

Hieraus läßt sich y berechnen, ebenso findet man mit Gleichung 2 die Strecke x und ermittelt dann endlich

$$t = x + y.$$

Beispiel: Ein I-Träger, Normalmaß Nr. 18 dient als Pfeiler einer Feldwand aus Eisenbeton und hat den Winddruck 1400 kg/qm im Abstände p = 1,25 m von der Erde angemessen auszuhalten.

Hierfür ist nach der Tafel das Normalmaß b = 8,6 cm, so daß sich, wenn die Betonspannung 40 kg/qcm gestattet ist, zunächst

$$\alpha = \frac{P}{b \cdot k} = \frac{1400}{8,6 \cdot 40} = 4,1 \text{ cm}$$

aus Gleichung 1 ergibt. Weiter ist nach Gleichung 3)

$$w = \frac{4,1 \cdot (3 \cdot 125 + 2 \cdot 4,1)}{2 \cdot 125 + 4,1} = 6,2 \text{ cm.}$$

Daher hat man

$$y = \frac{6,2}{3} \cdot \left( 1 + \sqrt{1 + \frac{9 \cdot 125}{6,2}} \right) = 29,9 \text{ cm}$$

nach Gleichung 4). Wir nehmen y = 30 cm und haben aus Gleichung 2)

$$x = \frac{30 \cdot (30 + 3 \cdot 125)}{3 \cdot 125 + 2 \cdot 4,1 - 30} = 35 \text{ cm}$$

also ist endlich

$$t = 30 + 35 = 65 \text{ cm.}$$

Anwenden läßt sich diese Berechnung auch auf Nägel, ferner Mauerpfeiler, Telegraphenstangen usw., welche in der Erde befestigt sind, wobei aber k = 2,5 kg für den qcm gewöhnlich gestattet ist. Bei Körpern mit kreisrundem Querschnitte nehme man vorteilhaft b zum Durchmesser. Bei Nägeln könnte man p = 0 nehmen, dann ist

$$w = 2 \alpha, y = \frac{2}{3} w = \frac{4}{3} \alpha, x = \frac{3}{2} \text{ also } t = 4 \alpha = \frac{4 P}{k \cdot b}.$$

## II.

Der Stab befindet sich nun in einem Betonklotz, dessen Gestalt ein gerades Prisma von rechteckiger Grundfläche und der ermittelten Höhe t oder einer größeren aber ja nicht einer kleineren Höhe sein darf. Der Betonklotz ist wiederum von Erde umgeben. Man vernachlässigt nun im allgemeinen den Widerstand, der von der seitlichen Erde geleistet wird zur Bestimmung der Standfestigkeit des Klotzes, wodurch man sicherer rechnet. Wir wollen aber ein Verfahren angeben, wie man ohne Vernachlässigung des seitlichen Erdwiderstandes die Standfestigkeit des Klotzes bestimmen kann. Der seitliche Widerstand wird vom Winddruck veranlaßt, und dieser in Verbindung mit dem Eigengewicht des Klotzes und seiner Belastung bewirkt ein Drehen des Klotzes um einen Punkt, den wir in der Abbildung 276 mit X bezeichnen. Hierbei setzen wir voraus, daß von vornherein

neben  $P$  das Gesamtgewicht des Klotzes nebst Belastung, nämlich  $G$  bekannt sein sollen. Es muß also die Gestalt des Klotzes gegeben sein, so daß die Berechnungsweise, die wir mitteilen werden, mehr eine Nachprüfung ist, ob die zulässige Spannung (also für Erde ungefähr  $2,4 \text{ kg/qcm}$ ) nicht überschritten wird. Wir dürfen hierbei ferner nur zwei Kanten, also nach Richtung der Kraft  $P$  nur die Kanten  $\overline{AB}$  und  $\overline{BC}$  berücksichtigen. Wirkt also die Kraft  $P$  entgegengesetzt, was ja bei Pfeilern eintritt, denn der Wind ändert seine Richtung, so sind die Kanten  $\overline{DC}$  und  $\overline{CB}$  als beansprucht anzunehmen. Es kommt dies daher, weil die Zugspannung der Erde unbedingt zu vernachlässigen ist. Sie zeigt sich nämlich nur als Haftspannung und ist höchstens bei nassem Boden wirkend, bei trockenem Boden jedoch gleich Null. Man fällt von  $\times$  auf  $\overline{AB}$  und  $\overline{BC}$  die Lote  $\overline{\times F}$  bzw.  $\overline{\times G}$  und setzt  $\overline{AF} = x$  und  $\overline{GB} = y$ . Auf der Verlängerung von  $\overline{AD}$  macht man dann  $\overline{AJ}$  gleich der in A vorkommenden Spannung und zieht  $\overline{JF}$ , so gibt diese Linie die Spannungsverteilung innerhalb der Strecke  $\overline{AF}$  an. Dann macht man auf der Verlängerung von  $\overline{AB}$  die Strecke  $\overline{BK}$  gleich der in B vorkommenden Spannung und  $\overline{KG}$ , so gibt diese Gerade die Spannungsverteilung innerhalb der Strecke  $\overline{BG}$  an. Es sind demnach in F und G die Druckspannungen gleich Null. Die vorkommenden Schubspannungen vernachlässigen wir, wodurch sicherer gerechnet wird. Wir nennen  $\sigma$  die Druckspannung im Abstände Eins von  $\times$ , so ist die Spannung in A gleich  $x \cdot \sigma$  und in B gleich  $y \cdot \sigma$ , und beide Spannungen dürfen die zulässige Grenze nicht überschreiten.

Nennen wir  $b'$  die Breite des Klotzes, also die Ausmessung senkrecht zur Papierfläche, so ist die Mittelkraft aller Spannkkräfte innerhalb  $\overline{AF}$  gleich  $\sigma \cdot b' \cdot \frac{x^2}{2}$  und die Mittelkraft aller Spannkkräfte innerhalb der Strecke  $\overline{GB}$  gleich  $\sigma \cdot \frac{b' \cdot y^2}{2}$ . Beide Mittelkräfte treffen sich in N und es ist hierbei  $FU = \frac{2}{3} \cdot x$  und  $GV = \frac{2}{3} \cdot y$ , wenn U und V die bezüglichen Angriffspunkte der Mittelkräfte auf ihren Kanten sind. Man bilde jetzt den Angriffspunkt M von P und G, so muß sowohl

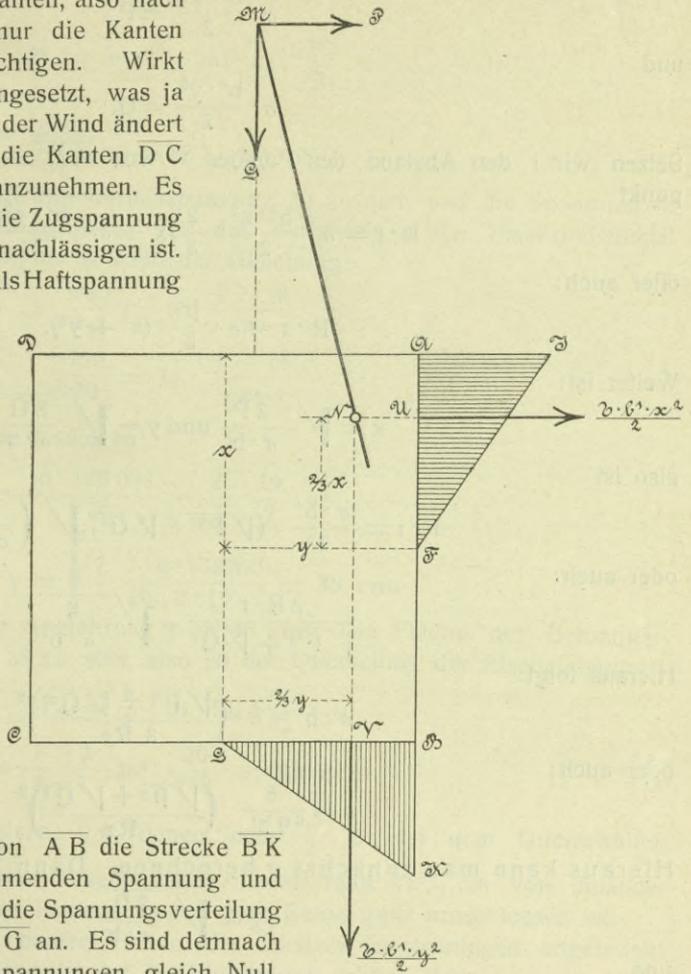


Bild 276.

Man bilde jetzt den Angriffspunkt M von P und G, so muß sowohl

die Mittelkraft R dieser Kräfte, als auch die Mittelkraft der Spannkkräfte  $\sigma \cdot \frac{b' \cdot x^2}{2}$  und  $\sigma \cdot \frac{b' \cdot y^2}{2}$  die Gerade  $\overline{MN}$  zur Kraftlinie haben: Weiter ist:

$$\sigma \cdot \frac{b' \cdot x^2}{2} = P$$

und

$$\sigma \cdot \frac{b' \cdot y^2}{2} = G.$$

Setzen wir r den Abstand des Punktes X von  $\overline{MN}$ , so ist für X als Momentenpunkt

$$R \cdot r = \sigma \cdot \frac{b' \cdot x^2}{2} \cdot \frac{2}{3} x + \sigma \cdot \frac{b' \cdot y^2}{2} \cdot \frac{2}{3} y$$

oder auch:

$$R \cdot r = \sigma \cdot \frac{b'}{3} \cdot (x^3 + y^3).$$

Weiter ist:

$$x = \sqrt[3]{\frac{2P}{\sigma \cdot b'}} \quad \text{und} \quad y = \sqrt[3]{\frac{2G}{\sigma \cdot b'}}$$

also ist

$$R \cdot r = \frac{\sigma \cdot b'}{3} \cdot (\sqrt[3]{P^3} + \sqrt[3]{G^3}) \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\sigma \cdot b'}\right)^3}$$

oder auch:

$$\frac{3 R \cdot r}{\sqrt[3]{P^3} + \sqrt[3]{G^3}} = \sqrt[3]{\frac{8}{\sigma \cdot b'}}$$

Hieraus folgt:

$$\sigma \cdot b' = 8 \cdot \left(\frac{\sqrt[3]{P^3} + \sqrt[3]{G^3}}{3 R r}\right)^2$$

oder auch:

$$\sigma = \frac{8}{9 b'} \left(\frac{\sqrt[3]{P^3} + \sqrt[3]{G^3}}{R r}\right)^2 \quad 1)$$

Hieraus kann man zunächst  $\sigma$  berechnen. Dann findet man:

$$x = \sqrt[3]{\frac{2P}{\sigma \cdot b'}} \quad 2)$$

und

$$y = \sqrt[3]{\frac{2G}{\sigma \cdot b'}} \quad 3)$$

und hat für die Spannungen in A und B die Werte:  $\sigma \cdot x$  und  $\sigma \cdot y$ . Befinden sich beide innerhalb der zulässigen Grenzen, so kann man die gewählten Ausmessungen des Klotzes nehmen, andernfalls sind sie zu ändern und ist die Berechnung auf diesem Wege zu wiederholen, bis man den Zweck erreicht hat.

### Statische Berechnung einer Einfriedigung aus Eisenbeton als Zahlenbeispiel.

Vom Winddruck wird beansprucht ein Rechteck von der Breite  $l = 2,3$  m und der Höhe  $h = 2$  m. Der Winddruck soll 300 kg/qm betragen. Der Winddruck auf das Rechteck ist demnach  $2 \cdot 2,3 \cdot 300 = 1380$  kg. Das Höchstmoment für den Pfeiler, welchen man sich als eingeklemmt vorstellen muß, ist daher:

$M = \frac{200 \cdot 1380}{2} = 138\,000 \text{ kg/cm}$ . Die Tiefe  $t$  des Pfeilers ist nach der vorher erläuterten Berechnungsart zu bestimmen. Nennen wir  $y$  die Seite des Pfeilers von quadratischem Querschnitt, so ist, wenn  $\sigma_b$  die größte Betonspannung bedeutet:

$$M = m(3 - m) \cdot \sigma_b \cdot \frac{y^3}{6}$$

woraus folgt:

$$\frac{6M}{\sigma_b} = m(3 - m) \cdot y^3.$$

Wir nehmen hier die Betondruckspannung  $20 \text{ kg/qcm}$  und die Spannung in der Eiseneinlage  $\sigma_b = 750 \text{ kg/qcm}$ . Da das Verhältnis  $n$  der Elastizitätsmodel von Eisen und Beton 15 ist, so ist nach der Gleichung:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1 - m}{m}$$

$$\frac{750}{20} = 15 \cdot \frac{1 - m}{m}$$

also  $m = \frac{2}{7}$ . Wir haben deswegen:

$$\frac{6 \cdot 138\,000}{20} = \frac{2}{7} \cdot \frac{19}{7} \cdot y^3$$

also

$$y = \sqrt[3]{\frac{7 \cdot 7 \cdot 6 \cdot 138\,000}{20 \cdot 2 \cdot 19}} = 38 \text{ cm}.$$

Wir nehmen für die Ausführung  $y = 40 \text{ cm}$ . Die Fläche des Betonquerschnitt  $F_b$  braucht nur  $38 \cdot 38$  zu sein, also ist der Querschnitt der Eiseneinlage:

$$F_e = \frac{1}{2} \cdot m \cdot F_b \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_a}$$

oder auch:

$$F_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{7} \cdot 38^2 \cdot \frac{20}{750} = 5,5 \text{ qcm}.$$

Wir nehmen 4 Rundeisen, von denen jedes  $\frac{5,5}{4} = 1,4 \text{ qcm}$  Querschnittsfläche hat. Die benachbarten Eiseneinlagen mache man  $12\frac{2}{3} \text{ cm}$  von einander entfernt, damit das Eisen des Rostens wegen vom Beton ganz umschlossen ist.

Es müssen aber an beiden Enden des Pfeilers Eiseneinlagen angebracht werden, weil der Wind beiderseits auf die Einfriedung wirken kann.

Wir gehen jetzt über zur Berechnung der Stärke  $Z$  der Zwischenwand. Ihre Breite ist  $1,5 \text{ m}$  und die Höhe wiederum  $2 \text{ m}$ ; also ist der Winddruck  $2 \cdot 1,5 \cdot 300 = 900 \text{ kg}$ . Der Sicherheit wegen nehmen wir an, daß die Zwischenwand auf den Endpfeilern frei aufliegt, und haben so für das Höchstbiegemoment:

$$M_1 = \frac{900 \cdot 150}{8} = 16\,860 \text{ kg/cm}.$$

Jetzt lautet die Gleichung zur Ermittlung von  $Z$ :

$$\frac{6M_1}{\sigma_b \cdot h} = m \cdot (3 - m) \cdot Z^2.$$

Nimmt man  $\sigma_b = 20 \text{ kg}$ ,  $\sigma_a = 750 \text{ kg}$ , so ist  $m = \frac{2}{7}$  und man hat:

$$Z^2 = \frac{6 \cdot 16\,860 \cdot 7 \cdot 7}{20 \cdot 200 \cdot 2 \cdot 19}$$

und hieraus folgt  $Z = 5,7 \text{ cm}$ .

Da das Eisen vom Beton umhüllt werden muß, nehmen wir  $Z = 6$  cm zur Ausführung, und haben für den Eisenquerschnitt:

$$F_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{7} \cdot 200 \cdot 5,7 \cdot \frac{20}{750}$$

d. h.

$$F_e = 4,4 \text{ qcm.}$$

Wir nehmen 20 Eiseneinlagen von kreisförmigem Querschnitt, sodaß jede 0,22 qcm Querschnitt hat. Da der Wind beiderseits gegen die Zwischenwand

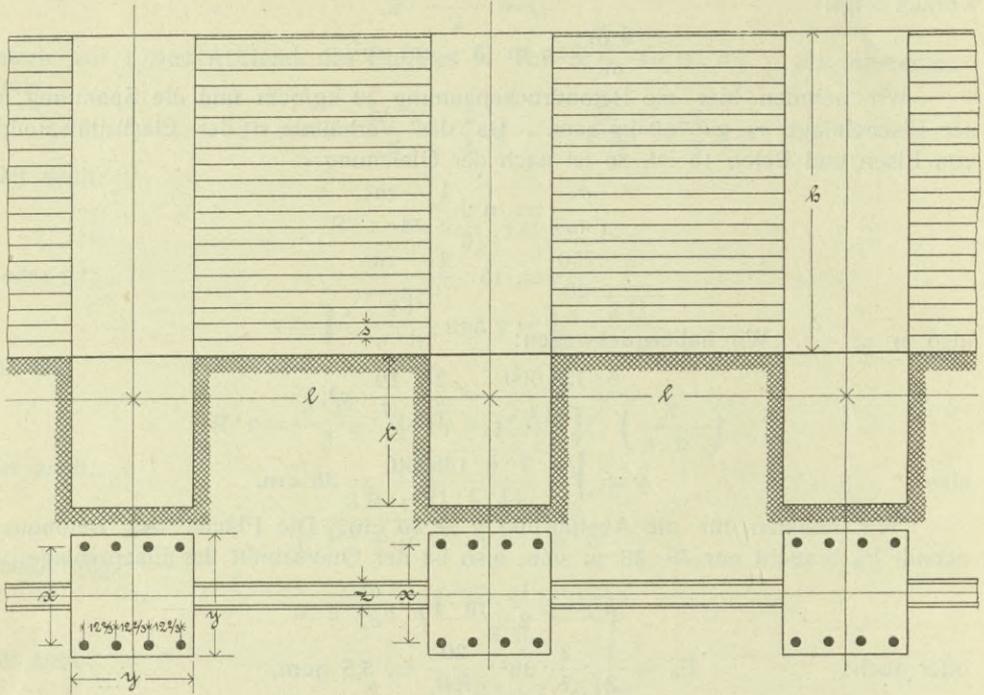


Bild 277.

wirken kann, so sind zu beiden Seiten Eiseneinlagen nötig. Der Abstand zweier Eiseneinlagen ist also  $s = 10$  cm zu nehmen, wie in der Abbildung angedeutet ist.

Eigentlich hätte man bei der Berechnung die beiderseitige Eiseneinlage zu berücksichtigen gehabt. Es ändert dies am Ergebnis jedoch nicht viel, außerdem ist mehr Sicherheit vorhanden, und vor allen Dingen die Berechnung auf dem gegebenen Wege sehr einfach. Die Zwischenwand kann aus Platten bestehen, welche vorher gestampft sind, und zwischen den Pfeilern eingeschoben werden.

## Statische Berechnung einer Schwimmhalle aus Eisenbeton.

### I. Entwicklung.

Die Halle soll aus Rippen von überall gleichen rechteckigen Querschnitten bestehen. Eine solche Rippe ist also ein gebrochener Stab, dessen Mittellinien in Bild 278 AB, BD, DB<sub>1</sub> und B<sub>1</sub>A<sub>1</sub> sind. Jede Rippe soll aus Eisenbeton ausgeführt werden; es genügen nur Eiseneinlagen in den äußeren Rändern, wie in der Abbildung angedeutet worden ist. Die Rippe ist im Grundmauerwerk eingeklemmt, so daß wir es mit einem dreifach statisch unbestimmten Systeme zu tun



so daß man hat:

$$E_b \cdot J \cdot d \gamma_1 = (M_0 + K \cdot x) \cdot dx \quad 2)$$

Hierbei legt in wagerechter Richtung der Punkt  $A_1$  den unendlich kleinen Weg  $d \tau_1$  zurück, und es ist  $d \tau_1 = x \cdot d \gamma_1$ , wodurch man aus den vorigen Gleichungen erhält:

$$E_b \cdot J \cdot d \tau_1 = (M_0 \cdot x + K \cdot x^2) dx \quad 3)$$

Die Gleichungen gelten für alle Querschnitte zwischen  $A_1$  und  $B_1$ , und weil  $\overline{A_1 B_1}$  in allen seinen Teilen elastisch ist, so sind die beiden Gleichungen 2 und 3 zu integrieren, wodurch man erhält:

$$E_b \cdot J \cdot \gamma_1 = M_0 \cdot h + \frac{1}{2} K \cdot h^2 \quad 4)$$

und

$$E_b \cdot J \cdot \tau_1 = M_0 \cdot \frac{h^2}{2} + \frac{1}{3} K \cdot h^3 \quad 5)$$

Hierbei ist im besonderen  $d \gamma_1$  die Veränderung der Richtung des Stabes im Punkte  $A_1$   $\overline{A_1 \tau_1}$  der Weg, welchen  $A_1$  zurücklegen würde, wenn von der ganzen Rippe nur  $\overline{A_1 B_1}$  elastisch wäre.

Wir untersuchen jetzt den Stab  $\overline{D B_1}$  und verfahren genau so wie vorhin, indem wir die entsprechenden Ausdrücke mit  $\gamma_2$  und  $\tau_2$  bezeichnen werden.

Für den Querschnitt des Punktes C in Bild 279 ist das Biegemoment:

$$M_2 = M_0 + K \cdot (h + y \cdot \operatorname{tg} \alpha) + \frac{p \cdot y^2}{2} - p \cdot l \cdot y \quad 6)$$

wobei  $y$  der Abstand des Punktes C von  $\overline{A_1 B_1}$  und  $\alpha$  die Neigung des Stabes  $\overline{D B_1}$  gegen den Horizont ist. Ist ferner  $ds$  das Element des Stabes  $\overline{D B_1}$ , wobei die Länge  $\overline{D B_1} = s$  ist, so hat man  $s = \frac{l}{\cos \alpha}$ , und weil  $dy$  das Element von  $l$  ist, so

ergibt sich  $dy = ds \cos \alpha$ . Da nun:

$$M_2 = E_b \cdot J \cdot \frac{d \gamma_2}{ds}$$

ist, so hat man auch

$$M_2 = E_b \cdot J \cdot \frac{d \gamma_2}{dy} \cdot \cos \alpha.$$

Nunmehr entsteht:

$$E_b \cdot J \cdot d \gamma_2 = \frac{dy}{\cos \alpha} \left( M_0 + K \cdot (h + y \cdot \operatorname{tg} \alpha) + \frac{p \cdot y^2}{2} - p \cdot l \cdot y \right) \quad 7)$$

und weil

$$d \tau_2 = (h + y \cdot \operatorname{tg} \alpha) \cdot d \gamma_2$$

ist, so hat man:

$$E_b \cdot J \cdot d \tau_2 = \frac{h + y \cdot \operatorname{tg} \alpha}{\cos \alpha} \cdot \left( M_0 + K \cdot (h + y \cdot \operatorname{tg} \alpha) + \frac{p \cdot y^2}{2} - p \cdot l \cdot y \right) dy$$

oder auch:

$$E_b \cdot J \cdot d \tau_2 = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \left\{ dy \cdot \left( h \cdot M_0 + K \cdot h^2 + K \cdot h \cdot y \cdot \operatorname{tg} \alpha + \frac{p \cdot h \cdot y^2}{2} - p l h \cdot y \right) + \operatorname{tg} \alpha \cdot dy \cdot \left( M_0 \cdot y + K \cdot h \cdot y + K \cdot y^2 \cdot \operatorname{tg} \alpha + \frac{p \cdot y^3}{2} + p \cdot l \cdot y^2 \right) \right\} \quad 8)$$

Diese Gleichung gilt für jeden Querschnitt des Stabes  $\overline{D B_1}$ , weil er ja in allen

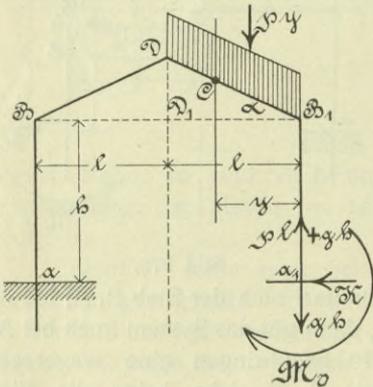


Bild 280.

seinen Punkten elastisch sein soll. Es sind also die Gleichungen 7 und 8 innerhalb der Grenzen  $B_1$  und D zu integrieren, wodurch man erhält, wenn

$$\int_{B_1}^D d\gamma_2 = \gamma_2 \quad \text{und} \quad \int_{B_0}^D d\tau_2 = \tau_2$$

gesetzt wird:

$$E_b \cdot J \cdot \gamma_2 = \frac{1}{\cos \alpha} \left( M_0 l + K \cdot l \cdot \left( h + \frac{1}{2} \cdot \text{tg } \alpha \right) - \frac{p \cdot l^3}{3} \right) \quad 9)$$

und:

$$E_b \cdot J \cdot \tau_2 = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \left( M_0 \cdot l \cdot \left[ h + \frac{1}{2} \cdot \text{tg } \alpha \right] + K \cdot l \cdot \left[ (h + l \cdot \text{tg } \alpha)^2 + \frac{l^2}{12} \text{tg}^2 \alpha \right] - p \cdot \frac{l^3}{3} \cdot \left( h + \frac{5}{8} \cdot l \cdot \text{tg } \alpha \right) \right) \quad 10)$$

Dieselben Gleichungen bekommt man für den Stab  $\overline{DB}$ , und für den Stab  $\overline{AB}$  die gleichen, wie wir sie für den Stab  $\overline{A_1 B_1}$  erhalten hatten. Es sind jetzt  $\gamma_1$  und  $\gamma_2$  zusammenzuzählen und zu verdoppeln, und die entstandene Summe ist gleich Null zu nehmen, was bedeutet, daß der Stab  $\overline{A_1 B_1}$  in  $A_1$  sich nicht krümmen kann. Wir erhalten hierdurch:

$$2 \cdot \left[ M_0 \cdot h + \frac{1}{2} \cdot K \cdot h^2 + \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \left( M_0 \cdot l + K \cdot l \cdot \left( h + \frac{1}{2} \cdot \text{tg } \alpha \right) - \frac{p l^3}{3} \right) \right] = 0$$

oder auch:

$$M_0 \cdot \left( h + \frac{l}{\cos \alpha} \right) + K \cdot \left( \frac{h^2}{2} + \frac{l \cdot \left( h + \frac{1}{2} \text{tg } \alpha \right)}{\cos \alpha} \right) = \frac{p l^3}{3 \cdot \cos \alpha} \quad 11)$$

Ebenso sind  $\tau_1$  und  $\tau_2$  zusammenzuzählen und zu verdoppeln. Wird die Summe gleich Null gesetzt, so heißt dies, daß Punkt  $A_1$  fest liegen bleiben muß. Es kann sich nämlich dann  $A_1$  trotz der Einwirkung der Kräfte weder in senkrechter noch in wagerechter Richtung bewegen. Wir erhalten:

$$2 \cdot \left[ M_0 \cdot \frac{h^2}{2} + \frac{K \cdot h^3}{3} + \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \left( M_0 \cdot l \cdot \left( h + \frac{1}{2} \cdot \text{tg } \alpha \right) + K \cdot l \cdot \left\{ \left( h + \frac{1}{2} \cdot \text{tg } \alpha \right)^2 + \frac{l^2}{12} \cdot \text{tg}^2 \alpha \right\} - \frac{p \cdot l^3}{3} \cdot \left( h + \frac{5l}{8} \text{tg } \alpha \right) \right) \right] = 0$$

oder auch:

$$M_0 \cdot \left( \frac{h^2}{2} + \frac{l \cdot \left( h + \frac{1}{2} \cdot \text{tg } \alpha \right)}{\cos \alpha} \right) + K \cdot \left( \frac{h^3}{3} + \frac{l \cdot \left( \left( h + \frac{1}{2} \cdot \text{tg } \alpha \right)^2 + \frac{l^2}{12} \text{tg}^2 \alpha \right)}{\cos \alpha} \right) = \frac{p}{3} \cdot \frac{l^3}{\cos \alpha} \cdot \left( h + \frac{5}{8} l \cdot \text{tg } \alpha \right) \quad 12)$$

Zur Bestimmung der statisch unbestimmten Größen  $M_0$  und  $H$  dienen die Gleichungen 11 und 12.

### II. Zahlenbeispiel.

Es ist gegeben:  $l = 5,2$  m,  $h = 5$  m, die ganze Höhe des Gebäudes  $h_0 = 7,70$  m also ist  $h - h_0 = 2,70$  m. Wir haben deshalb:  $\text{tg } \alpha = \frac{2,7}{5,2} = 0,51923$ . Hieraus folgt  $\alpha = 27^\circ 20'$  und  $\cos \alpha = 0,8884$ . Dann entsteht:  $\frac{l}{\cos \alpha} = 5,8$ ;  $h + \frac{l}{\cos \alpha} = 5 + 5,8 = 10,8$  und  $h + \frac{1}{2} \cdot \text{tg } \alpha = 5 + 1,35 = 6,35$ .

Ferner ist:  $l \frac{\left(h + \frac{1}{2} \operatorname{tg} \alpha\right)}{\cos \alpha} = 37,2$ ;  $\frac{h^2}{2} + \frac{l}{\cos \alpha} \cdot \left(h + \frac{1}{2} \operatorname{tg} \alpha\right) = 12,5 + 37,2$   
 $= 49,7$ ;  $\left(h + \frac{1}{2} \operatorname{tg} \alpha\right)^2 = 6,35^2 = 40,3225$ ;  $\frac{l^2}{12} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha = 0,6075$ .

Wir haben weiter:  $\frac{l}{\cos \alpha} \cdot \left[ \left(h + l \cdot \operatorname{tg} \alpha\right)^2 + \frac{l^2}{12} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha \right] = 239,56$   
 und  $\frac{h^3}{3} + \frac{l}{\cos \alpha} \cdot \left( \left(h + \frac{1}{2} \operatorname{tg} \alpha\right)^2 + \frac{l^2}{12} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha \right) = 281,2$ .

Zur Berechnung von  $M_0$  und  $H$  haben wir die Gleichungen:

$$10,8 M_0 + 49,7 \cdot K = 52,8 \cdot p$$

und

$$49,7 M_0 + 281,2 K = 353,8 \cdot p.$$

Hieraus ergibt sich  $K = 2,12 \cdot p$  und  $M_0 = -4,86 p$ . Es ist hierin  $p$  die Belastung des Daches, also Eigengewicht und Nutzlast zusammengenommen. Das Biegemoment des Querschnitts von  $C$  im Stabe  $A_1 B_1$  ist nun nach Formel 1)

$$M_1 = -4,86 p + 2,12 \cdot p \cdot x.$$

Für den Punkt  $A_1$  ist dasselbe:

$$M_{a_1} = -4,86 \cdot p.$$

Es ist Null für:  $x = \frac{4,86}{2,12} = 2,3$  m und für den Punkt  $B_1$  ist es:

$$M_{b_1} = -4,86 p + 2,12 \cdot p \cdot 5 = +5,74 \cdot p.$$

Der gefährliche Querschnitt dieses Stabes liegt demnach im Punkte  $B_1$ .

Für irgend einen Querschnitt des Stabes  $D B_1$  ist nach Gleichung 6 das Biegemoment:

$$M_2 = -4,86 \cdot p + 2,12 \cdot p \cdot \left(5 + y \cdot \frac{2,7}{5,2}\right) - p \cdot y \left(5,2 - \frac{y}{2}\right).$$

Für den Punkt  $D$  ist es:  $M_d = -2,056 \cdot p$ . Es ist ein Maximum, wenn man die erste Ableitung von  $M_2$  gleich Null setzt: dann ergibt sich:

$$2,12 \cdot \frac{2,7}{5,2} - 5,2 + y = 0$$

d. h.

$$y = 4,1.$$

Dann hat man

$$M_{\max} = 2,66 \cdot p.$$

Da  $M_{\max}$  kleiner als  $M_{b_1}$  ist, so ist dieses Biegemoment zur Querschnittsbestimmung maßgebend. Es sollen je zwei Rippen drei Meter von einander entfernt angebracht werden und zwischen denselben sich Eisenbetonplatten befinden. Die Platten sollen einen Winddruck von 250 kg/qm aushalten; zur Berechnung ihrer Stärke hat man die Gleichungen:

$$M = m \cdot (3 - m) \cdot \sigma_b \cdot W_b.$$

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1 - m}{m}$$

und

$$f_e = F_b \cdot \frac{m}{2} \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e}.$$

Wir nehmen  $\sigma_e = 1000$  kg,  $\sigma_b = 40$  kg und erhalten, weil  $n = 15$  ist:  $m = \frac{3}{8}$

ferner:  $f_e = \frac{F_b}{133}$  und  $M = \frac{63}{64} \cdot \sigma_b \cdot W_b$ . Nehmen wir die Breite der Platte 1 m so ist die Windbeanspruchung darauf  $1 \cdot 3 \cdot 250 = 750$  kg, und ist  $h$  die Nutzhöhe, so entsteht:  $\frac{750 \cdot 300}{12} = \frac{63}{64} \cdot \frac{4000 \cdot h^2}{6}$ , daraus hat man  $h = 5,380$  m; dann ist für

diese Breite  $f_e = \frac{538}{133} = 4$  qcm. Zu nehmen ist, um das Eisen vor Rosten zu schützen, die Plattenhöhe 6,5 cm.

Wir nehmen jede Rippe 20 cm breit und 100 cm lang, wodurch man Einzelzellen für die Halle herstellen kann, die die Rippen zu Wänden haben. Wir haben dann, wenn wir wegen der Eiseneinlagen 2500 kg für den Raummeter Beton annehmen:

$$p = (30 \cdot 0,65 + 10 \cdot 2) \cdot 10 \cdot 2,5 = 546,25 \text{ kg.}$$

Es soll nun  $p = 500$  kg genommen werden.

$$\text{Wir haben jetzt: } K = 2,12 \cdot 500 = 1060 \text{ kg}$$

$$M_{a_1} = -4,86 \cdot 500 = -2430 \text{ kg/m} \\ = -243\,000 \text{ kg/cm}$$

$$\text{und: } M_{b_1} = +5,74 \cdot 500 = 287\,000 \text{ kg/cm}$$

von denen letzteres Moment maßgebend ist.

Dann ist  $pl + gh = (5,2 + 5) \cdot 500 = 1020$  kg. Da  $H$  größer als  $pl + gh$  ist, so ist die wagerecht wirkende Kraft für die Querschnittsbestimmung maßgebend. Der Querschnitt der Rippe ist  $100 \cdot 20 = 2000$  qcm und sein Widerstandsmoment  $\frac{20 \cdot 100^3}{6} = 36\,667$  qcm. Setzen wir voraus, daß noch Eiseneinlage in der Rippe

fehlt, und ist  $\sigma_b$  die Betonspannung, so hat man:

$$\sigma_b = \frac{1060}{2000} \pm \frac{287\,000}{36667} = 0,530 \pm 8,61.$$

Es ist also die größte Druckspannung 9,14 kg und die größte Zugspannung 8,08 kg. Diese Zugspannung kann wohl Beton noch aushalten; wegen der geringen Druckspannung würde sogar gutes Ziegelmauerwerk mit Eiseneinlage auch genügen.

Nehmen wir  $m = 0,44$ , so kann man diese Rippenstärke wählen und es handelt sich nur noch um den Querschnitt der Eiseneinlage. Nehmen wir für die Druckspannung  $\sigma_b$  statt 9,14 kg 10 kg, so ist:

$$\sigma_e = 15 \cdot 10 \cdot \frac{1 - 0,44}{0,44} = 191 \text{ kg}$$

und endlich  $f_e = \frac{100 \cdot 20 \cdot 0,44 \cdot 10}{2 \cdot 191} = 23$  qcm für jede Rippe. Die Eiseneinlagen

müssen an den beiden Rändern angebracht werden; eine genaue Untersuchung würde jedoch zeigen, daß ihre Längen begrenzt sein können; hierzu wären die Gleichungen 1 und 6 erforderlich. Wegen der Eiseneinlagen müßte man die Rippen breiter als 1 m machen, um das Eisen vor Rost zu schützen. Noch müßte die Untersuchung auf Winddruck geschehen. Wegen der geringen auftretenden Spannungen kann das Bauwerk als starr aufgefaßt werden, sodaß die einfachen Stabilitätsuntersuchungen genügen und zeigen, daß es standsicher ist. Zum Schlusse bemerken wir noch, daß die Untersuchung weniger peinlich genau als vielmehr so durchgeführt ist, daß sie zuverlässige Ergebnisse liefert, das heißt die Spannungen weit unter den angegebenen Grenzen bleiben.

### Preisberechnung von Eisenbetonplatten.

Vorausgesetzt wird, daß die Platte überall denselben Querschnitt von der Breite  $b$ , und der nutzbaren Höhe  $h$  und außerdem die Länge  $l$  hat. Der Preis eines ccm Eisen sei gleich  $u$  und der eines ccm Beton gleich  $v$ . Die Preise sollen sich entweder auf die Selbstkosten bis zur Ausführung oder die Summe vom Einkaufspreis und

Gewinn beziehen. Als gegeben nehmen wir die Breite und die Länge der Platte an, ferner die Belastung derselben oder besser ausgedrückt das maßgebende Biegemoment  $M$ . Maße und Preise sollen in Kilogramm, Zentimeter und Mark ausgedrückt werden.

Nennen wir  $F_e$  und  $F_b$  die Flächeninhalte der Eisen- und Betonquerschnitte, so ist der Preis der Platte:

$$P = (u \cdot F_e + v \cdot F_b) \cdot l.$$

Hierbei ist zunächst auf die Voute und den Beton zur Einbettung des Eisens keine Rücksicht genommen worden. Nennen wir  $m$  die Zahl, die den Bruchteil des Nutzquerschnittes angibt, der nur auf Druck beansprucht wird,  $\sigma_e$  und  $\sigma_b$  die vorkommenden größten Spannungen im Eisen und im Beton, so hat man:

$$\frac{F_e}{F_b} = \frac{m}{2} \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_e}$$

und ferner:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1-m}{m}$$

wobei nach den ministeriellen Bestimmungen vom 16. April 1904  $m = 15$  zu nehmen ist.

Aus den beiden Gleichungen folgt:

$$\frac{F_e}{F_b} = \frac{m^2}{2n(1-m)}$$

Es ergibt sich daher:

$$P = F_b \cdot l \cdot \left[ \frac{u \cdot m^2}{2n(1-m)} + v \right]$$

Weiter ist:

$$M = m(3-m) \cdot \sigma_b \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$$

d. h.:

$$M = m(3-m) \sigma_b \cdot \frac{F_b}{6} \cdot h$$

und weil  $h = \frac{F_b}{b}$  ist, so entsteht auch:

$$M = m \cdot (3-m) \cdot \frac{F_b^2}{b}$$

d. h.:

$$F_b = \sqrt{\frac{6M \cdot b}{\sigma_b \cdot m(3-m)}}$$

und man hat:

$$P = \sqrt{\frac{6M \cdot b}{\sigma_b}} \cdot \frac{1}{\sqrt{m \cdot (3-m)}} \cdot \left\{ \frac{u \cdot m^2}{2n(1-m)} + v \right\} \cdot l \quad 1)$$

Da ferner:

$$\sigma_e = \frac{n(1-m)}{m} \sigma_b$$

ist, so hat man auch:

$$P = \sqrt{\frac{6M \cdot b}{\sigma_e}} \cdot \sqrt{\frac{(1-m) \cdot u}{m^2 \cdot (3-m)}} \cdot \left\{ \frac{u \cdot m^2}{2n(1-m)} + v \right\} \cdot l \quad 2)$$

Unter der Annahme von Höchst- und Mindestwerten kann man entweder aus Gleichung 1 oder aus Gleichung 2  $m$  so bestimmen, daß der Preis am kleinsten ist. Es werden jedoch  $\sigma_e$  und  $\sigma_b$  dabei nicht zugleich die größten gestatteten Grenzen erreichen, deshalb ist nötig, beide Gleichungen zu benutzen, indem man in Gleichung 1 unter  $\sigma_b$  die größte zulässige Betonspannung und in Gleichung 2 unter  $\sigma_e$  die größte zulässige Eisenspannung versteht. Benutzen wird man dann

wirtschaftlich den kleineren Preis von beiden. Für statisch unbestimmte Systeme muß man noch darauf achten, daß  $m \geq 0,44$  ist, weil sonst die maßgebenden Biegemomente nicht eintreffen. (Es sei aber bemerkt, daß hierüber die Behörde noch nichts bestimmt hat, man kann daher  $m$  auch anders annehmen.) Der Preis für die Voute hängt von ihrer Form ab und muß besonders berechnet werden. Im übrigen könnte man Zahlentafeln leicht anfertigen, wenn die Einheitspreise für die Stoffe bekannt wären. Dabei wird es vorteilhaft sein, alle Werte in Mark und Meter auszudrücken, um so den Preis für den Quadratmeter anzugeben.

### Die Grundformeln zur Berechnung schwachgekrümmter Bögen aus Eisenbeton.

#### I.

Es wird angenommen, daß der Querschnitt des Bogens ein Rechteck von der Breite  $b$  ist; unter der hier in der Berechnung vorkommenden Höhe  $h$  versteht man aber nicht die wirkliche Höhe, sondern den Abstand der entfernteren Grundlinien vom Schwerpunkte des Eiseneinlagen-Querschnitts, welchen letzteren wir mit  $f_e$  bezeichnen werden. Es wird  $h$  übrigens auch die nutzbare oder Nutzhöhe genannt. Wir nehmen also den Querschnitt des Betons als einseitig mit Eiseneinlagen ausgestattet an, und zwar befindet sich die Einlage dort, wo die Zugbeanspruchung auftritt. Eine zweiseitige Anordnung von Eiseneinlagen ändert die Ergebnisse nur unwesentlich, erschwert aber die Berechnung, weshalb wir sie unberücksichtigt lassen, wengleich sie vorhanden sein könnte.

Unsere Aufgabe ist nun die,  $h$  und  $f_e$  zu bestimmen, wenn alle übrigen in den künftigen Formeln vorkommenden Größen bekannt sind. Die wirkliche Höhe des Querschnitts ist also größer wie  $h$  und der Rest dient zur Einbettung der Eiseneinlage, um sie vor Rost zu schützen.

In Bild 281 sei  $\overline{AB}$  ein solcher Querschnitt, und es soll die Beanspruchung von äußeren Kräften so sein, daß die Eiseneinlage im unteren Teile zu liegen kommt, also dem Endpunkt B des Querschnitts näher, und seinem Endpunkt A entfernter liegt; ferner ist  $h$  der Abstand des Punktes A vom Schwerpunkte E des

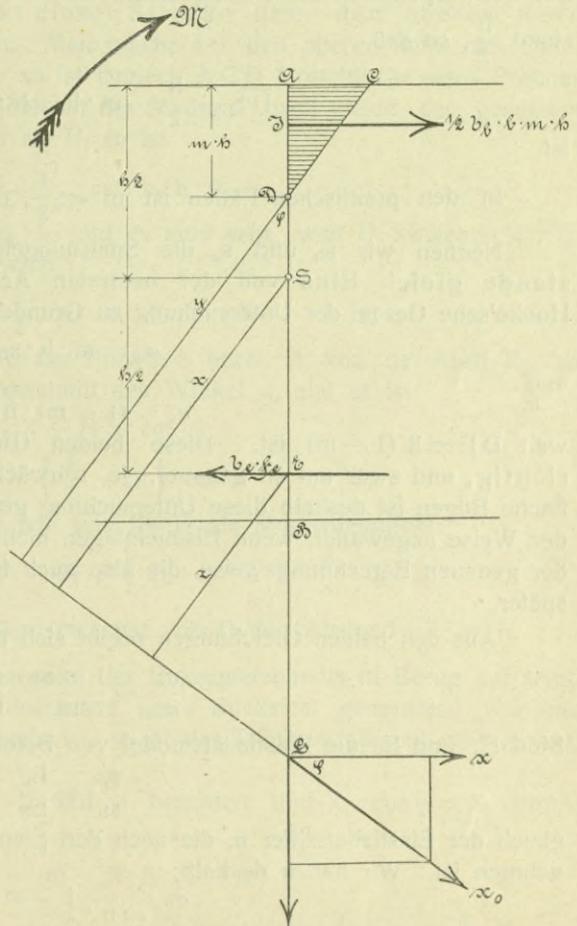


Bild 281.

Querschnitts der Eiseneinlage. Demnach findet in A die größte Druckspannung des Betons statt, die wir mit  $\sigma_b$  bezeichnen. Die Beanspruchung des Eisens für die Flächeneinheit benennen wir mit  $\sigma_e$ . Weil  $f_a$  gegen den Nutzquerschnitt vom Inhalte  $b \cdot h$  sich sehr gering ergeben wird, so darf man  $\sigma_e$  als auf den ganzen Eisenquerschnitt gleichmäßig verteilt annehmen, so daß man diese Spannung als Höchstbeanspruchung auffassen darf. Weil nun diese Spannung über den ganzen Querschnitt  $f_a$  als gleichmäßig verteilt gelten kann, so kommt es auf die Form des Querschnitts nicht an, wohl bemerkt nur mit Rücksicht auf die Zugbeanspruchung. Mit Rücksicht auf den Gleitwiderstand wird man danach streben, recht viel Oberfläche der Eiseneinlage zu erzielen, und weil es sehr auf die Form des Querschnitts ankommt; da zeigt sich das Rundeseisen als das unzweckmäßigste, weil es bei gleichem Flächeninhalt von allen Querschnitten den kleinsten Umfang hat. Aus anderen praktischen Gründen wird jedoch von vielen der Kreisquerschnitt als der passenste angesehen.

Die neutrale Achse soll in Bild 281 durch den Punkt D gehen, und habe vom Punkte A den Abstand  $m \cdot h$ , wobei  $m$  eine Zahl ist, die wir bald ermitteln werden. Der Schwerpunkt S des Betonquerschnitts hat von A und E den gleichen Abstand  $\frac{h}{2}$ , so daß

$$\overline{DS} = \frac{h}{2} - m \cdot h = h \cdot \left( \frac{1}{2} - m \right)$$

ist.

In den praktischen Fällen ist  $m < \frac{1}{2}$ , daher liegt D zwischen A und S.

Nennen wir  $s_b$  und  $s_e$  die Spannungen von Beton und Eisen im Abstände gleich Eins von der neutralen Achse, so entsteht, wenn wir das Hooke'sche Gesetz der Untersuchung zu Grunde legen,

$$\sigma_b = m \cdot h \cdot s_b$$

und

$$\sigma_e = (1 - m) \cdot h \cdot s_e,$$

weil  $\overline{DE} = h(1 - m)$  ist. Diese beiden Gleichungen sind nur angenähert richtig, und zwar um so genauer, je schwächer gekrümmt der Bogen ist. Für flache Bögen ist deshalb diese Untersuchung genügend genau, und wird auch in der Weise angewandt, wenn Eiseneinlagen nicht erforderlich sind. Die Entwicklung der genauen Berechnungsweise, die also auch für stark gekrümmte Bögen gilt, folgt später.

Aus den beiden Gleichungen ergibt sich durch Division:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = \frac{1 - m}{m} \cdot \frac{s_e}{s_b}.$$

Sind  $E_e$  und  $E_b$  die Elastizitätsmodul von Beton bzw. Eisen, so ist

$$\frac{s_e}{s_b} = \frac{E_e}{E_b}$$

gleich der Elastizitätsziffer  $n$ , die nach den preußischen Bestimmungen gleich 15 zu nehmen ist. Wir haben deshalb:

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = n \cdot \frac{1 - m}{m} \quad 1)$$

Nimmt man z. B.  $\sigma_b = 40$  kg und  $\sigma_e = 1200$  kg, beide für den qcm, so hat man:

$$\frac{1200}{40} = 15 \cdot \frac{1 - m}{m}$$

woraus sich  $m = \frac{1}{3}$  ergibt, d. h. nur ein Drittel des Nutzquerschnitts wird dann auf Druck beansprucht. Die allgemeinste Beanspruchung, welcher der Querschnitt ausgesetzt sein kann, geschieht von einem Kräftepaar, dessen Moment  $M$  sein soll, und von einer Kraft  $X_0$ . Diese Kraft schneidet die Verlängerung des Querschnitts in  $G$ , und hier zerlege man  $X_0$  in zwei Seitenkräfte, eine senkrecht und eine in Richtung des Querschnitts. Diese Seitenkraft läßt man ihres geringen Einflusses wegen unbeachtet, was auch hier geschieht, und jene Seitenkraft nenne man  $X$ , nun bildet  $X$  mit  $X_0$  den Winkel  $\varphi$ , und es ist:

$$X_0 \cdot \cos \varphi = X.$$

Das Kräftepaar wirkt also so, daß die oberen Fasern des Querschnitts gedrückt und die unteren Fasern gezogen werden. Nach den ministeriellen Bestimmungen lassen wir die Zugbeanspruchung des Betons unbeachtet, so daß sie gewissermaßen vom Eisen allein aufgenommen werden soll. Es sind also zur Berechnung von  $h$  und  $f_e$  bekannt  $M$ ,  $x$ ,  $\varphi$  und  $b$  neben  $\sigma_e$  und  $\sigma_b$ . Die Kraft  $X$  wird nun infolge des

Kräftepaares um eine Strecke  $\frac{M}{X}$  von  $G$  an nach oben verschoben. Wir setzen jetzt voraus, daß der Endpunkt dieser Strecke über den oberen Kern des Querschnitts hinausreicht. Man mache auf den oberen Rand des Querschnitts  $\overline{AC} = \sigma_b$  und ziehe  $\overline{CD}$ , so ist Dreieck  $ACD$  Grundfläche eines Prismas von der Höhe  $b$ , und sein Rauminhalt ist der Maßzahl nach gleich der gesamten Druckkraft des Betons; nennen wir sie  $U$ , so ist

$$U = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot m \cdot h \cdot b$$

die Zugspannkraft des Eisens ist  $\sigma_e \cdot f_e$  und es muß sein, weil  $U$  zwischen  $\sigma_e \cdot f_e$  und der verschobenen Kraft  $X$  wirkt:

$$\sigma_e \cdot f_e = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot m \cdot h \cdot b - X \quad 2)$$

Nennen wir  $x$  und  $y$  die Abstände der Punkte  $S$  bzw.  $D$  von der Kraft  $X_0$ , so bilden beide Strecken mit dem Querschnitt den Winkel  $\varphi$ , und es ist:

$$y = x + \overline{DS} \cdot \cos \varphi$$

$$\text{d. h.} \quad y = x + h \cdot \left( \frac{1}{2} - m \right) \cdot \cos \varphi \quad 3)$$

Nach der Momentengleichung muß nun sein für  $D$  als Momentenpunkt:

$$M - X_0 \cdot y = \sigma_e \cdot f_e \cdot h \cdot (1 - m) + \frac{1}{2} \sigma_b \cdot m \cdot h \cdot b \cdot \frac{2}{3} \cdot m \cdot h,$$

denn der Schwerpunkt  $J$  des Druckprismas hat von  $D$  den Abstand  $\frac{2}{3} \cdot m \cdot h$ .

Hierbei ist auf das Trägheitsmoment des Eisenquerschnitts in Bezug auf seine zur neutralen Achse parallelen Schwerachse keine Rücksicht genommen worden; weil nämlich der Eisenquerschnitt klein ist, so ist das Trägheitsmoment sehr gering, also zu vernachlässigen.

Indem wir die Gleichungen 2 und 3 beachten und  $X_0 \cdot \cos \varphi = X$  setzen, entsteht:

$$M - X_0 \cdot x = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot m \cdot h \cdot b \cdot h \cdot (1 - m) - X \cdot h \cdot (1 - m) + \frac{1}{3} \cdot \sigma_b \cdot m^2 \cdot h^2 \cdot b + h \cdot \left( \frac{1}{2} - m \right) \cdot X.$$

Hieraus folgt:

$$M - X_0 \cdot x = \frac{1}{6} \cdot \sigma_b \cdot m \cdot b \cdot h^2 \cdot [3 \cdot (1 - m) + 2m] - \frac{X \cdot h}{2}$$

Wir setzen nun:

$$\frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 = W_b$$

und nennen  $W_b$  das Widerstandsmoment des Nutzquerschnittes; dann ergibt sich:

$$M - X_0 \cdot x = \sigma_b \cdot W_b \cdot m \left( 3 - m \right) - \frac{X \cdot h}{2}.$$

Man nenne noch  $z$  den Abstand des Punktes E von der Kraft  $X_0$ , so ist:

$$z = x - \frac{h}{2} \cdot \cos \varphi$$

und endlich:

$$M - X_0 \cdot z = \sigma_b \cdot W_b \cdot m \cdot (3 - m).$$

Weiter soll  $M - X_0 x$  negativ sein, d. h. die Eiseneinlage soll sich im oberen Teile des Querschnitts befinden, wie in Bild 282 angegeben worden ist.

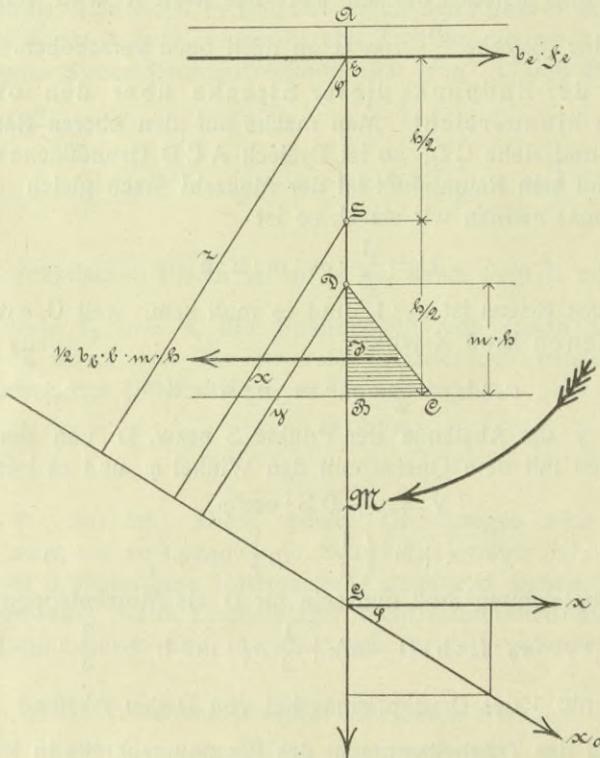


Bild 282.

Das Kräftepaar vollführt wiederum eine Verschiebung der Kraft  $X$  nach oben um den Abstand  $\frac{M}{X}$  jedoch nur bis zum unteren Kern des Querschnitts. Wir erhalten hier:

$$\sigma_e \cdot f_e = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot m \cdot h \cdot b - X.$$

Indem die Bezeichnungen wie vorhin beibehalten worden sind, erhält man:

$$\overline{SD} = h \cdot \left( \frac{1}{2} - m \right)$$

und

$$x = y + h \cdot \left( \frac{1}{2} - m \right) \cos \varphi.$$

Nun ist für D als Momentenpunkt:

$$X_0 y - M = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot m \cdot h \cdot b \cdot \frac{2}{3} \cdot m \cdot h + \sigma_e \cdot f_e \cdot (1 - m) \cdot h$$

d. h.

$$X_0 \cdot x - M = \frac{1}{3} \cdot \sigma_b \cdot m^2 \cdot h^2 \cdot b + h \cdot (1 - m) \cdot \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot m \cdot h - X \cdot h \cdot (1 - m) + X \cdot h \cdot \left( \frac{1}{2} - m \right)$$

oder auch:

$$X_0 \cdot x - M = \sigma_b \cdot W_b \cdot m \cdot (3 - m) m \frac{X \cdot h}{2}$$

und ist z der Abstand des Punktes E von der Kraft  $X_0$ , so hat man:

$$X_0 Z - M = \sigma_b \cdot W_b \cdot m \cdot (3 - m).$$

Die Formeln zur Berechnung flacher Bögen aus Eisenbeton sind nun folgende:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1 - m}{m} \quad \text{I}$$

$$\sigma_e \cdot f_e = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot m \cdot h \cdot b - X \quad \text{II}$$

$$W_b = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad \text{III}$$

und 
$$\pm (M - X_0 \cdot z) = m \cdot (3 - m) \cdot \sigma_b \cdot W_b \quad \text{IV}$$

Hierbei gilt das  $\frac{\text{obere}}{\text{untere}}$  Vorzeichen, wenn die Eiseneinlage sich  $\frac{\text{unten}}{\text{oben}}$  befindet. Eiseneinlage ist nicht erforderlich, wenn die verschobene Kraft X in den Kern des Querschnitts fällt, und sind dann die Formeln für zusammengesetzte Biegungs- und Druckfestigkeit zu benutzen.

Die entwickelten Formeln gelten auch für den geraden Stab, also für Platten und Träger, wenn  $X_0 = 0$  gesetzt wird, wie man durch Vergleich mit dem vorher Gegebenen findet.

Es sei bemerkt, daß zu den schwach gekrümmten Bögen auch halbkreisförmige dann gehören, wenn der Krümmungshalbmesser gegen die Stärke des Bogens groß ist, wie es ja bei Gewölben in der Praxis der Fall ist.

## II.

Die zuletzt mitgeteilten Formeln lassen sich sehr vorteilhaft für Bögen mit drei Gelenken verwerten, und namentlich ist die Formel IV deswegen beachtenswert, weil sich das Biegemoment auf den Schwerpunkt der Eiseneinlage als Momentenpunkt bezieht, dabei ist es gleichgültig, ob die Eiseneinlage im oberen oder im unteren Rande sich befindet.

In der Abbildung 283 ist ein solcher Bogen mit den Auflagergelenken A und B und dem Zwischengelenke G dargestellt. E ist der Schwerpunkt der Eiseneinlage in einem beliebigen Bogenquerschnitt. Die Kraft  $X_0$  wirkt in der Geraden  $\overline{AB}$  und hat X zur wagerechten Teilkraft, welche die horizontal wirkende Kraft des Bogens ist. Die Belastung des Bogens allein liefert Biegemomente, welche genau so zu bestimmen sind, als wenn sich die Lasten auf einem einfachen Balken befänden, welcher bei A und bei B frei aufliegt. Wir wollen nun zur Bestimmung des Biegemomentes für den genannten Bogenquerschnitt das Verfahren mit Einflußlinien mitteilen, wobei zu beachten ist, daß der Bogen bereits wie er für die Ausführung bestimmt ist, vorliegen muß, so daß dieses Verfahren mehr eine Prüfung ist, ob die zulässigen Spannungen vorhanden sind. Im ent-

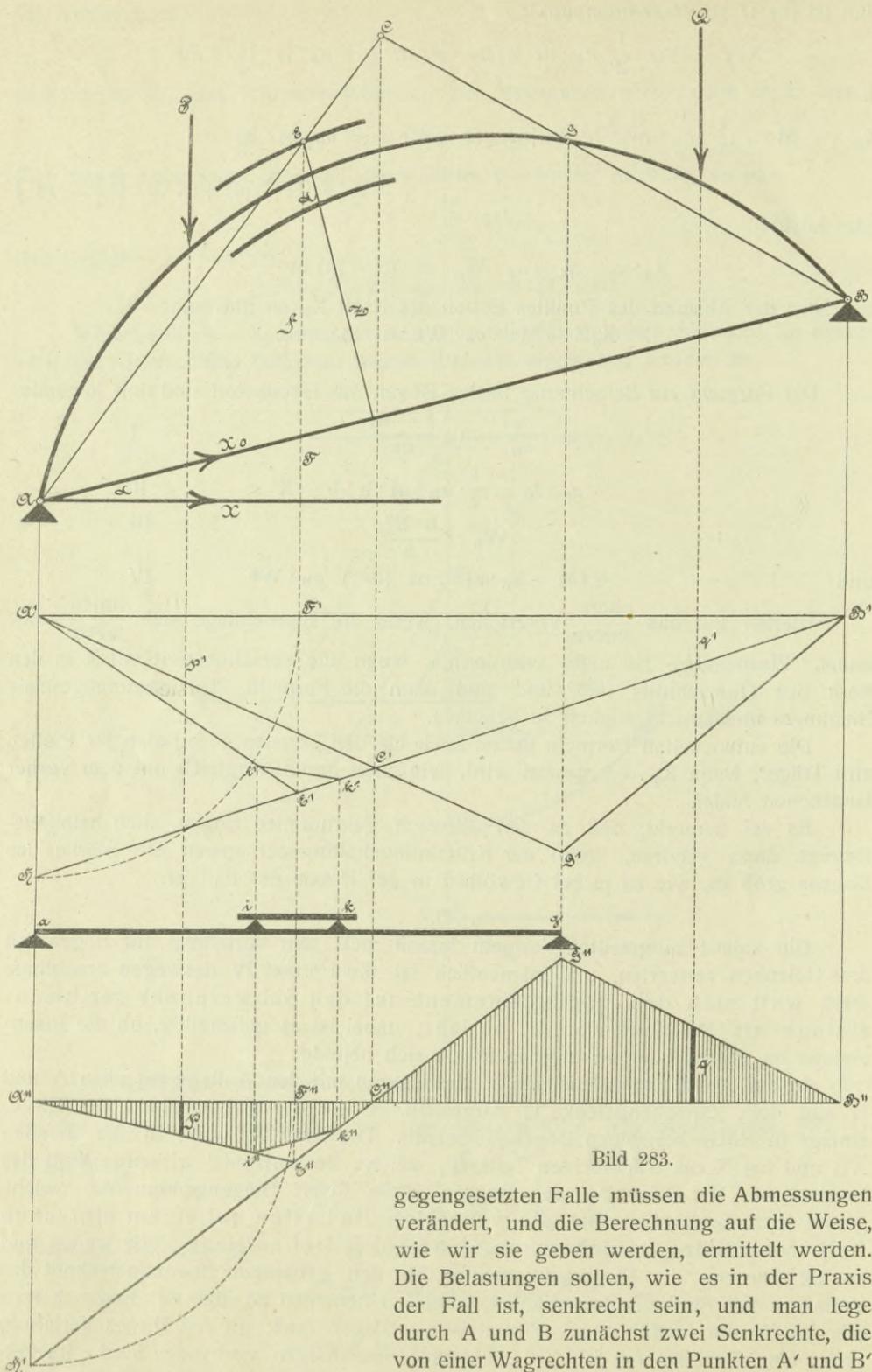


Bild 283.

gegengesetzten Falle müssen die Abmessungen verändert, und die Berechnung auf die Weise, wie wir sie geben werden, ermittelt werden. Die Belastungen sollen, wie es in der Praxis der Fall ist, senkrecht sein, und man lege durch  $A$  und  $B$  zunächst zwei Senkrechte, die von einer Wagrechten in den Punkten  $A'$  und  $B'$

geschnitten werden. Man ziehe zunächst  $AE$  und  $BG$  und erhält den Schnittpunkt  $C$ . Durch die drei Punkte lege man Parallele zu den durch  $A$  und  $B$  gelegten Geraden. Die Gerade durch  $E$  schneidet  $\overline{AB}$  in  $F$  und  $\overline{A'B'}$  in  $F'$ . Man mache jetzt auf  $\overline{AA'}$  die Strecke  $\overline{AH}$  gleich  $\overline{A'F'}$  und ziehe  $\overline{HB'}$ . Diese Gerade wird in  $E'$  von der durch  $E$  gelegten Senkrechten getroffen, und man ziehe noch  $\overline{A'E'}$ . Es ist nun das Dreieck  $A'E'B'$  die Einflußfläche für den Querschnitt durch  $E$  für die gegebenen Belastungen, als wenn sich letztere auf einem frei aufliegenden Balken zwischen  $A$  und  $B$  befänden. So haben die Lasten  $P$  und  $Q$  beziehungsweise  $p'$  und  $q'$  als Ordinaten in der Einflußfläche. Es heißt dies, sie bringen in dem betreffenden durch  $E$  gelegten Querschnitte die Biegunismomente  $P \cdot p'$  und  $Q \cdot q'$  hervor. Hierbei ist zu bemerken, daß dadurch die oberen Fasern des Querschnitts gedrückt und die unteren Fasern gezogen werden, und daß wir noch nicht den Einfluß der Kraft  $X_0$  beachtet haben. Man erhält hierfür auch ein Dreieck als Einflußfläche, dessen Ecken  $A'$ ,  $B'$  und ein Punkt  $G'$  auf der durch  $G$  gelegten Geraden sind. Dieses Dreieck läßt sich nun leicht darstellen, wenn wir die Stelle suchen, in der sich eine Einzellast befinden muß, die kein Biegunismoment in dem betreffenden Querschnitte erzeugt. Diese Einzellast muß nämlich durch  $C$  gehen, denn eine Kraft daselbst bringt Auflagedrucke in  $A$  und in  $B$  hervor, welche kein Biegunismoment in  $C$  erzeugen. Man nenne nun  $C'$  den Schnittpunkt der durch  $C$  gelegten Senkrechten mit  $\overline{HB'}$  und ziehe weiter  $\overline{A'C'}$ , wodurch  $G'$  erhalten wird. Endlich verbinde man  $G'$  mit  $B'$ ; jetzt ist das Dreieck  $A'G'B'$  Einflußfläche für den durch  $E$  gehenden Querschnitt, wenn die wagrechte Kraft allein auf den Bogen einwirkt. Die Differenz der Dreiecke  $A'E'B'$  und  $A'G'B'$  ist nun die Einflußfläche des betreffenden Querschnitts beim Dreigelenkbogen. Diese Einflußfläche besteht aus den Dreiecken  $A'E'C'$  und  $C'G'B'$ . Bevor wir weiter fortfahren, wollen wir diese Einflußfläche übersichtlicher darstellen. Zu dem Zwecke ziehe man die Wagrechte  $A''B''$ , die von  $\overline{EF'}$  in dem Punkte  $F''$  getroffen wird. Man mache nun auf  $\overline{AA''}$  die Strecke  $\overline{A''H''}$  gleich  $\overline{A''F''}$ , und bilde zunächst den Schnittpunkt  $C''$  von  $\overline{CC'}$  mit  $\overline{A''B''}$ . Weiter ziehe man  $\overline{H''E''}$  bis zum Schnittpunkte  $G''$  mit  $\overline{GG'}$  und ziehe endlich  $\overline{G''B''}$  und  $\overline{A''E''}$ , so ist die Einflußfläche fertig, sie besteht aus den beiden Dreiecken  $A''E''C''$  und  $C''G''B''$ , welche  $\overline{A''B''}$  zur gemeinschaftlichen Grund- oder Nulllinie haben. Da ersteres Dreieck unter der Nulllinie liegt, so heißt dies, daß jede Last innerhalb der Punkte  $A$  und  $C$  in dem Querschnitt durch  $E$  oben Druck und unten Zug erzeugt, z. B. bringt die Einzellast  $P$  mit der Ordinate  $p$  der Einflußfläche in dem Querschnitt das Biegunismoment  $P \cdot p$  hervor. Dieses Biegunismoment wäre nun

$$m \cdot (3 - m) \cdot \sigma_b \cdot W_b$$

zu setzen, falls diese Last allein auf dem Bogen sich befände. Allein diese Kraft erzeugt oben Druck und unten Zug, d. h. die Eiseneinlage müßte dafür unten statt oben sein. Es erfordert dies also eine andere Einflußlinie für die untere Eiseneinlage. Das Dreieck  $E''G''B''$  liegt über der Grundlinie  $\overline{A''B''}$  was besagt, daß jede Last zwischen  $C$  und  $B$  in dem Querschnitte von  $E$  ein solches Biegunismoment hervorruft, daß die oberen Fasern des Querschnitts auf Zug und die unteren Fasern auf Druck beansprucht werden. Die Einzellast  $Q$  hat die Ordinate  $q$  in der Einflußlinie, d. h.  $Q$  erzeugt in dem betreffenden Querschnitte von  $E$  das Biegunismoment  $Q \cdot q$  und veranlaßt die Eiseneinlage oben, sodaß sie dafür richtig angebracht ist.

Es ist nun klar, daß man, um die größte Zugbeanspruchung zu erhalten und zwar in dem oberen Rande des Querschnitts von  $E$  den Bogen nur zwischen  $C$  und  $B$  belasten wird.

Außerdem wird man die Last namentlich, wenn sie von einem beweglichen Wagenzuge (Eisenbahnzug) herrührt, so stellen, daß das größte Biegemoment erzielt wird, welches man

$$m(3 - m) \cdot \sigma_b \cdot W_b$$

zu setzen hat, woraus  $\sigma_b$  zu bestimmen ist, da neben  $W_b$  auch  $m$  bekannt ist. Weil man  $m$  kennt, so findet man mit Gleichung I  $\sigma_e$  und kann mit Gleichung II endlich  $f_e$  bestimmen. Sind  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  unter der zulässigen Grenze und  $f_e$  kleiner als der für die Ausführung bestimmte Eisenquerschnitt, so kann man mit der getroffenen Wahl zufrieden sein, andernfalls, oder auch wenn man noch genauer rechnen will, muß man die gewählten Querschnitte verändern und auf diesem Wege die Rechnung erneuern. Einen wesentlichen Einfluß übt auf die Berechnung die ständige Belastung, namentlich das Eigengewicht aus, wofür die beiden Dreiecke  $A''E''C''$  und  $C''G''B''$  maßgebend sind. Sie kann nämlich veranlassen, daß in dem betreffenden Querschnitt oben kein Zug entsteht, also die Eiseneinlage oben gar nicht erforderlich ist.

In dem Falle ist  $E$  ein Kernpunkt des Querschnitts. Bei den in der Praxis ausgeführten Bögen hat man bis jetzt Zugspannungen in Beton vermieden und es zeigten sich die Eiseneinlagen als nicht erforderlich. Es ist dann  $E$  als Kernpunkt zu nehmen und der Weg der Untersuchung ist genau so, wie wir es hier oben mitgeteilt haben und wie sie von den Brückenbauingenieuren benutzt wird. Auch das Verfahren mit Lastscheiden entspricht genau dieser Rechnungsweise, denn  $\overline{CC'}$  ist z. B. die Lastscheide, weil eine Last in  $C$  in dem Querschnitte von  $E$  kein Biegemoment verursacht. In dem nächsten Abschnitt werden wir ein Zahlenbeispiel ausführlicher durchrechnen und auch das Wesen der Einflußflächen noch näher erläutern. Endlich bemerken wir noch, daß die hier mitgeteilte Berechnungsart für eine Reihe von Querschnitten anzuwenden ist, um zu prüfen, ob die zulässigen Spannungen in allen Teilen des Bogens nicht überschritten werden.

Auf dem Bogen kann sich ein Zwischenträger  $ik$  befinden, wie wir es in dem Bild 283 angedeutet haben. Wenn dieser als freiaufhängend zwischen seinen Stützen  $i$  und  $k$  aufgefaßt werden kann, so zieht man durch  $i$  und  $k$  Senkrechte und erhält hierdurch auf  $A''E''$  und  $E''C''$  die Punkte  $i''$  bzw.  $k''$ , die man miteinander verbindet. Es wird dann der Teil  $i''E''k''$  herausgeschnitten, so daß die Einflußfläche das Vieleck  $A''i''k''C''G''B''$  ist. Im übrigen bleibt die Einflußfläche unverändert.

## Untersuchung eines Brückengewölbes mit drei Gelenken.

### I.

In dem Bild 284 ist ein flacher Kreisbogen mit den Kämpfergelenken  $A$  und  $B$  und dem Mittelgelenk  $M$  dargestellt, er soll nur von Kräften beansprucht sein, welche zur Verbindungslinie von  $A$  und  $B$  senkrecht gerichtet sind. Man ziehe durch  $A$  und  $B$  Parallele zu den Kräften, lege ferner zu  $AB$  eine Parallele, welche die vorigen Linien bzw. in  $a$  und in  $b$  schneidet. Es ist nun  $\overline{ab}$  als Nulllinie der Einflußfläche zur Bestimmung des Biegemomentes des beliebigen Bogenquerschnittes zu nehmen, dessen Schwerpunkt der Punkt  $C$  des Bogens sein soll. Es werden die Geraden  $\overline{AC}$  und  $\overline{BM}$  gezeichnet, die sich in  $D$  treffen sollen, hierauf lege man durch  $C$ ,  $D$  und  $M$  Parallelen zu den Kräften, welche der Reihe nach  $AB$  in  $C_1$ ,  $D_1$  und  $N$  und  $\overline{ab}$  der Reihe nach in  $c_1$ ,  $d_1$  und  $m_1$  treffen. Ist dies geschehen, so mache man auf  $\overline{Dd_1}$  die Strecke  $\overline{d_1e} = c_1d_1$ , und ziehe  $\overline{ea}$



wird dieser Querschnitt nicht auf Biegung beansprucht, wenn eine Last  $\overline{D d_1}$  zur Kraftlinie hat, ganz gleichgültig, ob die Last groß oder klein ist. Der Leser sei aufmerksam gemacht, daß  $\overline{D d_1}$  eine Lastscheide ist, deren sich Leibbrand bei der statischen Untersuchung von Dreigelenkbögen bedient hatte. Man setzt nun das Dreieck  $a c d_1$  negativ und das Dreieck  $d_1 m b$  positiv, indem man weiß, daß die Ordinaten derselben verschiedene Vorzeichen haben. Zur Querschnittsermittlung von  $C$  wird man den Bogen entweder nur zwischen  $\overline{A a}$  und  $\overline{D d_1}$  oder nur zwischen  $\overline{B b}$  und  $\overline{D d_1}$  mit beweglicher Belastung versehen. Denn eine vollständige Belastung des Gewölbes würde einen geringeren Querschnitt ergeben. Die Einflußfläche dient also zur Querschnittsermittlung und ist sowohl für bleibende als auch für bewegliche Belastung anwendbar. Ist der Bogen zwischen  $\overline{A a}$  und  $\overline{D d_1}$  gleichmäßig mit  $g$  für die Längeneinheit belastet und ist ferner der Inhalt des Dreiecks  $a c d_1 = f$ , so wird im Querschnitt von  $C$  das Biegemoment  $f \cdot g$  hervorgebracht. Befindet sich jedoch zwischen  $\overline{B b}$  und  $\overline{D d_1}$  diese gleichmäßig verteilte Last und ist  $f_1$  der Inhalt des Dreiecks  $d_1 m b$ , so entsteht in demselben Querschnitt das Biegemoment  $g \cdot f_1$ . Ist also der Bogen vollständig belastet, so ergibt sich für das Biegemoment des Querschnitts von  $C$  der Wert  $g \cdot (f - f_1)$ . Wenn der Bogen eine Parabel ist, so entsteht, wenn er gleichmäßig belastet wird, in keinem Querschnitt ein Biegemoment, weil ja bekanntlich diese Linie Seilkurve für die gleichmäßig verteilte Last ist, gleichgültig wie groß der Pfeil des Bogens ist. Da aber jeder flache Kreisbogen als Parabel mit sehr großer Genauigkeit aufgefaßt werden darf, so ist klar, daß auch hier in keinem Querschnitt, also ebenfalls nicht in  $C$  ein Biegemoment vorkommen kann. Es ist deshalb  $g(f - f_1) = 0$ , woraus folgt, daß  $f = f_1$  ist. Die Inhalte der beiden Dreiecke  $a c d_1$  und  $d_1 m b$  müssen also einander gleich sein und zwar nicht nur für den Querschnitt von  $C$ , sondern auch für jeden beliebigen anderen Querschnitt.

II.

Wir nennen  $l$  die Spannweite, setzen  $\overline{C C_1} = y$  und  $\overline{A C_1} = x$ . Ist weiter die Pfeilhöhe  $\overline{M N} = f$ , so ergibt sich

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

Wir machen es uns zur Aufgabe, den Inhalt des Dreiecks  $a c d_1$  zu bestimmen und setzen

$$\frac{\overline{D D_1}}{J} = \frac{\overline{A D_1}}{A C_1} = \frac{\overline{a d_1}}{a c_1}$$

und:

$$\frac{\overline{D D_1}}{f} = \frac{\overline{D_1 B}}{N B}$$

Setzt man nun  $\overline{D_1 B} = z$ , so ist  $\overline{A D_1} = l - z$ , ferner  $\overline{N B} = \frac{1}{2}$  und  $\overline{a c_1} = x$ .

Aus den vorhergehenden Gleichungen folgt:

$$\frac{y}{f} = \frac{x \cdot z}{(l - z) \cdot \frac{1}{2}}$$

Setzt man hierin den Wert für  $y$  ein, so hat man:

$$\frac{4 f \cdot x \cdot (l - x)}{l^2 \cdot f} = \frac{2 x \cdot z}{l (l - z)}$$

und hieraus

$$z \cdot l = 2 (l - x) \cdot (l - z)$$

woraus entsteht:

$$z = \frac{2l \cdot (1-x)}{3l - 2x}$$

oder auch:

$$z = 2l \cdot \frac{1 - \frac{x}{l}}{3 - 1 \frac{x}{l}}$$

Weiter ist:

$$1 - z = l \cdot \left[ 1 - \frac{2 \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right)}{3 - 2 \frac{x}{l}} \right]$$

oder auch:

$$1 - z = \frac{l}{3 - 2 \frac{x}{l}}$$

Nach der Zeichnung ist:  $\overline{c_1 d_1} = \overline{d_1 e}$ , und weil  $\overline{c_1 d_1} = l - x - z$  ist, so hat man auch:

$$\overline{d_1 e} = l - z - x$$

Wir haben daher:

$$\overline{d_1 e} = \frac{l^2}{3l - 2x} - x = \frac{l^2 - 3lx + 2x^2}{3l - 2x} = \frac{(l-x)(l-2x)}{3l - 2x}$$

Ferner ist Dreieck  $acc_1$  ähnlich Dreieck  $ad_1e$ , so daß sich ergibt:

$$\frac{\overline{cc_1}}{\overline{ac_1}} = \frac{\overline{ed_1}}{\overline{ad_1}}$$

Setzt man  $\overline{cc_1} = v$ , so hat man aus dieser Gleichung:

$$v = x \cdot \frac{\overline{ed_1}}{l - z}$$

oder auch mit Rücksicht auf die Werte für  $z$  und  $l - z$

$$v = x \cdot \frac{(l-x)(l-2x)}{3l - 2x} \cdot \frac{3l - 2x}{l^2}$$

d. h.

$$v = \frac{x \cdot (l-x)(l-2x)}{l^2}$$

Der Inhalt des Dreiecks  $acd_1$  ist nun gleich:

$$\frac{1}{2} \cdot \overline{ad_1} \cdot \overline{cc_1} = \frac{1}{2} \cdot (l-z) \cdot v$$

Nennt man ihn  $J$ , so hat man:

$$J = \frac{1}{2} l^2 \cdot \frac{\frac{x}{l} \left(1 - \frac{x}{l}\right) \left(1 - \frac{2x}{l}\right)}{3 - 2 \frac{x}{l}}$$

Wir wollen noch den Inhalt des Dreiecks  $d_1 mb = J_1$  berechnen, von dem wir bereits wissen, daß er gleich  $J$  sein muß, den wir eben gefunden hatten. Es ist

$J_1 = \frac{1}{2} \overline{d_1 b} \cdot \overline{mm_1} = \frac{1}{2} \cdot z \cdot \overline{mm_1}$ . Da nun Dreieck  $cc_1 d_1$  ähnlich ist dem Dreieck  $mm_1 d_1$ , so ist:

$$\frac{v}{\overline{c_1 d_1}} = \frac{\overline{mm_1}}{\overline{d_1 m_1}}$$

d. h. 
$$mm_1 = \left(z - \frac{1}{2}\right) \cdot \frac{x}{1-x}$$

Hierin ist

$$z - \frac{1}{2} = \frac{2l \cdot (1-x)}{3l - 2x} - \frac{1}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{4l - 4x - 3l + 2x}{3l - 2x}$$

oder: 
$$z - \frac{1}{2} = \frac{1}{2} \cdot \frac{l - 2x}{3l - 2x}$$

also ist: 
$$mm_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{l - 2x}{3l - 2x} \cdot \frac{x}{l^2} \cdot (3l - 2x)$$

und nunmehr ist:

$$J_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{2l \cdot (1-x)}{3l - 2x} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{l - 2x}{l^2} \cdot x$$

oder endlich: 
$$J_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{x \cdot (1-x)(l - 2x)}{3l - 2x}$$

womit nachgewiesen ist, daß  $J = J_1$  ist.

Wichtig ist es jetzt zu wissen, wann  $J$  oder  $J_1$  einen Höchstwert hat; denn derselbe wird für den stärksten Querschnitt des Bogens maßgebend sein. Man setze dann  $\frac{x}{l} = 0,0, 0,1, 0,2, 0,3, 0,4$  und  $0,5$  und erhält der Reihe nach für  $J = J_1$  die Werte:  $0,000 \cdot l^2, 0,012857 \cdot l^2, 0,01846 \cdot l^2, 0,01750 \cdot l^2, 0,010709 \cdot l^2$  und  $0,000 \cdot l^2$ . Höchstwert für  $J$  liegt dann zwischen  $\frac{x}{l} = 0,2$  und  $\frac{x}{l} = 0,3$ , wie man aus dem Bild 284 erkennt, worin die Ordinaten der Kurven den bezüglichen Flächeninhalten der Dreiecke entsprechen. Nimmt man  $\frac{x}{l} = 0,22$ , so hat man  $J = 0,0187 \cdot l^2$ ; ist  $\frac{x}{l} = 0,24$ , so entsteht  $J = 0,018819 \cdot l^2$  und ist endlich  $\frac{x}{l} = 0,23$ , so entsteht:  $J = 0,018825 \cdot l^2$ .

Der Höchstwert für  $J = J_1$  ist daher

$$J_{\max.} = 0,018825 \cdot l^2 \quad 1)$$

wenn  $\frac{x}{l} = 0,23$  ist. Der gefährliche Querschnitt des Bogens liegt demnach, wenn man nur die Biegemomente berücksichtigt und gleichmäßig verteilte Last annimmt, entweder im Abstände  $0,23 \cdot l$  von A oder im Abstände  $0,23 \cdot l$  von B. Bestimmt man noch die Ordinate  $v$ , so findet man, wenn auch nicht ganz genau, so doch angenähert, daß sie ebenfalls im Abstände  $0,23 \cdot l$  von A am größten ist. Man hat nämlich für  $\frac{x}{l} = 0,211, v = 0,09622 \cdot l$  und für  $\frac{x}{l} = 0,23, v = 0,095634 \cdot l$ . Aus diesem Grunde kann man unbedenklich auch für bewegliche Belastung diesen Querschnitt als gefährlichen ansehen, und in dem künftigen Zahlenbeispiele wird die Einflußlinie für dessen Biegemoment auch benutzt werden.

### III

Der Bogen  $AMB$  von der Spannweite  $l$  und der Pfeilhöhe  $f$  sei vorläufig nur mit  $P_2$  belastet. Es werden dann in A und in B Auflagerdrücke erzeugt, von denen letzterer  $\overline{MB}$  in Bild 285 zur Kraftlinie hat. Ist nun  $p_2'$  der Abstand der Kraft  $P_2$  von A, und hat dieser Auflagerdruck  $R$  die Strecke  $r$  zum Abstände von A, so muß  $Rr - P_2 \cdot p_2' = 0$  sein,

D. h. 
$$R = \frac{P_2 \cdot p_2'}{r}$$

Man zerlege  $R$  in die Seitenkräfte  $Y$  und  $X$ , welche normal beziehungsweise in der Richtung von  $\overline{AB}$  wirken. Ist Winkel  $MBA = \varphi$ , so hat man:

$$Y = R \cdot \sin \varphi$$

und 
$$X = R \cdot \cos \varphi$$

Es ist im Dreiecke  $MBN$ :

$$\sin \varphi = \frac{f}{MB}$$

und 
$$\cos \varphi = \frac{1}{2 MB}$$

Daher hat man:

$$Y = R \cdot \frac{f}{MB}$$

und 
$$X = R \cdot \frac{1}{2 MB}$$

also 
$$X = y \cdot \frac{1}{2 f}$$

Es ist weiter  $\frac{r}{1} = \sin \varphi$ , also  $Y =$

$R \cdot \frac{r}{1}$ , also hat man auch:

$$Y = \frac{P_2 \cdot p_2'}{1}$$

und 
$$X = \frac{P_2 \cdot p_2'}{2 f}$$

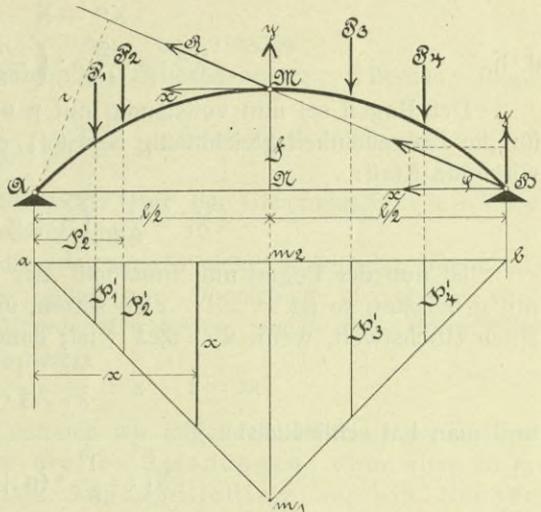


Bild 285.

Man lege in Bild 285 durch  $A$  und  $B$  zur Pfeilhöhe  $\overline{MN}$  die Parallelen und dazwischen zu  $\overline{AB}$  die Parallele  $\overline{ab}$ , welche die Verlängerung von  $\overline{MN}$  in  $m_2$  trifft. Hierauf mache man  $m_1 m_2 = \frac{1}{2}$  und ziehe die Geraden  $\overline{m_1 a}$  und  $\overline{m_1 b}$ . Es ist dann Dreieck  $a m_1 b$  die Einflußfläche zur Ermittlung der wagerecht wirkenden Kraft  $X$ , wie man auf Grund der letzten Gleichung sofort erkennt. Die Ordinate zu  $P_2$  ist in diesem Dreiecke nämlich gleich  $p_2'$ . Wirken also noch die Kräfte  $P_1$ ,  $P_3$  und  $P_4$  auf dem Gewölbe und haben sie beziehungsweise  $p_1'$ ,  $p_3'$  und  $p_4'$  zu Ordinaten im Dreiecke, so bringen sie sämtlich, also mit  $P_2$  zusammen die wagerecht wirkende Kraft

$$X = \frac{1}{2 f} \cdot (P_1 \cdot p_1' + P_2 \cdot p_2' + P_3 \cdot p_3' + P_4 \cdot p_4')$$

sowohl in  $A$  als auch in  $B$  hervor. Ist der Bogen mit  $g$  gleichmäßig für die Längeneinheit belastet, und nennt man  $F$  den Inhalt des Dreiecks  $a m_1 b$ , so ist die von derselben hervorgebrachte wagerecht wirkende Kraft

$$X = \frac{g}{2 f} \cdot F.$$

Es ist jedoch:

$$F = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} = \frac{1}{4} l^2,$$

also entsteht:

$$X = \frac{g \cdot l^2}{8 f}$$

Ist ferner der Bogen innerhalb der Strecke  $x'$  von A an gleichmäßig belastet, so entsteht, wenn  $x' < \frac{1}{2}$  ist, die wagerecht wirkende Kraft

$$X' = \frac{g \cdot x'^2}{4 \cdot f}$$

und ist er innerhalb des Restes, also der Strecke  $l = x'$  belastet, so ist die wagerecht wirkende Kraft

$$X'' = X - X'$$

d. h. 
$$X'' = \frac{g}{4 \cdot f} \cdot \left( \frac{l^2}{2} - x'^2 \right)$$

Der Bogen sei nun vollständig mit  $p$  und innerhalb der Strecke  $l - x'$  mit  $g$  für die Längeneinheit gleichmäßig belastet; es ergibt sich dann für die wagerecht wirkende Kraft:

$$X_1 = \frac{l^2}{8 \cdot f} \cdot \left( p + g \cdot \left( 1 - \frac{x'^2}{l^2} \right) \right)$$

Ist nun der Bogen nur innerhalb der Strecke  $\overline{D_1 B}$  in Bild 285 gleichmäßig mit  $g$  belastet, so ist  $x' = l - z$  zu setzen, und dieses Dreieck erreicht bekanntlich einen Höchstwert, wenn  $x = 0,23 \cdot l$  ist; dann entsteht:

$$x' = l - z = \frac{l}{3 - 2 \cdot 0,23} \approx 0,4 \cdot l,$$

und man hat schließlich:

$$X_1 = \frac{l^2}{8 \cdot f} \cdot (p + 0,68 \cdot g) \quad 2)$$

Ist dagegen der Bogen vollständig mit  $p$  und innerhalb der Strecke  $x'$  mit  $g$  für die Längeneinheit gleichmäßig belastet, so hat man für den wagerechten Schub:

$$X_2 = \frac{l^2}{8 \cdot f} \cdot (p + 0,32 \cdot g) \quad 3)$$

Außer dem Biegemoment ist nun der Querschnitt von C noch von einer senkrecht dazu wirkenden Kraft beansprucht. Da der Bogen flach ist, so macht man keinen großen Fehler, wenn man diese Normalkraft gleich der wagerecht wirkenden Kraft  $X$  setzt, was wir auch machen werden. Für den gefährlichen Querschnitt wird man dabei die Formeln 2 und 3 gebrauchen.

Es werde  $k$  die Spannung in jeder der äußersten Fasern des gefährlichen Querschnittes genannt,  $h$  sei die Höhe dieses Querschnittes, und die Tiefe des Bogens werde gleich 1 genommen. Es ist dann  $1 \cdot h$  der Flächeninhalt und

$1 \cdot \frac{h^2}{6}$  das Widerstandsmoment des Querschnittes. Die vollständig gleichmäßig ver-

teilte Belastung ergibt kein Biegemoment, sondern nur die andere, nämlich nach Formel 1 das Biegemoment  $0,018825 \cdot g \cdot l^2$ . Es entsteht nur noch die Gleichung für zusammengesetzte Zug- oder Druck- und Biegezugfestigkeit, da wir den Bogen falls aus Beton, vorläufig ohne Eiseneinlage voraussetzen:

$$k = \frac{l^2}{8 \cdot f} \cdot \frac{(p + 0,68 \cdot g)}{1 \cdot h} \pm \frac{0,018825 \cdot g \cdot l^2}{1 \cdot \frac{h^2}{6}}$$

Hieraus folgt:

$$k \cdot h^2 = g \cdot l^2 \cdot \left[ \frac{h}{8 \cdot f} \cdot \left( \frac{p}{g} + 0,68 \right) \pm 6 \cdot 0,018825 \right] \quad 4)$$

Soll nun im gefährlichen Querschnitt keine Zugspannung vorkommen, so ist:

$$\frac{h}{8 \cdot f} \cdot \left( \frac{p}{g} + 0,68 \right) \geq 6 \cdot 0,018825 \quad 5)$$

d. h.: 
$$\frac{h}{f} \geq \frac{0,9}{0,68 + \frac{p}{g}} \quad 6)$$

**Beispiel**  $p = 5 \text{ g}$ . Dann ist  $\frac{h}{f} \geq \frac{0,9}{5,68}$ . Nimmt man  $h = 0,16 \cdot f$ , so ist obige Bedingung erfüllt, und gibt man an allen Stellen dem Bogen gleiche Stärke, so sind Zugspannungen unmöglich, also ist für Beton dann Eiseneinlage nicht erforderlich. Weiter ist nach Formel 4:

$$k \cdot h^2 = g \cdot l^2 (0,02 \cdot (5 + 0,68) + 6 \cdot 0,018825)$$

für die größte im Bogen vorkommende Druckspannung. Hieraus folgt:  $kh^2 = 0,2265 \cdot g \cdot l^2$

d. h.: 
$$h \propto 0,471 \cdot \sqrt{\frac{g}{k}}$$

Hat man so  $h$  gefunden, so ergibt sich weiter mit der Gleichung  $h = 0,16 f$  die Pfeilhöhe  $f = 6,25 \cdot h$ , falls  $g$  und  $k$  bekannt sind.

Zum Schluß bemerken wir, daß die Gleichung 6 nicht vollständig genau ist, denn wegen der Normalkraft wird der gefährliche Querschnitt ein wenig verschoben, doch ist die Verschiebung außerordentlich gering, sodaß diese Formel für die Praxis genügend genaue Ergebnisse liefert.

#### IV.

Als ausführliches **Zahlenbeispiel** nehmen wir folgendes: Eine eingeleisige Eisenbahn soll mit Hilfe eines 5 m breiten Betonbogens über eine 20 m weite Oeffnung geführt werden. Die Bogenmittellinie sei ein flacher Kreisbogen und die ständige Belastung  $p$  betrage 5 Tonnen für den laufenden Meter.

Man zeichnet zunächst im Maßstabe 1:200 eine wagerechte Linie als Spannweite des Bogens, daher hat sie die Länge von 10 cm (Bild 286 auf Seite 168). Hierauf macht man die Strecke  $\overline{AC_1} = 0,231 = 2,3 \text{ cm}$ , ferner  $\overline{AN} = 5 \text{ cm}$  und  $\overline{AD_1} = 1 - z = \frac{1}{3 - 2 \frac{x}{1}}$

worin  $x = 0,23 \text{ l}$  ist. Man erhält  $\overline{AD_1} = 0,4 \text{ l} \approx 8 \text{ m}$ . In der Zeichnung ist dann  $\overline{AD_1} \approx 4 \text{ cm}$ . In  $A_1, C_1, D_1, N$  und  $B$  errichte man Senkrechte zu  $\overline{AB}$  und lege zu  $\overline{AB}$  die Parallele  $ab$  als Nulllinie der Einflußfläche für das Biegemoment des gefährlichen Querschnittes  $C$ . Die Parallele wird von der Senkrechten beziehungsweise in den Punkten  $a, c_1, d_1, m_1$  und  $b$  getroffen. Hierauf mache man auf  $\overline{Aa}$  die Strecke  $\overline{aa'} = n \cdot \overline{ac_1}$ , wobei  $n$  eine beliebige Zahl ist; um die Ordinaten der Einflußfläche recht lang zu erhalten, wähle man  $n$  groß, hier haben wir dafür 2,5 genommen. Es ist also  $\overline{aa'} = 2,5 \cdot 2,3 = 5,75 \text{ cm}$ . Dann ziehe man  $\overline{a'd_1}$  bis zum Schnittpunkte  $m$  mit  $\overline{m_1M}$ , ferner  $\overline{mb}$ , und verbinde den Schnittpunkt  $c$  von  $\overline{a'd_1}$  und  $\overline{Cc_1}$  mit  $a$ . Es ist dann die gebrochene Linie  $acd_1mb$  die verlangte Einflußlinie und die beiden Dreiecke  $acd_1$  und  $d_1mb$  bilden die Einflußfläche.

Die ungünstigste Laststellung innerhalb der Punkte  $A$  und  $D_1$  ist in Bild 286 veranschaulicht und mit Probieren gefunden worden. Die Ordinaten findet man ihrer wirklichen Länge nach folgendermaßen: beträgt eine solche  $\alpha$  Zentimeter, so ist sie in Wirklichkeit  $\frac{\alpha \cdot 200}{n} = \frac{\alpha \cdot 200}{2,5}$  Zentimeter, d. h.  $0,8 \cdot \alpha$  Meter. Die Ordinaten sind eingeschrieben und es entsteht nun das Höchstbiegemoment von den Lasten zwischen  $A$  und  $D$ :

$$0,8 \cdot \{ 13 \cdot 1,35 + 13 \cdot 2,35 + 13 \cdot 0,975 \} = 10,4 \cdot (1,35 + 2,35 + 0,975).$$

Es beträgt also:

$$M = 4,675 \cdot 10,4 = 48,62 \text{ Tonnenmeter.}$$

Die ungünstigste Laststellung innerhalb der Punkte  $D_1$  und  $B$  ist ebenfalls durch Probieren gefunden worden. Es entsteht für das Biegemoment:

$$M_1 = 0,8 \cdot \{13 \cdot 1,65 + 13 \cdot 1,40 + 13 \cdot 1,15 + 9 \cdot 0,5 + 9 \cdot 0,275 + 9 \cdot 0,025\}$$

$$= 0,8 \cdot (13 \cdot (1,65 + 1,40 + 1,15) + 9 \cdot (0,5 + 0,275 + 0,025)).$$

Dasselbe beträgt  $M_1 = 49,44$  Tonnenmeter.

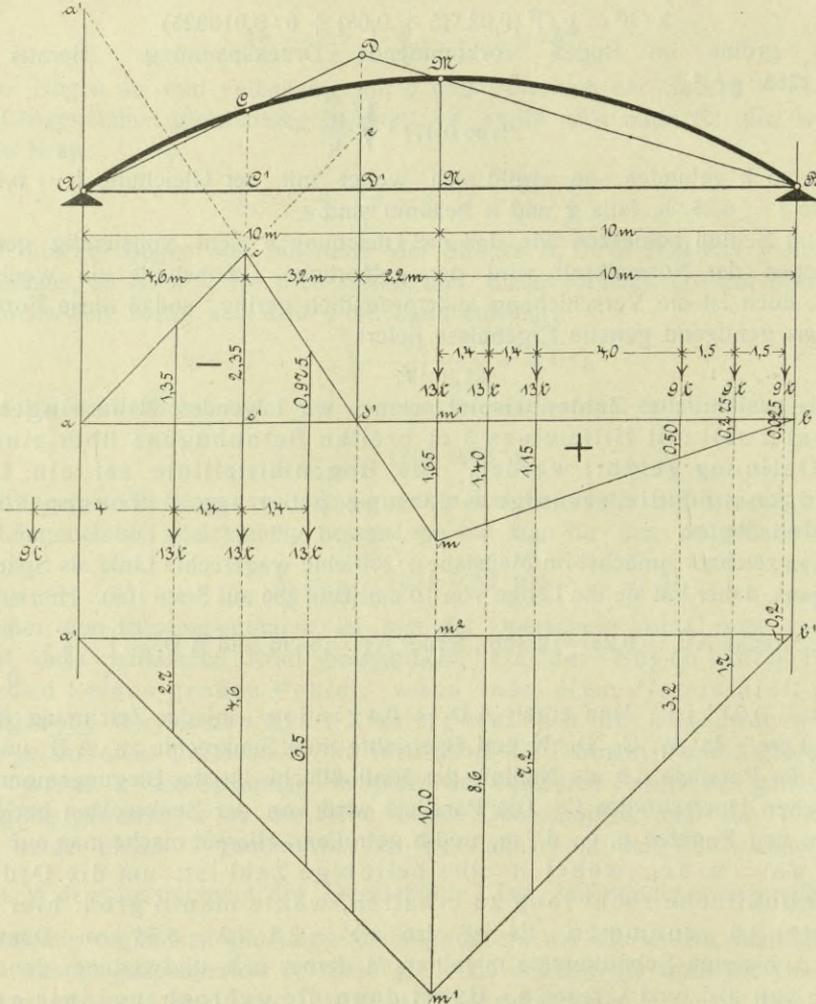


Bild 286.

Da  $M_1 > M$  ist, so ist letzteres Biegemoment für die Querschnittsbestimmung maßgebend.

Wir gehen jetzt zur Ermittlung der wagrecht wirkenden Kraft über. Zu dem Zwecke ist in Bild 286 die Gerade  $a_1 b_1$  parallel zu  $AB$  gezogen, die Linie  $MN$  verlängert, ihr Schnittpunkt mit  $a b$  ist  $m_2$  genannt und  $\overline{m_2 m_1} = \frac{1}{2} l$  gemacht worden. Nachdem  $m_2$  mit  $a$  und  $b$  verbunden worden ist, entsteht in dem Dreieck  $a_1 b_1 m_1$  die Einflußfläche zur Bestimmung der wagrecht wirkenden Kraft. Die Lastverteilung zwischen  $D$  und  $B$  ist die ungünstigere,

daher sind die Ordinaten für die Laststellung in Bild 286 erforderlich. Wir haben sie in wirklicher Größe ausgedrückt, also in Metern eingeschrieben, und erhalten dafür 10,0, 8,6, 7,2, 3,2, 1,7 und 0,2. Daher ergibt sich von der beweglichen Last der wagrechte Schub:

$$X = \frac{1}{2f} \cdot (10,0 \cdot 13 + 8,6 \cdot 13 + 7,2 \cdot 13 + 3,2 \cdot 9 + 0,2 \cdot 9)$$

also:

$$X = \frac{190,65}{f}$$

Von der gleichmäßig verteilten Last hat man den wagrechten Schub:

$$X^1 = \frac{5 \cdot 20^2}{8f} = \frac{250}{f}$$

Der ganze wagrechte Schub ist deswegen:

$$x_0 = \frac{1}{f} \cdot (190,65 + 250) = \frac{440,65}{f},$$

worin der Zähler Tonnen und der Nenner Meter bedeuten. Soll der Zähler in Kilogramm und der Nenner in Zentimeter ausgedrückt werden, so ergibt sich:

$$X_0 = \frac{44\ 065\ 000}{f}$$

Außerdem braucht man noch, wie schon gesagt

$$M_1 = 4\ 944\ 000 \text{ kg/cm.}$$

Wir nennen  $k$  die Randspannung,  $h$  die Stärke und  $A$  die Tiefe des Bogens, so sind  $\frac{A \cdot h^2}{6}$  und  $t \cdot h$  Widerstandsmoment und Inhalt des Bogenquerschnitts.

Daher ist:

$$k = \frac{44\ 065\ 000}{f \cdot t \cdot h} \pm \frac{4\ 944\ 000}{\frac{t \cdot h^2}{6}}$$

d. h.

$$kth^2 = 44\ 065\ 000 \cdot \frac{h}{f} \pm 29\ 664\ 000 \quad 5)$$

Hierin ist  $t = 5 \text{ m} = 500 \text{ cm}$  gegeben, nehmen wir  $k = 40 \text{ kg}$  für den qcm, so entsteht:

$$h^2 = \frac{2203,25}{f} \cdot h \pm 1483,2$$

Wir nehmen die Pfeilhöhe  $f = 3 \text{ m} = 300 \text{ cm}$  und es wird:

$$h^2 = 7,34 \cdot h \pm 1483,2$$

Zur Berechnung von  $h$  ist das positive Vorzeichen zu benutzen und man hat:

$$h = 3,67 + \sqrt{3,67^2 + 1483,2}$$

d. h.

$$h = 42,3 \text{ cm.}$$

Nehmen wir das Gewicht des Kubikmeters Beton gleich  $2000 \text{ kg}$ , so entsteht das Gewicht des Bogens für den laufenden Meter:  $0,423 \cdot 2000 \cdot 5 = 4230 \text{ kg} = 4,23 \text{ t}$ , so daß für den Belag  $5,00 - 4,23 = 0,77 \text{ t}$  für den laufenden Meter übrig bleibt. Die entstehende größte Zugspannung im Bogen ist nach Gleichung 5 zu berechnen, unter Benutzung des negativen Vorzeichens. Nehmen wir die Bogenstärke  $43 \text{ cm}$ , so ist nach Gleichung 5:

$$k \cdot 500 \cdot 43^2 = 44\ 065\ 000 \cdot \frac{43}{300} - 29\ 664\ 000$$

wobei das negative Vorzeichen zu benutzen war. Hieraus ergibt sich die größte Zugspannung zu  $25,2 \text{ kg}$  für den qcm. Wegen dieser hohen Zugspannung sind Eiseneinlagen unentbehrlich.

Wir nehmen die Spannung des Eisens zu 900 kg/qcm und die Spannung des Betons zu 40 kg/qcm an. Dann ist nach der Formel:

$$\frac{\sigma_e}{\sigma_b} = n \cdot \frac{1 - m}{m}$$

$$\frac{900}{40} = 15 \cdot \frac{1 - m}{m}$$

$m = 0,4$ . Weiter ist:

$$\sigma_e \cdot f_e = \frac{1}{2} \cdot \sigma_b \cdot m \cdot hb - X$$

d. h.

$$900 \cdot f_e = \frac{1}{2} \cdot 40 \cdot 0,4 \cdot 43 \cdot 500 - \frac{44 \ 065 \ 000}{300}$$

oder auch:

$$f_e = \frac{25 \ 117}{900} = 28 \text{ qcm.}$$

Nachdem so auch  $f_e$  ermittelt worden ist, prüft man mit den im vorigen Teile gegebenen Einflußlinien durch, ob diese Spannungen auch tatsächlich stattfinden; denn es ist nicht angängig, auf so einfache Weise die Berechnung von reinen Betonbögen auf die Bögen aus Eisenbeton zu übertragen. Durch diese Berechnungsweise haben wir nur eine oberflächliche Bestimmung von  $h$  und  $f_e$  für Eisenbetonbögen erzielt. Hier ist  $M - X_o z = 0,4 \cdot 2,6 \cdot \sigma_b \cdot W_b = 1,04 \cdot \sigma_b \cdot W_b \propto \sigma_b \cdot W_b$ , deshalb werden  $h$  und  $f_e$  sehr gut stimmen.

Dann wird man die Eiseneinlagen durchweg gleich stark anordnen. Behält der Bogen überall dieselbe Stärke, so ergeben sich die Spannungen in den übrigen Querschnitten geringer als im gefährlichen Querschnitt. Es wird von Vorteil sein, die Probe auf die mitgeteilte Weise für **recht viele** Bogenquerschnitte auszuführen, weil darunter solche vorhanden sind, welche Eiseneinlage nicht erfordern. Andernfalls müßte man die Eiseneinlagen an den beiden Rändern durchgehend anordnen, was wirtschaftlich nicht vorteilhaft wäre.

Man hat bisher nur Brückenbögen ausgeführt, die nur Druckbeanspruchungen auszuhalten hatten. Ihre Berechnung erfolgt, wie wir bereits erwähnt hatten, mit den Einflußlinien des vorigen Abschnittes, wobei jedoch statt des Schwerpunkts  $E$  des Querschnitts der Eiseneinlage der Kern des Bogenquerschnitts zu nehmen ist.

Brücken von Eisenbeton werden sich dadurch auszeichnen, daß sie leichter sind, also einen geringeren wagerechten Schub ausüben, und damit zugleich weniger Widerlager bedürfen. Sie werden dieselben Vorteile wie schmiedeeiserne Brücken haben, weil ja die Zugspannungen, vom Eisen aufgenommen, beibehalten werden können. Außerdem werden sie vor letztgenannten Brücken noch den Vorteil haben, daß sie keine Unterhaltungskosten verursachen und daß ihre Tragfähigkeit und Sicherheit mit der Zeit zunimmt.

Da an den Enden des Gewölbes Gelenke anzubringen sind, also Biegebeanspruchungen derselben nicht vorkommen, so brauchen die Schubbeanspruchungen nicht berechnet zu werden; in den übrigen Teilen des Bogens sind sie weit unter der zulässigen Grenze von 4,5 kg für den qcm. Die Eiseneinlagen sind so anzuordnen, daß die zulässige Gleitspannung nicht überschritten wird; dies läßt sich stets ausführen, weil man durch Vermehrung der Anzahl der Eiseneinlagen den Umfang derselben vergrößern und damit die Gleitspannung beliebig verkleinern kann.

## Berechnung flacher Massivbögen bzw. Gewölbe.

### I.

#### Bögen, bzw. Gewölbe aus reinem Beton.

In folgendem soll noch die Berechnung von gleichmäßig belasteten flachen Massivbögen mitgeteilt werden und zwar unter der üblichen, von der Behörde gestatteten Annahme, daß die größte Beanspruchung eines bestimmten Bogenquerschnitts dann eintritt, wenn die Auf- oder Nutzlast von einem Auflager an bis zur Mitte des Bogens reicht. In Wirklichkeit ist diese Annahme nicht richtig, doch kommt dieselbe den tatsächlichen Verhältnissen sehr nahe. Der Berechnung wird die Kreisbogenform zu Grunde gelegt. Es sei jedoch betont, daß einmal streng genommen die im folgenden angestellte Untersuchung nur für den Parabelbogen gilt, welchen man jedoch mit großer Genauigkeit auch durch einen Kreisbogen ersetzen kann, und daß andermal die Rechnung selbst mit Rücksicht auf große Einfachheit und bequeme Anwendung in der Praxis eine Annäherungsrechnung\*) ist, die jedoch den Vorzug der Zuverlässigkeit hat, indem man etwas stärkere Bögen erhält, als in Wirklichkeit erforderlich sind. Untersucht wird ein am stärksten beanspruchter Bogenquerschnitt, dessen Lage im Bogen wohl, wie wir bereits gefunden haben, eine bestimmte, doch für unsere Rechnung hier ohne Einfluß ist. Ebenfalls ist für die Berechnung gleichgültig, ob der Bogen mit zwei Auflagergelenken versehen oder eingespannt ist, denn jedenfalls ist das System einfach oder dreifach statisch unbestimmt, und es braucht auf Temperaturänderung keine Rücksicht genommen zu werden, sobald die Widerlagsmauern ebenfalls aus Beton bestehen.

Wie nebenstehendes Bild 287 erkennen läßt, soll der Bogen überall gleich stark sein, und zwar ist sein Querschnitt ein Rechteck von der Länge 1 m und der Höhe  $h$  und es hat die Verbindungslinie der Schwerpunkte bzw. Mittelpunkte aller Querschnitte eine Spannweite von 1 m und eine Pfeilhöhe von  $f$  m.

Zu ermitteln ist die Höhe  $h$  des Bogenquerschnitts, wenn die Nutzlast für die Länge von 1 m  $p$  kg beträgt.

Es sei  $\gamma$  das Gewicht eines Kubikmeters Beton, so darf man das Eigengewicht wegen der Flachheit des Bogens angenähert  $\gamma \cdot h$  für die Längeneinheit setzen, wobei man übrigens noch sicherer rechnet, d. h. die vorausgesetzte größte Spannung wird im Bogen nicht vorkommen können, sondern geringer sein, wenn auch der Unterschied nur klein ist. Das Eigengewicht des Bogens ruft keine Biegemomente in jedem Bogenquerschnitt hervor, wohl aber die Horizontalkraft  $\frac{\gamma \cdot h \cdot l^2}{8 f}$ , wobei  $f$  die Pfeilhöhe des Bogens bedeutet. Die angegebene Nutzlast verursacht

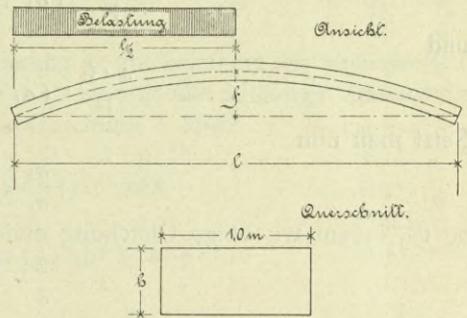


Bild 287.

\*) Die ganz genaue Rechnungsweise würde Formeln von großer Länge ergeben, die dann sehr unübersichtlich und für den Praktiker zwecklos sein würden. Die oben entwickelten Formeln geben etwas größere Bogenstärken, doch ist dies unwesentlich. In den Formeln ist die sogen. Scher- oder Vertikalkraft unberücksichtigt geblieben, was insofern auch berechtigt ist, als dieselbe in dem gefährlichen Querschnitt, welcher der ganzen Berechnung zu Grunde gelegt, sehr klein ist.

jedoch bekanntlich das Maximalbiegungsmoment  $\frac{p \cdot l^2}{64}$  und den Horizontalschub  $\frac{1}{2} \cdot \frac{p \cdot l^2}{8 \cdot f}$

Nennen wir nun  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  die Randspannungen des am stärksten beanspruchten Querschnittes, gekennzeichnet als Belastung für den Quadratmeter,  $h$  den Inhalt des Querschnitts und  $\frac{h^2}{6}$  das Widerstandsmoment desselben, so ist nach der bekannten Formel für zusammengesetzte Biegungs- und Zug- und Druckfestigkeit:

$$\sigma_1 = \frac{\left(\frac{p}{2} + \gamma \cdot h\right) \cdot \frac{l^2}{8f}}{h} + \frac{\frac{1}{64} \cdot p \cdot l^2}{\frac{h^2}{6}} \quad 1.$$

und

$$\sigma_2 = \frac{\left(\frac{p}{2} + \gamma \cdot h\right) \cdot \frac{l^2}{8f}}{h} - \frac{\frac{1}{64} \cdot p \cdot l^2}{\frac{h^2}{6}} \quad 2.$$

In diesen Formeln, die nebenbei bemerkt für unsere weitere Untersuchung ausreichen, bedeutet das positive Vorzeichen Druck, dagegen das negative Vorzeichen Zug. Wir addieren und subtrahieren diese Gleichungen, wodurch entsteht:

$$\frac{4 \cdot h}{l^2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) = \frac{\frac{p}{2} + \gamma \cdot h}{f} \quad 4.$$

und

$$\frac{4 \cdot h}{l^2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) = \frac{3}{4} \cdot \frac{p}{h} \quad 5.$$

Setzt man nun

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} = \varepsilon, \quad 6.$$

so ist, indem wir obige Gleichung dividieren:

$$\varepsilon = \frac{2}{3} \cdot \frac{h}{f} \cdot \frac{p + 2 \cdot \gamma \cdot h}{p}$$

oder auch:

$$\frac{3}{2} \cdot \varepsilon \cdot p \cdot f = p \cdot h + 2 \cdot \gamma \cdot h^2,$$

d. h.

$$h^2 + \frac{p}{2\gamma} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot \varepsilon \cdot \frac{p}{\gamma} \cdot f; \quad 7.$$

hieraus entsteht:

$$h = -\frac{p}{4\gamma} \pm \sqrt{\left(\frac{p}{4\gamma}\right)^2 + \frac{3}{4} \cdot \varepsilon \cdot \frac{p}{\gamma} \cdot f}.$$

Formt man endlich diese Gleichung, in welcher nur das positive Vorzeichen einen Sinn hat, etwas um, so entsteht die endgültige gesuchte Gleichung

$$h = \frac{p}{4\gamma} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{12 \cdot \varepsilon \cdot \gamma \cdot f}{p}} \right] \quad I.$$

Somit ist die Bogenstärke gefunden und es zeigt sich hier die Eigentümlichkeit, daß die Bogenhöhe  $h$  unabhängig ist von der Spannweite  $l$ . Daraus folgt aber, daß alle Bögen von demselben Stoffe und von gleichen Pfeilhöhen, wenn sie gleiche Nutzlasten für die Längeneinheit zu tragen haben, dieselbe Stärke haben, gleichgültig sind hierbei die Spannweiten. Auch

ist die Bogenstärke unabhängig von den Randspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$ , aber abhängig von dem Verhältnis der Randspannungen. Wie später die Rechnung noch erkennen lassen wird, zeigt sich bei länger gestreckten Bögen nur eine größere Spannung  $\sigma_1$ . Wir wissen, daß diese stets Druck bedeutet, dagegen kann  $\sigma_2$  sowohl Zug, als auch Druck bedeuten, je nachdem von den Baubehörden Zugspannungen zugelassen werden oder nicht. Ist ersteres der Fall, dann entsteht nach Umformung der Gleichung I:

$$h = \frac{p}{4 \gamma} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{12 \gamma \cdot f}{p} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}} \right] \quad \text{Ia.}$$

Diese Gleichung dient zur Berechnung von  $h$ , wenn  $\sigma_1$  Druck und  $\sigma_2$  Zug bedeutet, also  $\sigma_2$  negativ zu nehmen ist. Da vorschriftsmäßig das Gewicht des Betons mit  $\gamma = 2400 \text{ kg/qm}$  anzunehmen ist, so vereinfacht sich die Formel Ia zu

$$h = \frac{p}{9600} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + 28800 \cdot \frac{f}{p} \cdot \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}} \right] \quad \text{Ib.}$$

Es sei erwähnt, daß wenn keine Zugspannungen im Beton zugelassen werden, also  $\sigma_2$  Druck bedeuten soll, sich die Bogenstärke  $h$  vergrößert und in diesem Falle nicht nur unabhängig von den Randspannungen, sondern auch unabhängig von dem Verhältnis der Randspannungen wird. Doch erscheint es in manchen Fällen in der Praxis nicht gewagt, geringe Zugspannungen im Beton zuzulassen, denn jeder gute Beton kann Zugspannungen aufnehmen. Gleichzeitig tritt dann auch die große Annehmlichkeit ein, daß sich der Horizontalschub vermindert. Dieser tritt bei totaler Belastung stets ein; er hat den Wert

$$H = \frac{(p + \gamma \cdot h) \cdot l^2}{8 \cdot f} \quad \text{II.}$$

Wie schon erwähnt, vergrößert sich die Spannung  $\sigma_1$  mit Zunahme der Spannweite  $l$ . Es muß somit für einen Höchstwert von  $\sigma_1$  auch eine größte zulässige Spannweite geben, die wir jetzt bestimmen wollen. Aus Gleichung 1 folgt:

$$\sigma_1 \cdot h = \left( \frac{p}{2} + \gamma \cdot h \right) \cdot \frac{l^2}{8 f} + \frac{3 \cdot p \cdot l^2}{32 h}$$

oder:

$$\frac{32 \cdot \sigma_1 \cdot h^2 \cdot f}{l^2} = 2 \cdot p \cdot h + 4 \cdot \gamma \cdot h^2 + 3 \cdot p \cdot f.$$

Da nun aus Gleichung 7

$$h^2 = \frac{3}{4} \cdot \varepsilon \cdot \frac{p}{\gamma} \cdot f - \frac{p}{2 \gamma} \cdot h$$

folgt, so erhält man bei Benutzung des Wertes

$$\frac{32 \cdot \sigma_1 \cdot h^2 \cdot f}{l^2} = 2 p \cdot h + 3 \cdot p \cdot f + \left( \frac{3}{2} \cdot 2 p f - p \cdot h \right) \cdot 2.$$

Durch Umformung dieser Gleichung nach  $l^2$  entsteht

$$l^2 = \frac{32 \cdot \sigma_1 \cdot f^2 \cdot \frac{p}{2 \gamma} \cdot \left( \frac{3}{2} \varepsilon - \frac{h}{f} \right)}{3 p f \cdot (1 + \varepsilon)}$$

und hieraus folgt endlich die gesuchte Gleichung zur Bestimmung der größten Spannweite

$$l = \sqrt{\frac{8 \sigma_1 \cdot (3 \varepsilon f - 3 h)}{\gamma \cdot 3 \cdot (1 + \varepsilon)}} \quad \text{III.}$$

Da vorschriftsgemäß für guten Beton  $\sigma_1 = 500\,000 \text{ kg/qm}$  genommen werden darf, so kann man auch schreiben

$$l = \sqrt{\frac{8 \cdot 500\,000 \cdot (3 \varepsilon \cdot f - 2h)}{2400 \cdot 3 \cdot (1 + \varepsilon)}} \quad \text{IIIa.}$$

oder ganz allgemein unter Einsetzung der Gleichung 6, in welcher, nochmals bemerkt,  $\sigma_2$  Zug bedeutet, ist

$$l = \sqrt{\frac{5000}{9} \cdot \left[ \frac{\left( 3 \cdot f \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} - 2h \right)}{1 + \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2}} \right]} \quad \text{III b.}$$

Endlich sei noch der Fall berücksichtigt, daß  $\sigma_2$  zu Null wird, also die Zugspannung fehlt; dann ist

$$l = \sqrt{\frac{5000}{18} \cdot (3f - 2h)} \quad \text{III c.}$$

Damit sind die Gleichungen I, II und III nebst ihren Ableitungen für besondere Fälle entwickelt, die wir für die Berechnung von Bogen bzw. Gewölben mit überall gleichem Querschnitte nötig haben.

Die Formeln sind auch dann anwendbar und geben annähernd richtige Werte, wenn bewegliche Einzellasten vorkommen, indem letztere auf gleichmäßig verteilte Last berechnet werden. Besonders für das Entwerfen von Bauplänen kann dies von Vorteil sein. Natürlich ist dann noch eine Nachprüfung in der üblichen Weise vorzunehmen mit dem Seileck, für die Nutzlast von einem Auflager bis zur Mitte und dem Eigengewichte, vom Polabstande

$$H = \frac{\left( \frac{P}{2} + h \cdot \gamma \right) \cdot l^2}{8f},$$

welches durch die beiden Auflagergelenke hindurchgeht. Ist der Bogen beiderseits eingemauert, so ist nur nötig nachzuprüfen, daß das Seileck im mittleren Drittel, d. h. innerhalb der Kerne, bleibt. Das Seileck geht in den gefährlichen Querschnitten, deren es mindestens zwei gibt, bis zu den Kernrändern, bleibt also sonst innerhalb des mittleren Drittels. Die eine Kerngrenze ist im oberen Teile und die andere im unteren Teile der gefährlichen Querschnitte.

Zahlenbeispiel. Ein kreisförmiger Betonbogen hat eine Pfeilhöhe von  $f = 5,00$  m und ist mit 500 kg auf den qm beansprucht. Es sollen

1. unter Vernachlässigung der Betonzugspannungen die Bogenstärke  $h$ , die größte Spannweite  $l$  und der Horizontalschub bestimmt werden,
2. dieselbe Berechnung durchgeführt werden bei Zugrundelegung von 10 kg/qcm Zugspannungen und 50 kg/qcm Druckspannungen im Beton.

Auflösung: Im ersten Falle ist  $\sigma_2 = 0$  und man erhält

$$\frac{500}{9600} \cdot h = \left[ -1 + \sqrt{1 + 28800 \cdot \frac{5}{500}} \right] = \frac{5}{6} \text{ m.}$$

Die größte Spannweite ist

$$l = \sqrt{\frac{5000}{18} \cdot \left( 3 \cdot 5 - 2 \cdot \frac{5}{6} \right)} = 60,8 \text{ m,}$$

und der größte Horizontalschub beträgt

$$H = \frac{\left( 500 + 2400 \cdot \frac{5}{6} \right) \cdot 60,8^2}{8 \cdot 5} = \infty 231\,040 \text{ kg.}$$

Für den zweiten Fall sollen Betonzugspannungen von 10 kg/qcm zugelassen werden. Dann ist

$$\varepsilon = \frac{50 - 10}{50 + 10} = \frac{4}{6} = \frac{2}{3}$$

und somit

$$h = \frac{500}{9600} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{28800 \cdot 5}{500} \cdot \frac{2}{3}} \right] = 0,671 \text{ m.}$$

Die größte Spannweite ist in diesem Falle

$$l = \sqrt{\frac{5000}{9} \cdot \frac{\left(3 \cdot 5 \cdot \frac{2}{3} - 0,671 \cdot 2\right)}{1 + \frac{2}{3}}} = 53,7 \text{ m,}$$

und der Horizontalschub

$$H = \frac{5000 + 2400 \cdot 0,671}{8 \cdot 5} \cdot 53,7^2 = \approx 152\,144 \text{ kg.}$$

Vergleicht man die gefundenen diesbezüglichen Ergebnisse mit einander, so erkennt man, daß, wenn Zugspannungen zugelassen werden, der Bogen schwächer wird, jedoch die Spannweite sich auch vermindert.

Wollte man nun unter Zugrundelegung derselben Werte in der Aufgabe, die Spannweite l kleiner nehmen, so dürfte nicht etwa auch die Bogenstärke verkleinert werden, denn dieselbe ist unabhängig von der Spannweite, wie uns die Rechnung gezeigt hat.

II.

Bogen, bezw. Gewölbe aus Eisenbeton.

Jetzt soll der Fall behandelt werden, daß das Gewölbe mit Rundeisen nach Bild 288 ausgerüstet ist, und zwar soll sich infolge der beweglichen Belastung die Eiseneinlage sowohl am oberen, als auch am unteren Rande befinden, weil oben und unten Zugspannungen auftreten.

Die Tiefe sei auch hier mit 1 m angenommen und die zu bestimmende Höhe wieder mit h bezeichnet. Desgleichen soll auch hier als Längeneinheit das Meter und als Kräfteinheit das Kilogramm gelten. Den gesamten Querschnitt der Eiseneinlage setzen wir  $f_0$ , und aus theoretischen Gründen ist es erforderlich, denselben oben und unten gleich stark zu nehmen. Das Verhältnis der Elastizitätsmodule von Eisen zu Beton nehmen wir richtiger mit  $n = 10^*$ ), während

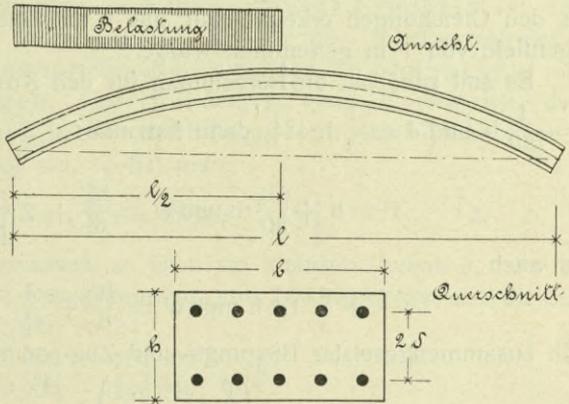


Bild 288.

die ministeriellen Bestimmungen die Zahl 15 vorschreiben. Wir setzen voraus, daß das Gewölbe auf zwei festen Auflagern ruht, doch gilt die Untersuchung auch dann, wenn es an den beiden Enden eingemauert ist. Ferner sollen die Auflager auch aus Beton sein, so daß wir auch hier auf Temperatureinflüsse keine Rücksicht zu nehmen brauchen. Die Verbindungslinie der Querschnittsschwerpunkte sei gleichfalls ein Kreisbogen von der Pfeilhöhe  $f$  und der Spannweite  $l$ , welcher durch die Mittelpunkte der Auflagergelenke hindurchgeht. Die Schwerpunkte der Eiseneinlagequerschnitte oben und unten sollen von dem Gesamtquerschnitt des Bogens entsprechend der Abbildung überall gleich weit entfernt liegen, und es sei  $\delta$  die betreffende Entfernung. Die Spannungen im Beton am oberen und unteren Rande

\*) Man vergleiche hier den vom Verfasser geschriebenen Aufsatz in Heft 5, 1907 der „Oesterreichischen Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst“ über „Angenäherte und genaue Berechnung von Verbundkonstruktionen“.

setzen wir wieder  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$ ; sie sind auch hier mit dem positiven Vorzeichen Druck und mit dem negativen Vorzeichen Zug. Bezüglich der gefährlichsten Beanspruchung des Bogens sei hier gleichfalls angenommen, daß die Nutzlast, — für die Längeneinheit wieder mit  $p$  bezeichnet, — von einem Auflager bis zur Bogenmitte reichen soll. Es entsteht somit das größte Biegemoment  $\frac{p \cdot l^2}{64}$ . Da der Bogen überall die gleiche Stärke haben soll, so veranlaßt er bekanntlich kein Biegemoment. Der Horizontalschub ist genau wie im vorhergehenden Falle, entspricht also Gleichung II, und tritt dann auf, wenn der Bogen vollständig mit Nutzlast versehen ist. Wie man sieht, führen wir die Untersuchung unter Annahme gleichmäßig verteilter Belastung.

Es sind nun Querschnittsinhalt und maßgebendes Widerstandsmoment des Querschnitts:

$$F = h + n \cdot f_e \tag{1}$$

und

$$W = \frac{\frac{h^3}{12} + n \cdot f_e \cdot d^2}{\frac{h}{2}}$$

oder etwas umgeformt

$$W = \frac{h^2}{6} + 2 \cdot n \cdot f_e \frac{d^2}{h} \tag{2}$$

Aus den Gleichungen erkennt man, daß  $f_e$  als Querschnitt der Eiseneinlage für die Bogentiefe von 1 m genommen wurde.

Es soll zunächst die Berechnung für den Sonderfall geführt werden, daß  $f_e = \frac{1}{50} h$  und  $d = \frac{1}{3} h$  ist, dann hat man:

$$F = h + \frac{10}{50} \cdot h \text{ und } W = \frac{h^2}{6} + 2 \cdot 10 \cdot \frac{h}{50} \cdot \frac{1}{9} \cdot h^2$$

oder auch

$$F = 1,2 h \text{ und } W = \frac{h^2}{6} + \frac{2}{45} \cdot h^2 = \frac{19}{90} \cdot h^2.$$

Nach zusammengesetzter Biegungs- und Zug- oder Druckfestigkeit hat man

$$\sigma_1 = \frac{\left(\frac{p}{2} + \gamma \cdot h\right) \cdot \frac{l^2}{8 f_e}}{1,2 \cdot h} + \frac{\frac{1}{64} \cdot p \cdot l^2}{\frac{19}{90} \cdot h^2}$$

und

$$\sigma_2 = \frac{\left(\frac{p}{2} + \gamma \cdot h\right) \cdot \frac{l^2}{8 f_e}}{1,2 h} - \frac{\frac{1}{64} \cdot p l^2}{\frac{19}{50} \cdot h^2};$$

hieraus entsteht

$$\frac{8 \sigma_1 \cdot f_e \cdot h^2}{l^2} = \frac{\left(\frac{p}{2} + \gamma \cdot h\right) \cdot h}{1,2} + \frac{45}{76} \cdot p \cdot f_e \tag{3}$$

und

$$\frac{h \cdot \sigma_2 \cdot f_e \cdot h^2}{l^2} = \frac{\left(\frac{p}{2} + \gamma \cdot h\right) \cdot h}{1,2} - \frac{45}{76} \cdot p \cdot f_e \tag{4}$$

Addiert und subtrahiert man diese Gleichungen, so entsteht nach kleiner Umformung:

$$\frac{8 \cdot f_e \cdot h^2}{l^2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) = \left( \frac{p}{2} + \gamma \cdot h \right) \cdot \frac{5}{3} \cdot h$$

und

$$\frac{8 \cdot f_e \cdot h^2}{l^2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) = \frac{45}{38} \cdot p \cdot f_e$$

Dividiert man diese beiden Gleichungen durcheinander, so entsteht, wenn vorher

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} = \varepsilon \tag{5.}$$

gesetzt worden ist

$$\varepsilon = \frac{38}{27} \cdot \frac{\left( \frac{p}{2} + \gamma \cdot h \right) \cdot h}{p \cdot f_e}$$

oder auch:

$$\frac{27}{38} \cdot p \cdot f_e \cdot \varepsilon = h \cdot \frac{p}{2} + \gamma \cdot h^2,$$

d. h.

$$\frac{27}{38} \cdot \frac{p \cdot f_e \cdot \varepsilon}{\gamma} = \frac{h}{2\gamma} \cdot p + h^2, \tag{6.}$$

woraus nach kleiner Umformung folgt:

$$h = \frac{p}{4\gamma} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 16}{38} \cdot \frac{\varepsilon \cdot \gamma \cdot f_e}{p}} \right] \tag{I.}$$

Hieraus findet man die Bogenstärke in Metern. Dieses Ergebnis ist deshalb interessant, weil auch hier genau wie in der vorhergehenden Untersuchung des reinen Betonbogens die Bogenstärke unabhängig von den einzelnen Randspannungen, aber abhängig vom Verhältnis derselben ist; ferner ist sie auch hier unabhängig von der Spannweite l. Setzen wir für  $\gamma$  den Wert 2400 kg ein, so hat man:

$$h = \frac{p}{9600} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + 27284 \cdot \frac{\varepsilon \cdot f_e}{p}} \right] \tag{Ia.}$$

Wird keine Zugspannung zugelassen, so ist h am kleinsten, wenn  $\sigma_2 = 0$  ist; dann ist  $\varepsilon = 1$ . Sind zulässig die Druckspannung von 400 000 kg/qm und die Zugspannung von  $\sigma_2 = -100\,000$  kg/qm, so ist

$$\varepsilon = \frac{400\,000 - 100\,000}{400\,000 + 100\,000} = 0,6.$$

Es muß nun eine größte Spannweite geben, welche dann vorkommt, wenn  $\sigma_1$  den größten zulässigen Wert hat. Um sie zu bestimmen, benutzen wir die Gleichungen 3) und 6) und erhalten:

$$\begin{aligned} \frac{8 f_e \cdot \sigma_1}{l^2} \cdot \left[ \frac{27}{38} \cdot \frac{p \cdot f_e \cdot \varepsilon}{\gamma} - \frac{h \cdot p}{2\gamma} \right] \\ = \frac{p}{2} h + \frac{27}{38} \cdot p \cdot f_e \cdot \varepsilon - \frac{p}{2} \cdot h + \frac{45}{56} \cdot p \cdot f_e, \end{aligned}$$

d. h.

$$\frac{8 \sigma_1}{l^2 \cdot \gamma} \cdot f_e \cdot \left[ \frac{27}{38} \cdot f_e \cdot \varepsilon - \frac{h}{2} \right] = \frac{90}{152} \cdot f_e \cdot \varepsilon + \frac{45}{76} \cdot f_e,$$

woraus folgt:

$$l = \frac{40}{3} \cdot \sqrt{\frac{27 \cdot f_e \cdot \varepsilon - 19 \cdot h}{3 \cdot (1 + \varepsilon)}} \tag{II.}$$

Damit wären die Gleichungen zur Berechnung gleichmäßig belasteter Eisenbetongewölbe entwickelt und nun wollen wir deren Anwendung zeigen.

Zahlenbeispiel. Ein Eisenbetongewölbe mit Kreisbogenform von überall gleichem Beton- und Eisenquerschnitt hat 1 m Pfeilhöhe und ist gleichmäßig mit 500 kg Nutzlast beansprucht. Es sind die Bogenstärke, der Eisenquerschnitt und die Spannweite zu ermitteln

1. für den Fall, daß keine Zugspannungen im Beton zugelassen werden,

2. für den Fall, daß die Betondruckspannungen 40 kg/qcm und die Betonzugspannungen 10 kg/qcm betragen sollen.

Für den ersten Fall ist

$$h = \frac{500}{9600} \left[ -1 + \sqrt{1 + 27284 \cdot \frac{1}{500}} \right] = \approx 0,34 \text{ m,}$$

also ist dann

$$f_e = \frac{0,34}{50} = 0,0068 \text{ qm} = 68 \text{ qcm}$$

und

$$l = \frac{40}{3} \cdot \sqrt{\frac{27 \cdot 1 - 19 \cdot 0,34}{3 \cdot 2}} = 24 \text{ m.}$$

Für den zweiten Fall ist dagegen

$$h = \frac{500}{9600} \cdot \left[ -1 + \sqrt{1 + 27284 \cdot \frac{1 \cdot 0,6}{5}} \right] = 0,25 \text{ m,}$$

somit ist

$$f_e = \frac{0,25}{50} = 0,005 \text{ qm} = 50 \text{ qcm}$$

und

$$l = \frac{40}{3} \sqrt{\frac{27 \cdot 1 \cdot 0,6 - 19 \cdot 0,25}{3 \cdot (1 + 0,6)}} = 20,1 \text{ m.}$$

In beiden Fällen ist der Horizontalschub derselbe und nach Gleichung II der vorhergehenden Untersuchung zu bestimmen. Auch hier zeigt sich wieder das Gesetz: „Bei Zulassung von Zugspannungen erhält man geringere Bogenstärken, aber auch geringere Spannweiten. Nimmt man die Spannweiten kleiner, so müssen auch hier dennoch die berechneten Bogenstärken beibehalten werden.“

### III.

Zum Schluß geben wir noch die allgemeine Lösung. Es sei

$$f_e = \frac{h}{m}, \tag{1}$$

wobei m im allgemeinen eine gegebene ganze Zahl ist. Es ist dann der Querschnitt des Bogens:

$$h + \frac{n}{m} \cdot h = h \left( 1 + \frac{n}{m} \right),$$

und setzt man

$$\delta = \varphi \cdot h, \tag{2}$$

wobei  $\varphi$  ein gegebener echter Bruch ist, so ist das betreffende Widerstandsmoment:

$$\frac{\frac{h^2}{12} + \frac{n}{m} \cdot h \cdot \varphi^2 \cdot h^2}{\frac{h}{2}} = \frac{h^2}{6} + 2 \varphi^2 \cdot h^2 \cdot \frac{n}{m} = h^2 \left( \frac{1}{6} + 2 \cdot \varphi^2 \cdot \frac{n}{m} \right).$$

Nunmehr lauten die Grundgleichungen:

$$\frac{8 \cdot \sigma_1 \cdot f \cdot h^2}{l^2} = \frac{\left( \frac{p}{2} + \gamma \cdot h \right) \cdot h}{1 + \frac{n}{m}} + \frac{1}{8} \cdot \frac{p \cdot f}{\frac{1}{6} + 2 \varphi^2 \cdot \frac{n}{m}} \tag{3}$$

und

$$\frac{8 \cdot \sigma_2 \cdot f \cdot h^2}{l^2} = \frac{\left(\frac{p}{2} + \gamma \cdot h\right) \cdot h}{1 + \frac{n}{m}} - \frac{1}{8} \cdot \frac{p \cdot f}{\frac{1}{6} + 2 \cdot \gamma^2 \cdot \frac{n}{m}}$$

Addiert und subtrahiert man diese Gleichungen, so entsteht:

$$\frac{4 \cdot f \cdot h^2}{l^2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2) = \frac{\left(\frac{p}{2} + \gamma \cdot h\right) \cdot h}{\left(1 + \frac{n}{m}\right)}$$

und

$$\frac{4 f \cdot h^2}{l^2} \cdot (\sigma_1 - \sigma_2) = \frac{-\frac{1}{8} p \cdot f}{\frac{1}{6} + 2 \gamma^2 \cdot \frac{n}{m}}$$

Dividiert man diese Gleichungen, nachdem man

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1 - \sigma_2} = \varepsilon,$$

gesetzt hat, so ergibt sich:

$$\varepsilon = \frac{4 \left(\frac{p}{2} + \gamma \cdot h\right) \cdot h \cdot \left(\frac{1}{3} + 4 \cdot \gamma^2 \cdot \frac{n}{m}\right)}{\left(1 + \frac{n}{m}\right) \cdot p \cdot f},$$

d. h.

$$\frac{p \left(1 + \frac{n}{m}\right) \cdot \varepsilon f}{4 \left(\frac{1}{3} + 4 \cdot \gamma^2 \cdot \frac{n}{m}\right)} = \frac{p}{2} \cdot h + \gamma \cdot h^2 \quad 4)$$

oder

$$h^2 + \frac{h}{2} \cdot \frac{p}{\gamma} = \frac{p \left(1 + \frac{n}{m}\right) \cdot \varepsilon \cdot f}{4 \gamma \left(\frac{1}{3} + 4 \cdot \gamma^2 \cdot \frac{n}{m}\right)}$$

und endlich

$$h = \frac{p}{4 \gamma} \cdot \left[ -1 + \sqrt{\frac{4 \left(1 + \frac{n}{m}\right) \cdot \varepsilon \cdot f \cdot \gamma}{\frac{1}{3} + 4 \cdot \gamma^2 \cdot \frac{n}{m}}} \right] \quad \text{I.}$$

Hiermit ist die Bogenstärke ermittelt. Nunmehr bestimmen wir die Spannweite  $l$  für eine gegebene Druckspannung  $\sigma_1$  mit den Gleichungen 3) und 4) und erhalten

$$\frac{8 \cdot \sigma_1 \cdot f}{l^2} \cdot \left[ \frac{p \left(1 + \frac{n}{m}\right) \cdot \varepsilon \cdot f}{4 \gamma \cdot \left(\frac{1}{3} + 4 \cdot \gamma^2 \cdot \frac{n}{m}\right)} - \frac{p}{2 \gamma} \cdot h \right] = p \cdot f (1 + \varepsilon),$$

oder

$$l = \sqrt{\frac{8 \sigma_1 \cdot f}{\gamma} \cdot \frac{\left(1 + \frac{n}{m}\right) \cdot \varepsilon f - 2 h \cdot \left(\frac{1}{3} + 4 \gamma^2 \cdot \frac{n}{m}\right)}{1 + \varepsilon}} \quad \text{II.}$$

Damit wären auch die Formeln (I und II) entwickelt, welche für jeden allgemeinen Fall anwendbar sind. Dieselben vereinfachen sich wesentlich, sobald besondere Fälle behandelt werden.

### Bestimmung der Wandstärke von Durchlaßröhren aus Stampfbeton.

#### I.

In der Abbildung 289 sind die äußere und innere Begrenzung der Durchlaßröhre kreisförmige und konzentrische Zylinderflächen mit den Halbmessern  $r_1$  und  $r_0$  so daß  $r_1 - r_0 = h$  ihre zu berechnende radiale Wandstärke ist.

Die Belastung ist gleichförmig verteilt, und wir nennen sie  $p$  für die Flächeneinheit. Weiter nehmen wir die Länge der Röhre gleich Eins. Dann lassen wir der Einfachheit wegen die unbedeutende Belastung des schraffierten Teiles unbeachtet, weil die Höhe  $H$  der darüber befindlichen Belastung groß im Verhältnis dazu sein soll. Weiter möge der Sicherheit wegen seitliche Beanspruchung der Röhre ausgeschlossen sein, deshalb wird die Röhre für die Untersuchung auch leer angenommen. Der untere Ansatz, das sogenannte Gestell denke man sich fortgelassen, so daß wir es hier mit einem Hohlzylinder zu tun haben. Unter diesen Annahmen werden von vornherein sehr große Sicherheiten vorausgesetzt. Hierzu kommt noch, daß die Röhre von nachgiebigem Stoffe seitlich unterstützt wird, denn die Erde muß man doch als solchen annehmen. Es wird hierdurch veranlaßt, daß die wagerechten und die senkrechten Begrenzungsflächen wohl ihre Lage, jedoch nicht ihre Richtung verändern können.

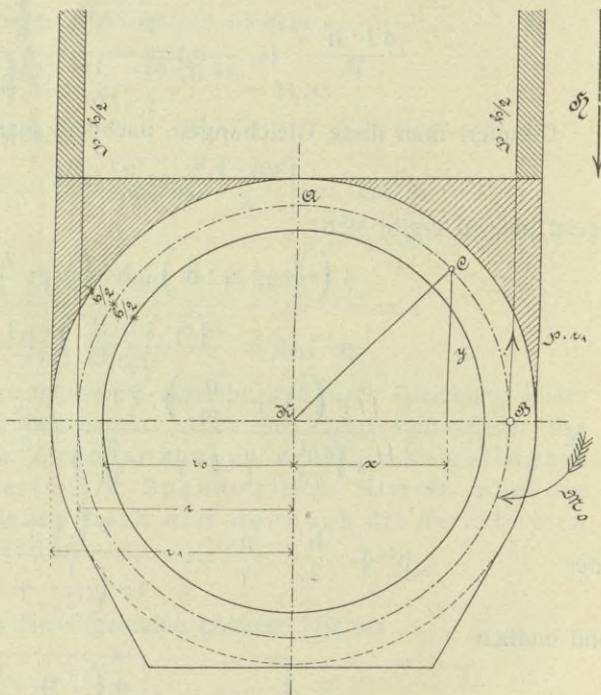


Bild 289.

Man zeichne in einem senkrechten Schnitte den Kreis mit dem mittleren Halbmesser  $r = \frac{r_0 + r_1}{2} = r_0 + \frac{h}{2} = r_1 - \frac{h}{2}$ , welcher den oberen radialen Querschnitt

in A und den einen wagerechten Querschnitt in B schneidet. Wir betrachten nur den Teil zwischen A und B, weil es ausreichend ist, und nehmen ihn bei A als eingeklemmt an. Es wird also der Querschnitt bei A als festliegend vorausgesetzt, was in Wirklichkeit zwar nicht eintritt, denn fest ist der unterste Querschnitt, doch bleibt die Untersuchung die gleiche, so daß die Annahme erlaubt ist. Hauptbedingung ist, daß die Tangente an den mittleren Kreis in B wohl ihre Lage, jedoch nicht ihre Richtung ändert. Es wird dies von einem Kräftepaar bewirkt infolge des Zusammenhanges des Röhrenstoffes, dessen Moment wir  $M_0$  nennen wollen. Außer  $M_0$  wirkt im Querschnitte die Gegenkraft  $p \cdot r_1$ , für die wir B zum Angriffspunkt nehmen wollen. Man kann auch einen anderen Punkt des Querschnittes statt B zum Angriffspunkt wählen, bekommt dann jedoch einen andern Wert

für  $M_0$ , als denjenigen, welchen wir berechnen werden. Beide, die Kraft und das Kräftepaar ergeben aber stets die parallel verschobene Kraft von gleicher Größe und Richtung, welche mit der Kraft in der Mitte  $K$  identisch  $p \cdot r_1$  ist. Man wird also in allen Fällen zu dieser Kraft gelangen, weshalb obige Wahl erlaubt ist.

Wir haben deshalb ein Kräftepaar genommen, weil die Elastizität des Stoffes fähig ist, ein Kräftepaar aufzunehmen. Es sei nun  $C$  der Schwerpunkt eines beliebigen radialen Querschnitts, welcher mit der Wagerechten den Winkel  $\varphi$  bildet. Wir nehmen den Mittelpunkt  $K$  der Röhre zum Anfangspunkt eines rechtwinkligen Koordinatenkreuzes an, dessen  $X$ -Achse durch  $B$  und dessen  $Y$ -Achse durch  $A$  hindurchgeht. Sind  $x$  und  $y$  die Koordinaten des Punktes  $C$ , so ist  $x = r \cos \varphi$  und  $y = r \sin \varphi$ . Das Biegemoment im Querschnitte von  $C$  ist nun:

$$M = M_0 - p \cdot r_1 (r - x) + p \cdot (r_1 - x) \cdot \frac{r_1 - x}{2}$$

und mit Rücksicht auf die vorhergehenden Gleichungen ergibt sich:

$$M = M_0 - \frac{pr^2}{2} \sin^2 \varphi + \frac{p \cdot h^2}{8} \quad 1)$$

Dreht sich der Querschnitt um  $C$  bei der Formveränderung mit dem unendlich kleinen Winkel  $d\gamma$  und sind  $E$  der Elastizitätsmodul des Stampfbetons,  $J$  das Trägheitsmoment des Querschnitts in  $C$ , also auch jeden anderen Querschnitts und  $ds$  das Biegemoment des mittleren Kreises, so hat man:

$$M = E \cdot J \cdot \frac{d\gamma}{ds} \quad 2)$$

und weil  $r \cdot d\varphi =$  das Bogenelement  $ds$  ist, so entsteht:

$$E \cdot J \cdot d\gamma = M_0 \cdot r \cdot d\varphi - p \cdot \frac{r^3}{2} \cdot \sin^2 \varphi \cdot d\varphi + \frac{p \cdot h^2}{8} \cdot r \cdot d\varphi.$$

Die Formel 2 ist nur angenähert richtig, aber desto genauer, je kleiner  $h$  gegen  $r$  ist; sie wird bei Gewölbeuntersuchungen durchweg angewandt und liefert ganz brauchbare Ergebnisse. Sie ist übrigens, wie wir gleich bemerken wollen, genau richtig, wenn unter  $J$  ein anderer Ausdruck als das Trägheitsmoment verstanden wird, wie wir später zeigen werden.

Die letzte Gleichung muß zwischen  $\varphi = 0$  und  $\varphi = \frac{\pi}{2}$  integriert werden, und dann ist das erhaltene Integral gleich Null zu nehmen, damit die Tangente an die mittlere Kreislinie in  $B$  nach erfolgter Formveränderung ihre Richtung nicht verändern kann. Nach erfolgter Integration entsteht:

$$M_0 \cdot r \cdot \frac{\pi}{2} - p \cdot \frac{r^3}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi}{2} + p \cdot \frac{h^2}{8} \cdot r \cdot \frac{\pi}{2} = 0$$

oder auch:

$$M_0 = \frac{p}{4} \cdot \left( r^2 - \frac{h^2}{2} \right) \quad 3)$$

womit das statisch unbestimmte Biegemoment ermittelt ist. Setzt man den Wert von  $M_0$  in Gleichung 1 ein, so ergibt sich:

$$M = \frac{p}{4} \cdot \left( r^2 - \frac{h^2}{2} \right) - p \cdot \frac{r^2}{2} \cdot \sin^2 \varphi + \frac{p \cdot h^2}{8}$$

oder auch:

$$M = \frac{p \cdot r^2}{4} \cos 2 \varphi \quad 4)$$

Ist dieses Moment positiv, so werden die äußeren Fasern gezogen und die inneren gedrückt, und ist es negativ, so findet das Umgekehrte statt.

Auf den Querschnitt von C wirkt noch die Kraft:  $p(r_1 - x) - pr_1 = -px$ . Man zerlege sie senkrecht und in Richtung des Querschnitts in Seitenkräfte. Eine Seitenkraft ist die Längskraft auf den Querschnitt und ist:

$$P = -p \cdot x \cdot \cos \varphi = -p \cdot r \cdot \cos^2 \varphi.$$

Die von ihr hervorgebrachten Längenveränderungen der Fasern lassen sich als sehr gering vernachlässigen. Dasselbe gilt von der anderen Seitenkraft, samt den von ihr bewirkten Verschiebungen der Fasern senkrecht zu ihren Längen.

Nennen wir  $k$  die Beanspruchung der äußersten und innersten Fasern für die Flächeneinheit, so hat man nach der Festigkeitsformel für Druck oder Zug und Biegung, nämlich:

$$k = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

folgenden Wert, indem man beachtet, daß  $F = 1 \cdot h$  und  $W = \frac{1 \cdot h^2}{6}$  ist:

$$k = -\frac{p \cdot r \cos^2 \varphi}{h} \pm \frac{p \cdot \frac{r^2}{4} \cdot \cos 2 \varphi}{\frac{h^2}{6}}$$

oder auch: 
$$\frac{k}{p} = -\frac{r}{h} \cdot \cos^2 \varphi \pm \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{r}{h}\right)^2 \cdot \cos 2 \varphi \quad 5)$$

Wenn  $\varphi = 0$  Grad ist, so hat man für den Querschnitt bei B:

$$\frac{k}{p} = -\frac{r}{h} \pm \frac{3}{2} \left(\frac{r}{h}\right)^2 \quad 6)$$

Ist  $\varphi = 90$  Grad, so hat man für den Querschnitt bei A

$$\frac{k}{p} = \mp \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{r}{h}\right)^2 \quad 7)$$

Das obere Vorzeichen gilt für die äußerste und das negative Vorzeichen für die innerste Randspannung, ferner bedeutet das positive Vorzeichen Zug und das negative Vorzeichen Druck.

**1. Zahlenbeispiel.** Die Stampfbetonrohr-Fabrikanten nehmen  $h = 0,3 r_0$ , also  $\frac{r}{h} = \frac{23}{6}$  und gewährleisten dabei eine Belastung von 6000 kg/qm, also 0,6 kg/qcm.

Nach Formel 6 hat man:

$$k = 0,6 \cdot \left[ -\frac{23}{6} \pm \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{23}{6}\right)^2 \right] = -2,3 \pm 13,2.$$

Es ergibt sich hieraus die größte Druckspannung **15,5 kg**, die Zugspannung in demselben Querschnitt **10,9 kg**. Zug- und Druckspannung im Querschnitt von A sind einander gleich und ergeben sich nach Formel 7) zu **13,2 kg/qcm**.

**2. Zahlenbeispiel.** In Hirschberg (Schlesien) war für Leitungsröhren  $H = 3,75$  m und daher wie vorher  $p = 0,6$  kg/qcm, ferner war  $r_0 = 30$  cm,  $h = 7,5$  cm, also  $\frac{r_0}{h} = \frac{300}{75} = 4$  und  $\frac{r}{h} = \frac{r_0}{h} + \frac{1}{2} = 4,5$ .

Nach Formel 6 ist:

$$k = 0,6 \cdot \left[ -4,5 \pm \frac{3}{2} \cdot (4,5)^2 \right] = -2,7 \pm 18,225.$$

Demnach ist die größte Druckspannung **20,925** und die Zugspannung im Querschnitt von B gleich **16,425 kg**. Die Spannungen im Querschnitt von A sind nach Formel 7)  $\pm 18,225$  kg.

Die Röhre war, soweit  $p = 0,6$  betrug, in dem Querschnitte bei A der Länge nach gerissen, bei B war der Riß nur stellenweise vorhanden, außerdem zeigten sich noch kleine Risse der Länge nach sämtlich oberhalb von B. Die Risse waren auf einer Strecke von 10 m vorhanden. Dort wo die Röhren nur halb so belastet waren, zeigten sie sich ganz unbeschädigt, was als Beweis dafür gelten kann, daß die hohe Zugbeanspruchung die Zerstörung der Röhren veranlaßt hat, was unserer Rechnungsweise entspricht, denn in A findet immer die größte Zugbeanspruchung statt. Da die Zugspannung kleiner als die Druckspannung ist, so hat die Berechnung von  $h$  nach Formel 6) stattzufinden. Versteht man unter  $k$  die zulässige Druckspannung, so ist zunächst

$$\left(\frac{r}{h}\right)^2 + \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{r}{h}\right) = \frac{2 \cdot k}{3 p}$$

nach Gleichung 6), d. h.

$$\frac{r}{h} = -\frac{1}{3} \pm \sqrt{\frac{2}{3} \frac{k}{p} + \frac{1}{9}}$$

wobei nur das positive Vorzeichen zu berücksichtigen ist. Nun ist:

$$\frac{r_0}{h} = -\frac{1}{3} + \sqrt{\frac{2 k}{3 p} + \frac{1}{9}} = 0,5$$

d. h.

$$h = \frac{r_0}{\sqrt{\frac{2 k}{3 p} + \frac{1}{9}} - \frac{5}{6}} \quad \text{I.}$$

Diese Formel dient zur Berechnung der Röhrenstärke  $h$ , wenn  $p$ ,  $r_0$  und  $k$ , wie gewöhnlich gegeben sind.

Es ist weiter  $\frac{r_0}{h} = \frac{r}{h} = 0,5$

also nach Formel 7)

$$\frac{k}{p} = \frac{3}{2} \cdot \left(\frac{r_0}{h} + 0,5\right)^2$$

und

$$k = \frac{3}{2} \cdot p \left(\frac{r_0}{h} + 0,5\right)^2 \quad \text{II.}$$

Setzt man hierin den aus Gleichung I gefundenen Wert für  $h$  ein, so findet man aus dieser Gleichung die größte Zugbeanspruchung des Betons.

Zur Berechnung solcher Betonröhren braucht man also nur die Gleichungen I und II, und wir bemerken hierbei noch ausdrücklich, daß die Spannungen darin in Wirklichkeit weit kleiner sind, als man annimmt und findet, weil wir große Sicherheit vorausgesetzt haben.

**Beispiel.** Es ist  $r_0 = 50$  cm,  $p = 0,5$  kg/qcm und die größte Druckspannung 40 kg/qcm. Nach Gleichung I haben wir:

$$h = \frac{50}{\sqrt{\frac{2 \cdot 40}{3 \cdot 0,5} + \frac{1}{9}} - \frac{5}{6}} \approx 8 \text{ cm.}$$

Nach Formel II ist die größte Zugspannung:

$$k = \frac{3}{2} \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{50}{8} + 0,5\right)^2 \approx 34 \text{ kg.}$$

Bei dieser hohen Zugspannung würde die Röhre unbedingt reißen. Es müssen also Eiseneinlagen benutzt werden, damit man diese Röhren verwenden kann.

## II.

Es soll zur Bestimmung des Querschnitts der Eiseneinlage, wenn auch eine nicht vollständig richtige, so doch **zuverlässige** Entwicklung mitgeteilt werden.

Wir nennen  $h$  die Stärke der Röhre ohne Eiseneinlage und  $h_1$  die nutzbare Stärke des Röhrenquerschnitts mit Eiseneinlage. Beide Röhren sollen dieselbe Länge  $l$  haben, ferner sind sie vom gleichen Biegemoment  $M$  beansprucht.

Wenn ein Querschnitt bei der Formveränderung um die neutrale Achse mit dem unendlich kleinen Winkel  $d\gamma$  sich dreht, und  $dx$  das Element der neutralen Faser ist, so hat man:

$$M = E \cdot \frac{1h^3}{12} \cdot \frac{d\gamma}{dx}$$

für die Röhre ohne Eiseneinlage, wenn  $E$  der Elastizitätsmodul des Betons ist.

$$\text{Weiter ist} \quad M = \sigma'_b \cdot m (3 - m) \cdot W_b$$

für die Röhre mit Eiseneinlage zu setzen, und hierin ist  $\sigma'_b$  die größte Betonspannung auf Druck,  $W = \frac{1 \cdot h_1^3}{6}$  und  $m$  ist bekanntlich der Bruchteil des Nutzerschnitts, der auf Druck beansprucht wird. Nennen wir die entsprechenden Begriffe zu  $d\gamma$  und  $dx$ , hier  $d\gamma_1$  bezw.  $dx_1$ , so hat man zunächst:

$$\sigma'_b = E \cdot \frac{d\gamma_1}{dx_1} \cdot mh_1$$

und dann:

$$M = m^2 (3 - m) \cdot E \cdot \frac{d\gamma_1}{dx_1} \cdot \frac{1 \cdot h_1^3}{6}$$

daher ist:

$$\frac{h^3}{12} \cdot \frac{d\gamma}{dx} = m^2 (3 - m) \cdot \frac{h_1^3}{6} \cdot \frac{d\gamma_1}{dx_1}$$

oder auch:

$$\left(\frac{h}{h_1}\right)^3 = 2m^2 \cdot (3 - m) \cdot \frac{\frac{d\gamma_1}{dx_1}}{\frac{d\gamma}{dx}}$$

Wir nehmen nun für den gefährlichen Querschnitt den Kreis vom Halbmesser  $r$  bei der Eisenbetonröhre als neutrale Faser an, dann ist  $dx = dx_1$  zu nehmen. Ferner sollen beide statisch unbestimmte Systeme dieselbe Formveränderung erleiden, deshalb ist  $d\gamma = d\gamma_1$  zu setzen und man hat:

$$\left(\frac{h}{h_1}\right)^3 = 2m^2 \cdot (3 - m) \quad \text{III.}$$

Wir nennen weiter die Spannung des Betons in der reinen Betonröhre  $\sigma_b$ , so ist:

$$\sigma_b = E \cdot \frac{d\gamma}{dx} \cdot \frac{h}{2}$$

so daß:

$$\frac{\sigma'_b}{mh_1} = \frac{\sigma_b}{\frac{h}{2}} \quad \text{IV.}$$

entsteht. Nehmen wir z. B. willkürlich  $m = \frac{1}{3}$ , so ist:

$$\left(\frac{h}{h_1}\right)^3 = 2 \cdot \frac{1}{9} \cdot \left(3 - \frac{1}{3}\right) = \frac{8}{27} \cdot 2, \text{ d. h. } \frac{h}{h_1} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt[3]{2}$$

oder auch:  $\frac{h}{h_1} = 0,84$ , d. h. da wir vorhin  $h = 8$  cm ermittelt hatten, entsteht:

$$h_1 = \frac{8}{0,84} = 9,5 \text{ cm.}$$

Weiter ist nach Gleichung IV.

$$\frac{\sigma'_b}{\frac{1}{3} \cdot 9,5} = \frac{40}{2}$$

d. h.  $\sigma'_b = \frac{1}{3} \cdot 9,5 \cdot 10 = 31,7 \text{ kg.}$

Also ist die Betonspannung in der Eisenbetonröhre geringer als in der reinen Betonröhre.

Dann hat man, wenn  $\sigma'_e$  die Spannung im Eisen bedeutet:

$$\frac{\sigma'_e}{\sigma'_b} = n \cdot \frac{1 - m}{m} \quad \text{V.}$$

d. h.  $\frac{\sigma'_e}{31,7} = 15 \cdot \frac{1 - \frac{1}{3}}{\frac{1}{3}}$

oder auch

$$\sigma'_e = 15 \cdot 31,7 \cdot 2 = 951 \text{ kg/qcm}$$

was offenbar zulässig ist.

Nennen wir  $F'_b$  den Betonquerschnitt und setzen  $l = 100 \text{ cm}$ , so hat man, weil  $F'_b = l \cdot h_1 = 100 \cdot 9,5 = 950$  ist, nach der Formel für den Querschnitt der Eiseneinlage

$$f_e = \frac{m}{2} \cdot F'_b \cdot \frac{\sigma'_b}{\sigma'_e} \quad \text{VI.}$$

d. h.  $f_e = \frac{1}{2} \cdot 950 \cdot \frac{31,7}{951} = 5,3 \text{ qcm.}$

Für das letzte Zahlenbeispiel hat man also folgende Ergebnisse, wenn die Röhre mit Eiseneinlagen versehen werden soll. Ihr Nutzquerschnitt hat eine Stärke von **9,5 cm**, der wirkliche Querschnitt würde also, um das Eisen vor Rost zu schützen, **11 cm** stark sein, ferner braucht diese Röhre für die Länge von ein Meter Eiseneinlage, deren Querschnitt **5,3 qcm** beträgt. Dabei ergeben sich die größte Betonspannung zu **31,7 kg/qcm** und die größte Eisenspannung zu **951 kg/qcm**.

In Wirklichkeit werden diese Spannungen lange nicht erreicht; denn es handelte sich, wie wir bemerkt hatten, nicht um vollkommen richtige Ergebnisse, sondern, was für die Praxis wertvoller ist, um zuverlässige Ergebnisse.

Die Eiseneinlage muß ferner am inneren und am äußeren Rande angebracht werden. Es ist aber nicht nötig, die Eiseneinlagen ganz herum zu legen; denn sie sind beiderseits, also am inneren und äußeren Rande, nur teilweise erforderlich.

Zur Bestimmung der Grenze hat man die Gleichung 5), worin  $k = 0$  zu setzen ist, wodurch unter Benutzung nur des positive Vorzeichens entsteht.

$$\cos^2 \varphi = \frac{3}{2} \cdot \frac{r}{h} \cdot \cos^2 \varphi$$

oder:  $\frac{2}{3} \frac{h}{r} \cos^2 \varphi = 2 \cos^2 \varphi - 1$

d. h.  $2 \cos^2 \varphi \cdot \left(1 - \frac{h}{3r}\right) = 1$

und endlich  $\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{2 \left(1 - \frac{h}{3r}\right)}} \quad \text{VII.}$

Hierin ist  $h = 8$  und  $r = r_0 + \frac{h}{2} = 50 + 4 = 54$  cm.

Daher entsteht:

$$\cos \varphi = \frac{1}{\sqrt{2 \left(1 - \frac{8}{54}\right)}}$$

Hieraus folgt  $\varphi = 40^\circ$ . Es muß also die Eiseneinlage am äußeren Rande von mindestens  $\varphi = -40^\circ$  bis  $\varphi = +40^\circ$  reichen. Dagegen muß sie beim inneren Rande von  $\varphi = +40^\circ$  bis  $\varphi = +140^\circ$  reichen und dann wieder am äußeren Rande von  $\varphi = +140^\circ$  bis  $\varphi = 220^\circ$ . Ganz unten braucht wohl keine Eiseneinlage angebracht zu werden. Es sind dies also die mindesten Grenzen, welche meiner Ansicht nach auch genügen werden, weil der Gleitwiderstand zwischen Beton und Eisen innerhalb solcher Zugspannungen auftreten wird, welche der Beton gut aushalten kann; nebenbei bedenke man, daß die berechneten Spannungen lange nicht erreicht werden.

Zum Schluß teilen wir mit, daß die mit römischen Ziffern versehenen Formeln zur vollständigen Berechnung solcher Eisenbetonröhren genügen und auch für oval gestaltete zuverlässige Ergebnisse liefern müssen.

**Statische Berechnung einer  
Betonbrücke mit flachem Kreisbogen,  
bei der Zugbeanspruchungen nicht  
vorkommen sollen.**

In Abbildung 290, Bild 1 ist ein flacher Kreisbogen dargestellt, der in den Punkten  $A_1$  und  $A_2$  eingeklemmt ist, und der geometrische Ort der Querschnittsschwerpunkte eines Gewölbekragens sein soll. Der Querschnitt ist ein Rechteck von der Breite  $b$  und der Höhe  $h$ , und an allen Stellen des Bogens von gleichen Abmessungen, also insbesondere von gleichem Inhalte und gleichem Widerstandsmomente. Bei einem solchen Bogen liegt der gefährliche Querschnitt immer in den Auflagern, und jedes Auflager ist von einem Biegemomente, dem Auflagerdruck und einer Horizontalkraft beansprucht. In Bild 2 der Abbildung 290 ist die Einflußlinie für die Horizontalkraft mit  $a_1$   $a_2$  als Nulllinie dargestellt worden. Sie soll im Abstände  $x$  von  $a_1$  die Ordinate  $z$  haben. Befindet sich nun im Abstände  $x$  von  $a_1$  auf dem Bogen die Einzellast  $P$ , so übt sie den

Horizontalschub  $H = \frac{P \cdot z}{f}$  in jedem der Auflager  $A_1$  und  $A_2$

aus, und es bedeutet  $f$  die Pfeilhöhe des Bogens. Nennen wir noch  $l$  die Spannweite des Bogens, so lautet die Gleichung der Einflußlinie:

$$z = 15 \cdot l \cdot \left[ \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^2 - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^3 + \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^4 \right] \quad 1)$$

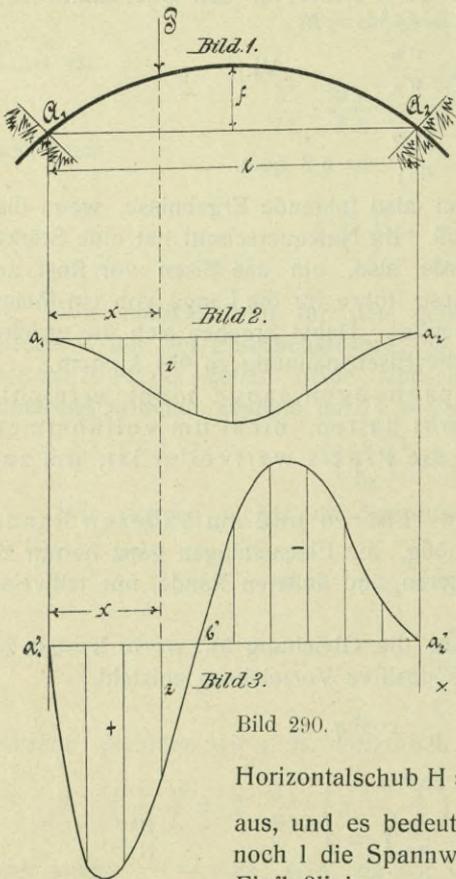


Bild 290.

Zur Zeichnung derselben hat man für  $\frac{x}{l} = 0,0, 0,1, 0,2, 0,3, 0,4, 0,5, 0,6, 0,7, 0,8, 0,9$  und  $1,0$  die bezüglichen Werte für  $\frac{z}{l} = 0,000, 0,030375, 0,0960, 0,165375, 0,2160, 0,234375, 0,2160, 0,165375, 0,0960, 0,030375$  und  $0,000$ . Alle Ordinaten sind von gleichen Vorzeichen, das heißt, wo sich auch die Belastung auf dem Bogen befinden mag, wirkt die dadurch verursachte Horizontalkraft stets in demselben Sinne, insbesondere beansprucht sie nicht nur die Endquerschnitte, sondern auch jeden anderen Querschnitt des Bogens auf Druck, wenn die Kräfte auf dem Bogen, wie wir voraussetzen wollen, nur als Belastungen, also nicht als Entlastungen wirken.

Ist der Bogen gleichförmig mit  $p$  für die Längeneinheit belastet, so ist der Horizontalschub:

$$H = 15 \cdot l \cdot p \cdot \int_0^1 \left[ \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^2 - \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^3 + \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^4 \right] \cdot dx$$

und nach Ausführung der Integration entsteht:

$$H = \frac{1}{8} \cdot \frac{p \cdot l^2}{f} \tag{2}$$

Der Ausdruck ist also genau so, wie beim Bogen mit zwei Auflagergelenken oder dem Bogen mit zwei Auflagergelenken und einem beliebigen Zwischengelenke. Dies rührt daher, daß man jeden flachen Kreisbogen als Parabel auffassen darf.

In Bild 3 der Abbildung 290 ist die Einflußlinie für das Biegemoment im Auflager  $A_1$  mit  $a_1'$   $a_2'$  als Nulllinie dargestellt worden. Gehört zum Abstände  $x$  von  $a_1'$  die Ordinate  $z$ , und ist in diesem Abstände von  $A_1$  der Bogen mit  $P$  belastet, so wird in dem Querschnitte von  $A_1$  das Biegemoment  $P \cdot z$  ausgeübt. Die Gleichung der Einflußlinie lautet:

$$z = l \cdot \left[ \left(\frac{x}{l}\right) - \frac{9}{2} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^2 + 6 \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^3 - \frac{5}{2} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^4 \right] \tag{3}$$

und setzt man der Reihe nach für  $\frac{x}{l} = 0,0, 0,1, 0,2, 0,3, 0,4, 0,5, 0,6, 0,7, 0,8, 0,9$  und  $1,0$ , so ergibt sich  $\frac{z}{l} = 0,000, + 0,06075, + 0,064, + 0,3675, + 0,000, - 0,03125, - 0,0480, - 0,04725, - 0,0320, - 0,01125$  und  $0,000$ .

Wie man sieht, besteht die Einflußfläche aus einem positiven und einem negativen Teile, und es reicht ersterer von  $a_1'$  bis  $b'$  und letzterer von  $b'$  bis  $a_2'$ . Es heißt dies, daß, wenn eine Last zwischen  $a_1'$  und  $b'$ , wie z. B.  $P$  sich befindet, so werden im Auflagerquerschnitt von  $A_1$  oben Zug- und unten Druckbeanspruchungen entstehen; und befindet sich die Last zwischen  $b'$  und  $a_2'$ , so werden in demselben Querschnitt umgekehrt oben Druck- und unten Zugbeanspruchungen sich ergeben. Befindet sich endlich über  $b'$  eine beliebige Last, so entstehen in diesem Querschnitt gar keine Biegungsspannungen. Ist der Bogen vollständig gleichförmig mit  $p$  für die Längeneinheit belastet, so entsteht in dem Querschnitt das Biegemoment:

$$M = p \cdot l \cdot \int_0^1 \left[ \left(\frac{x}{l}\right) - \frac{9}{2} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^2 + 6 \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^3 - \frac{5}{2} \cdot \left(\frac{x}{l}\right)^4 \right] \cdot dx, \text{ d. h. } M = 0.$$

Diese gleichmäßig verteilte Last bringt also in dem Querschnitte gar kein Biegemoment hervor, und es läßt sich zeigen, daß dies auch für alle anderen Querschnitte des Bogens der Fall ist, so daß infolge einer solchen Belastung der Bogen nur auf Druck beansprucht wird, welcher teils von der Horizontalkraft, teils

von dem Auflagerdruck entsteht. Der Einfluß von dem Auflagerdruck ist beim flachen Bogen sehr gering, so daß er vernachlässigt werden darf, also wird er nur als von dem Horizontalschub verursacht, berücksichtigt. Dagegen ist der Einfluß auf die Schubbeanspruchung vom Auflagerdruck groß, jedoch von der Horizontalkraft klein. Diese Bemerkungen gelten übrigens für alle Bogenquerschnitte, so daß der ganze flache Bogen infolge gleichmäßig verteilter Belastung in allen Punkten auf gleiche Weise auf Druck beansprucht wird. Diese Eigentümlichkeit rührt wiederum daher, daß man den flachen Bogen als Parabel auffassen kann, und es ist gleichgültig dabei, ob die Auflagergelenke vorhanden sind oder nicht, ja es dürfen im Bogen beliebig viele Gelenke sein; ohne daß diese Eigentümlichkeit zerstört wird. Nennen wir  $F$  den Querschnitt des Bogens und  $K$  die Beanspruchung in irgend einem Punkte desselben, so hat man, weil  $H = k \cdot F$  ist, nach Gleichung 2)

$$k \cdot f = \frac{1}{8} \cdot \frac{p l^2}{F}$$

Ist der Bogen unbelastet, so daß er nur sein Eigengewicht zu tragen hat, so kann man, wenn  $g$  das Gewicht der Raumeinheit ist, setzen

$$p \cdot l = g \cdot F \cdot l$$

und es entsteht:

$$k f = \frac{1}{8} g l^2 \quad 4)$$

Die Spannung  $k$  ist dann, wie man sieht, unabhängig vom Querschnitt. Nehmen wir z. B. einen Bogen aus Beton von 8 m Spannweite, für welchen der Kubikmeter 2400 kg wiegt, so ist hierfür:

$$k f = \frac{1}{8} \cdot 2400 \cdot 64$$

d. h.  $k f = 19200,$

wobei  $f$  mit dem Meter zu messen, und  $k$  die Beanspruchung für den Quadratmeter bedeutet. Beim flachen Bogen darf höchstens  $f = \frac{1}{10}$  genommen werden. Nehmen wir also hier  $f = 0,8$  m, so ergibt sich

$$k = \frac{19200}{0,8} = 24000 \text{ kg}$$

für den qm, also 2,4 kg für den qcm. Diese Beanspruchung ist äußerst gering, sodaß für derartige Bögen von geringer Spannweite Beton nicht genügend ausgenutzt wird.

Wir wollen nun untersuchen, wie weit man mit der Spannweite  $l$  gehen darf, wenn die zulässige Spannung des Betons 480000 kg für den qm betragen darf.

In der Formel 4) ist zu setzen  $k = 480000$  und  $\frac{f}{l} = 0,1$ . Man erhält, weil  $g = 2400$  ist:

$$l = \frac{8 \cdot 480000 \cdot 0,1}{2400} = 160 \text{ m.}$$

Dieses wäre demnach die weiteste Spannweite, die man für einen flachen Bogen aus Beton unter den gegebenen Bedingungen ausführen dürfte.

Wir wollen jetzt den Bogen untersuchen, wenn er mit veränderlicher Last versehen ist. Ist er entweder zwischen  $a_1'$  und  $b'$  oder zwischen  $a_2'$  und  $b'$  allein belastet, so entsteht in dem Auflagerquerschnitt von  $A_1'$  das größte Biegemoment. Will man jedoch die größte Druckspannung in dem betreffenden Querschnitt erzielen, so wird man den Bogen zwischen  $a_2'$  und  $b'$  belasten, weil damit zugleich ein größerer Horizontalschub entsteht, als wenn er zwischen  $a_1'$  und  $b'$  belastet wäre. Belastet man den Bogen sowohl zwischen  $a_2'$  und  $b'$  als auch etwas weiter über  $b'$ , so wird die Horizontalkraft vergrößert, jedoch die Biegungsspannung verkleinert, sodaß die Druckspannung vielleicht größer wäre, als wenn die Belastung

nur zwischen  $a_2'$  und  $b'$  reichte. Es ist das auch tatsächlich der Fall, jedoch ist der Unterschied so gering, daß er vernachlässigt werden darf, namentlich deshalb schon, weil bei dem Bogen von der geringen Spannweite von 8 m, den wir besonders behandeln, die zulässige Druckspannung lange nicht erreicht wird. Um ferner die größte Zugspannung zu ermitteln, wird man den Bogen zwischen den Punkten  $a_1'$  und  $b'$  belasten müssen, weil man dabei eine kleinere Horizontalkraft erhält, als wenn man ihn zwischen  $a_2'$  und  $b'$  belastet. Reicht die Last von  $a_1'$  an nicht bis  $b'$  und ist der übrige Teil des Bogens unbelastet, so wird die von der Horizontalkraft herrührende Druck- und auch die Biegungsspannung verringert, so daß schließlich sich eine größere Zugspannung als vorher ergibt. Es ist dies auch tatsächlich der Fall. Wir wollen jedoch, weil der Unterschied auch hier sehr gering ist, zur Bestimmung der Zugspannung die Belastung innerhalb der Strecke  $a_1'b'$  vornehmen, diese Spannung gleich Null setzen, und hiermit die Höhe des Bogens bestimmen. Die gefundene Höhe vergrößern wir etwas, und werden dann zeigen,

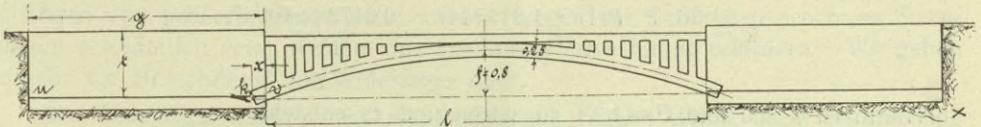


Bild 291.

wie man prüfen kann, daß im Bogen keine Zug- sondern nur Druckspannung vorkommt.

Wir gehen nun zur Berechnung der Bogenstärke  $h$  über. Der Bogen soll, wie schon erwähnt, eine Spannweite von 8 m und eine Breite von 1 m haben.

Er enthält ferner 400 kg für den qm sowohl bleibende als auch gleichmäßig verteilte Belastung, und hat eine Gestalt, wie in Bild 291 angedeutet ist. Die bewegliche Belastung besteht aus Menschengedränge und beträgt 400 kg für den qm.

Zunächst ist die Einflußfläche des Horizontalschubes in Bild 2 der Abbildung 290 zu bestimmen innerhalb der Strecke 0,4 l von  $a_1'$  aus, weil  $a_1'b' = 0,4 \cdot l$  ist. Diese Fläche ist nach Gleichung 1)

$$J = 15 \cdot l \int_0^{0,4l} \left[ \frac{1}{4} \left( \frac{x}{l} \right)^2 - \frac{1}{2} \left( \frac{x}{l} \right)^3 - \frac{1}{4} \left( \frac{x}{l} \right)^4 \right] dx = 15 \cdot l^2 \cdot \left[ \frac{1}{12} \left( \frac{x}{l} \right)^3 - \frac{1}{8} \left( \frac{x}{l} \right)^4 - \frac{1}{20} \left( \frac{x}{l} \right)^5 \right]$$

Für  $\frac{x}{l} = 0,4$  entsteht:

$$J = \frac{0,311744}{8} l^2.$$

Es werden von dem Eigengewicht erzeugt:

$$\frac{1}{8} \cdot 2400 \cdot \frac{F \cdot l^2}{f},$$

von der bleibenden Belastung:

$$\frac{1}{8} \cdot 400 \cdot \frac{l^2}{f}$$

und von der betreffenden beweglichen Belastung:

$$\frac{1}{8} \cdot 0,311744 \cdot 400 \cdot \frac{l^2}{8f}$$

als Horizontalschübe, welche zusammenzuzählen sind, und den Horizontalschub:

$$H = \frac{400 \cdot l^2}{8 \cdot f} \cdot (6 \cdot F + 1,311744)$$

ergeben. Ein Biegemoment wird nur von der beweglichen Belastung erzeugt. Zu dessen Ermittlung muß man den Inhalt der Einflußfläche zwischen  $a_1'$  und  $b'$  bestimmen, und hat nach Gleichung 3)

$$J_1 = 1 \cdot \int_0^{0,41} \left[ \left(\frac{x}{1}\right) - 9/2 \cdot \left(\frac{x}{1}\right)^2 + 6 \cdot \left(\frac{x}{1}\right)^3 - 5/2 \cdot \left(\frac{x}{1}\right)^4 \right] \cdot dx = l^2 \cdot \left[ 1/2 \left(\frac{x}{1}\right)^2 - 3/2 \left(\frac{x}{1}\right)^3 + 3/2 \cdot \left(\frac{x}{1}\right)^4 - 1/2 \left(\frac{x}{1}\right)^5 \right] = l^2 \cdot \left(\frac{x}{1}\right)^2 \cdot \left[ 1/2 - 3/2 \left(\frac{x}{1}\right) + 3/2 \left(\frac{x}{1}\right)^2 - 1/2 \left(\frac{x}{1}\right)^3 \right] = 0,01728 \cdot l^2.$$

Das Biegemoment ist daher

$$M = 0,01728 \cdot 400 \cdot l^2.$$

Nach der Formel für zusammengesetzte Zug- und Biegezugfestigkeit hat man für die Zugspannung k:

$$k = \frac{50 \cdot l^2 \cdot (6F + 1,311744)}{f \cdot F} - \frac{0,01728 \cdot 400 \cdot l^2}{\frac{F \cdot h}{6}}$$

Hierin ist  $k=0$  und  $F = h \cdot 1$  zu setzen und es entsteht:

$$h^2 + 0,218624 h = 0,13824 \cdot f.$$

Nehmen wir  $f = 0,8$  m zur Ausführung, so entsteht hieraus  $h = 0,241$  m. Dabei erhöhe man  $h$  etwas und nehme für die Bogenstärke  $0,25$  m = 25 cm.

Nunmehr bestimmen wir die Druckspannung. Die bewegliche Belastung bringt den Horizontalschub:

$$400 \cdot (1 - 0,31744) \cdot \frac{l^2}{8f} = \frac{400}{8} \cdot 0,6256 \cdot \frac{l^2}{f}$$

hierfür hervor, und wir haben für die betreffende Spannung:

$$k_1 = \frac{50 \cdot l^2}{f \cdot F} \cdot (6F + 1,688256) + \frac{0,01728 \cdot 400 \cdot l^2}{\frac{F \cdot h}{6}},$$

wobei  $l^2 = 8^2 = 64$ ,  $F = 1 \cdot 0,25$  und  $f = 0,8$  m ist. Man erhält:

$$k_1 = \frac{64}{0,25} \cdot \left[ \frac{50}{0,8} \cdot (6 \cdot 0,25 + 1,688256) + \frac{41,472}{0,25} \right] = 77465 \text{ kg}$$

für den qm, also 7,7 kg ungefähr für den qcm. In Wirklichkeit beträgt die höchste Druckspannung noch nicht 8 kg für den qcm, bleibt also weit unter dem zulässigen Wert.

Zur Prüfung bilde man die Zugspannung für eine beliebige Stelle des Bogens, die von  $A_1$  den Abstand  $x$  hat; dieselbe ist:

$$k_2 = \frac{\left\{ 2400 \cdot 0,25 + 400 + 400 \cdot 15 \cdot \left(\frac{x}{1}\right)^3 \cdot \left[ 1/12 - 1/8 \cdot \left(\frac{x}{1}\right) + 1/20 \left(\frac{x}{1}\right)^2 \right] \right\} l^2}{8 \cdot 0,8 \cdot 0,25} - \frac{2400 l^2}{0,25^2} \cdot \left(\frac{x}{1}\right)^2 \cdot \left[ 1/2 - 3/2 \left(\frac{x}{1}\right) + 3/2 \left(\frac{x}{1}\right)^2 - 1/2 \left(\frac{x}{1}\right)^3 \right]$$

wobei genügt, daß  $\frac{x}{1}$  zwischen 0 und 0,4 sich befindet, und da sich  $k_2$  für jeden Wert von  $x$  positiv ergeben muß, so ist erforderlich, daß die Bedingung

$$\left[ 2,5 + 15 \cdot \left(\frac{x}{1}\right)^3 \cdot 1/12 - 1/8 \left(\frac{x}{1}\right) + 1/20 \cdot \left(\frac{x}{1}\right)^2 \right] \geq 153,6 \left(\frac{x}{1}\right)^2 \cdot \left[ 1/2 - 3/2 \left(\frac{x}{1}\right) + 3/2 \left(\frac{x}{1}\right)^2 - 1/2 \left(\frac{x}{1}\right)^3 \right]$$

für jeden Wert von  $x$  erfüllt wird.

Weil die zulässige Beanspruchung für Druck noch lange nicht erreicht ist, so darf man den Bogen, namentlich wenn er sich zwischen starren Widerlagern befindet, mit bedeutend mehr beweglicher Belastung versehen, muß aber, damit keine Zugbeanspruchung vorkommt, zugleich die bleibende Belastung erhöhen. — Wir bestimmen nun die größte Scherspannung, welche an jeden Auflager auftritt. Die größte Vertikalkraft ist

$$(400 + 400 + 0,25 \cdot 1 \cdot 2400) \cdot 4$$

gleich dem größten Auflagerdruck, nämlich 5600 kg. Es ist daher die größte Scheerspannung:

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{5600}{25 \cdot 100} = 3,36 \text{ kg}$$

für den qcm. Da dieselbe bis 4,5 kg groß sein darf, so ist auch hierfür der Bogen gesichert. Wegen der Scherspannung darf man, wie man sieht, den Bogen nicht so sehr mehr belasten, als dann, wenn man nur die Druckspannung berücksichtigt. Bei Bögen von größerer Spannweite werden wegen der Scherbeanspruchung Eiseneinlagen erforderlich sein, welche eine besondere Berechnung erfordern. Wir gehen nunmehr zur Berechnung der Widerlager über.

Die Widerlager sollen, wie der Bogen aus reinem Beton, ohne Eiseneinlage bestehen. Jedes Widerlager wird von dem Auflagerdruck des Bogens beansprucht, welchen wir bereits zu 5600 kg angegeben hatten, und der Horizontalkraft, welche

$$\frac{2 \cdot 5600 \cdot 8}{8 \cdot 0,8} = 14000 \text{ kg}$$

beträgt. Weil nun der Auflagerquerschnitt nur auf Druck in Anspruch genommen wird, so kann der Angriffspunkt des Auflagerdruckes nur zwischen den Kernpunkten des Querschnitts sich befinden, und wir müssen den ungünstigsten Fall in Rücksicht nehmen, daß der obere Kernpunkt k Angriffspunkt der Horizontalkraft ist. Auch machen wir k zum Angriffspunkt des Auflagerdruckes, was an der Zuverlässigkeit unserer Untersuchung, worauf es doch vor allen Dingen ankommt, nichts ändert. Wir betrachten zunächst die durch k gehenden wagrechten Querschnitte der Widerlagsmauern, und setzen voraus, daß sie bis an die Oberfläche, also die Nutzbahn der Brücke, reichen. Der betreffende Querschnitt wird von der Horizontalkraft auf Scherfestigkeit beansprucht, und wir wollen die Breite g der Mauer berechnen, damit die zulässige Scherspannung von 4,5 kg/qcm nicht überschritten wird. Es ergibt sich:

$$4,5 \geq \frac{3 \cdot 14000}{2 \cdot g \cdot 100}$$

$$\text{d. h.:} \quad g \geq \frac{1,5 \cdot 140}{4,5}$$

Wenn demnach die Breite mindestens 47 cm ist, so wird die zulässige Scherbeanspruchung nicht überschritten.

Ferner sucht die Horizontalkraft die Widerlagsmauer auf der wagrechten Grundfläche zu verschieben. Es wird sich nun fragen, wie groß g sein muß, damit dies unmöglich ist, wenn die Mauer eine Höhe von 1,4 m hat. Ist 0,7 der zulässige Reibungskoeffizient, so besteht die Gleichung:

$$14000 = 0,7 \cdot (5600 + 1,4 \cdot 1 \cdot g \cdot 1400)$$

und hieraus folgt:  $g = 4,25 \text{ m}$ .

Erhöht man die Mauer noch mehr, so bekommt man eine noch geringere Breite, doch darf man nur soweit gehen, daß auf der Grundfläche Zugbeanspruchungen vermieden und die zulässige Spannung nicht überschritten wird.

Nehmen wir 4,25 m, so wiegt das Widerlager

$$1,4 \cdot 4,25 \cdot 2400 = 14\,280 \text{ kg.}$$

Es erzeugt mit dem Auflagerdruck von 5600 kg den Druck 19 880 kg. Damit nun das Grundmauerwerk nur Druckspannung auszuhalten hat, muß das Widerlager um eine Strecke  $x$ , die wir berechnen werden, in das Gewölbe hineinragen.

Es hat 14 280 von  $v$  den Abstand  $\frac{4,25}{2}$  und die Kräfte 14 280 und 19 880 haben  $\frac{4,25}{6}$  zum Abstand von einander.

Nach dem Hebelgesetz ist:

$$19\,880 \cdot \frac{4,25}{6} = 5600 \cdot \left( \frac{4,25}{3} - x \right).$$

Hieraus ergibt sich  $x = -1,09$  m. Weil das Ergebnis negativ ist, so darf sich die Widerlagsmauer sofort an das Gewölbe anschließen.

Das Grundmauerwerk wird nun mit der Spannung beansprucht, welche weniger als

$$\frac{2 \cdot 19\,880}{4,25 \cdot 1} = 9355 \text{ kg}$$

für den qm, also 0,9355 für den qcm beträgt. Ergibt sich so auch das Widerlager sehr breit, so hat man den Vorteil, daß es nicht sehr hoch ist und auch nicht zu sein braucht, weil es mit einer Druckspannung von weniger als 0,9355 kg/qcm das Grundmauerwerk beansprucht, als zulässig ist. Weiter braucht man nur wegen der geringen Beanspruchung keinen erstklassigen Beton, was auch für den Bogen gilt. Auch ist es vorteilhaft, die ganze Brücke aus reinem Beton auszuführen, weil die Temperaturbeeinflussungen auf den Bogen vermieden werden, welche andernfalls große Zugspannungen, also Risse, veranlassen würden. Eiseneinlagen sind in diesem Falle garnicht erforderlich. Den Horizontalschub könnte man dadurch verringern, daß man die Pfeilhöhe vergrößert. Weil damit jedoch zugleich der Bogen stärker wird, so ist dies nur scheinbar, wenigstens ergäbe sich nur eine ganz geringfügige Verminderung. Diese Bemerkung gilt auch dafür, daß man den Bogen ganz massiv, also ohne die in Bild 291 angedeuteten Oeffnungen, ausführt. Vorteilhaft sind Bögen ohne Eiseneinlagen zwischen natürlichen, also felsigen Widerlagern. Schließt sich Bogen an Bogen, so sind die Widerlager dazwischen bedeutend schwächer, nur die Endwiderlager werden starker auszuführen sein. Bei höheren Widerlagern wird man sie entsprechend schwächer erhalten, namentlich, weil man dann den Erddruck vorteilhaft ausnutzen kann.

### Genaue Berechnung des einfach gekrümmten Stabes aus Eisenbeton.

#### I.

Man lege durch den Körper zwei ebene Schnitte, welche die Fasern normal treffen und den unendlich kleinen Winkel  $d\gamma$  miteinander bilden. Beide Ebenen schneiden sich in einer Geraden, welche die Krümmungsachse an der betreffenden Stelle ist und deren Spur in Bild 292 mit  $K$  bezeichnet wurde. Der Körper zwischen den Schnitten ist also als schiefes Prisma anzusehen. Die Eiseneinlagen bringen wir an den äußersten Rändern an, sie sind stabförmig und dünn, so daß es auf die Form des Querschnitts nicht ankommt. Die Schwerpunktabstände der Querschnitte der Eiseneinlagen von der Krümmungsachse nennen wir  $a_1$  und  $a_2$ . Der Querschnitt des Stabes ist ein Rechteck, dessen Seite  $b$  zur Krümmungsachse parallel liegt, seine Höhe soll der Abstand der Querschnittsschwerpunkte der Eiseneinlagen

sein, ist also gleich  $a_2 - a_1$ . Die wirkliche Höhe des Betonquerschnitts ist größer, der Rest bezweckt die Einbettung des Eisens, um es vor Rost zu schützen, hat also keine statische Bedeutung. Wir nennen  $a_2 - a_1$  die nutzbare Höhe des Betonquerschnitts und bezeichnen sie mit  $h$ . Die Einzellast  $P$  soll senkrecht zum Querschnitt stehen und den Abstand  $p$  von der Krümmungsachse haben. Wenn nun  $P$  auf der Symmetrieachse liegt, wie wir ein für alle mal annehmen, so wird sich der Querschnitt drehen und zwar um eine Achse parallel zur Krümmungsachse, und habe von ihr die Entfernung  $u$ . Die Drehung soll mit dem unendlich kleinen Winkel  $d\alpha$  geschehen. Wir legen der Untersuchung das Hookesche Gesetz zugrunde

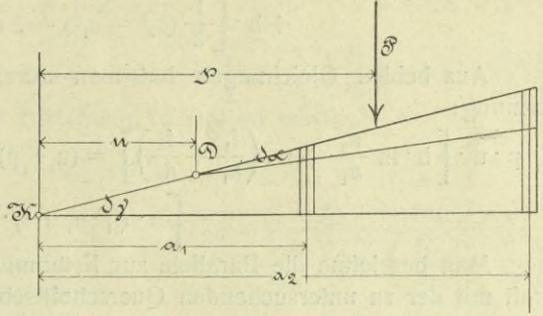


Bild 292.

und nennen die Spannungen in den Schwerpunkten der Querschnitte von den Eisenlagen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  und  $E_e$  den Elastizitätsmodul des Eisens. Dann ist:

$$\sigma_1 = \frac{a_1 - u}{a_1 \cdot d\gamma} \cdot d\alpha \cdot E_e \quad 1)$$

und

$$\sigma_2 = \frac{a_2 - u}{a_2 \cdot d\gamma} \cdot d\alpha \cdot E_e \quad 2)$$

Da wir die Eisenquerschnitte als sehr klein im Verhältnis zum Betonquerschnitt angenommen haben, so kann man, ohne einen großen Fehler zu machen, diese Spannungen als gleichmäßig verteilt ansehen, hierdurch wird die Untersuchung wesentlich erleichtert. Doch läßt sie sich auch ohne diese Beschränkung ausführen. Wir nennen weiter  $\sigma_b$  die Spannung im Beton eines Querschnittselementes im Abstände  $x$  von der Drehachse, deren Spur  $D$  ist und gewöhnlich neutrale Achse genannt wird. Es ergibt sich dann:

$$\sigma_b = \frac{x - u}{x \cdot d\gamma} \cdot d\alpha \cdot E_b, \quad 3)$$

wobei  $E_b$  der Elastizitätsmodul des Betons ist.

Da hier bloß gleich gerichtete Kräfte vorkommen, so gelten zwei Grundformeln, nämlich:

$$P = \sigma_1 \cdot f_1 + \sigma_2 \cdot f_2 + \int_{a_1}^{a_2} \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot E_b \cdot \left( \frac{x - u}{x} \right) \cdot b \cdot d x$$

und

$$P \cdot (p - u) = \sigma_1 \cdot f \cdot (a_1 - u) + \sigma_2 \cdot f_2 \cdot (a_2 - u) + \int_{a_1}^{a_2} \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot E_b \cdot \frac{x - u}{x} \cdot (x - u) \cdot b \cdot d x$$

Wir setzen:

$$\frac{E_e}{E_b} = n, \quad 4)$$

welche Zahl durch Versuche zu ermitteln ist und wofür der preußische Minister 15 bestimmt hat, so entsteht aus den vorigen Gleichungen:

$$P = \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot E_b \cdot \left\{ n \cdot \left[ \left( 1 - \frac{u}{a_1} \right) \cdot f_1 + \left( 1 - \frac{u}{a_2} \right) \cdot f_2 \right] + b \cdot \left[ (a_2 - a_1) - u - \ln \frac{a_2}{a_1} \right] \right\} \quad 5)$$

und

$$P \cdot (p - u) = \frac{d \alpha}{d \gamma} \cdot E_b \cdot \left\{ n \cdot \left[ \left( 1 - \frac{u}{a_1} \right) \cdot (a_1 - u) \cdot f_1 + \left( 1 - \frac{u}{a_2} \right) \cdot (a_2 - u) \cdot f_2 \right] + b \cdot \left[ \frac{1}{2} (a_2^2 - a_1^2) - 2u \cdot (a_2 - a_1) + u^2 \cdot \ln \frac{a_2}{a_1} \right] \right\} \quad (6)$$

Aus beiden Gleichungen hat man durch Division nach einer kleinen Umformung:

$$p \cdot u \cdot \left[ b \cdot \ln \frac{a_2}{a_1} + n \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} \right) \right] = (u + p) \left[ n \cdot (f_1 + f_2) + b \cdot (a_2 - a_1) \right] - \left[ n \cdot (f_1 \cdot a_1 + f_2 \cdot a_2) + \frac{1}{2} \cdot b \cdot (a_2^2 - a_1^2) \right] \quad (7)$$

Man bezeichne die Parallele zur Krümmungsachse durch den Schnittpunkt der Kraft mit der zu untersuchenden Querschnittsebene mit Kraftachse. Man erkennt aus der letzten Gleichung, daß diese und die neutrale Achse reziproke Achsen sind, die man miteinander vertauschen kann. Nimmt man also die untere Achse zur Kraftachse, so wird umgekehrt nunmehr die Kraftachse neutrale Achse.

Ist  $n = 0$ , so fällt die neutrale Achse mit der Krümmungsachse zusammen, und es ergibt sich aus der letzten Gleichung, wenn man in diesem Sonderfalle  $p_0$  statt  $p$  setzt:

$$p_0 = \frac{n \cdot (f_1 \cdot a_1 + f_2 \cdot a_2) + \frac{1}{2} \cdot (a_2^2 - a_1^2)}{n \cdot (f_1 + f_2) + b \cdot (a_2 - a_1)} \quad (8)$$

Nimmt man den Querschnitt der Eiseneinlagen  $n$  mal und setzt ihn mit dem Betonquerschnitt zusammen, so sieht man, daß  $p_0$  der Abstand des Schwerpunktes dieser zusammengesetzten Fläche von der Krümmungsachse ist. Die betreffende Fläche ist:

$$F = n \cdot (f_1 + f_2) + b \cdot (a_2 - a_1) \quad (9)$$

Nach dem vorher mitgeteilten Gesetze weiß man, daß, wenn die Kraft die Krümmungsachse trifft, die durch den Schwerpunkt von  $F$  zur Krümmungsachse parallel gelegte Linie nunmehr neutrale Achse ist. Diese Parallele nennen wir natürliche Schwerachse, und die Fläche vom Inhalte  $F$  die natürliche Fläche; wir kommen nämlich später auf eine andere Schwerachse und Fläche zu sprechen, die wir künstliche Schwerachse bzw. Fläche nennen werden, und die für die weitere Untersuchung von Wichtigkeit sein wird.

Für  $u = 0$  hat man aus Gleichung 5),

$$E_b \cdot \frac{d \alpha}{d \gamma} = \frac{P}{n \cdot (f_1 + f_2) + b \cdot (a_2 - a_1)}$$

und aus Gleichung 3) folgt:

$$\sigma_b = \frac{P}{F}$$

ferner entsteht aus den Gleichungen 1) und 2):

$$\sigma_1 = \sigma_2 = n \cdot \sigma_b.$$

Wenn also die Kraft im Schwerpunkt der natürlichen Fläche angreift, so ist in allen Teilen sowohl des Betonquerschnitts, als auch des Eisenquerschnitts die Spannung unveränderlich, und zwar ist die Eisenspannung  $n$  mal so groß als die Betonspannung.

Ist ferner in Gleichung 7)  $p = \infty$ , so entsteht, wenn in diesem Sonderfalle  $u_0$  statt  $u$  gesetzt wird:

$$u_0 = \frac{n \cdot (f_1 + f_2) + b \cdot (a_2 - a_1)}{b \cdot \ln \frac{a_2}{a_1} + n \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} \right)} \quad (10)$$

Aus Gleichung 5) hat man jetzt  $P = 0$ , d. h. der Querschnitt muß von einem Kräftepaar beansprucht sein, dessen Moment wir  $M$  nennen werden. Dieses Moment hat den Wert  $P \cdot (p - u)$ , und man hat aus Gleichung 6):

$$M = \frac{d \alpha}{d \gamma} \cdot E_b \cdot \left\{ \left[ n \cdot (a_1 \cdot f_1 + a_2 \cdot f_2) + \frac{b}{2} \cdot (a_2^2 - a_1^2) \right] - 2 u \cdot [n \cdot (f_1 + f_2) + b \cdot (a_2 - a_1)] + u^2 \left[ n \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} \right) + b \cdot \ln \frac{a_2}{a_1} \right] \right\}$$

Setzt man hierin für  $u$  den Wert aus Gleichung 10 ein, so wird:

$$M = \frac{d \alpha}{d \gamma} \cdot E_b \cdot \left\{ \left[ n \cdot (a_1 \cdot f_1 + a_2 \cdot f_2) + b \cdot (a_2^2 - a_1^2) \right] - \frac{n \cdot (f_1 + f_2) + b \cdot (a_2 - a_1)^2}{b \cdot \ln \frac{a_2}{a_1} + n \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} \right)} \right\}$$

oder auch:

$$M = \frac{d \alpha}{d \gamma} \cdot E_b \cdot F \cdot (p_0 - u_0), \quad (11)$$

welche Formel mit Berücksichtigung der Gleichungen 8), 9) und 10) entstanden ist.

II.

Wir wollen jetzt zur Krümmungsachse die Parallele im Abstände  $u_0$  auf der Seite, wo der Querschnitt liegt, zeichnen und werden zugleich sehen, welche Bedeutung diese Parallele hat. Zu dem Zwecke ist in Bild 293 der rechteckige Querschnitt  $A B C D$  des Betons dargestellt, ferner ist die Fläche zwischen  $A$  und  $E$

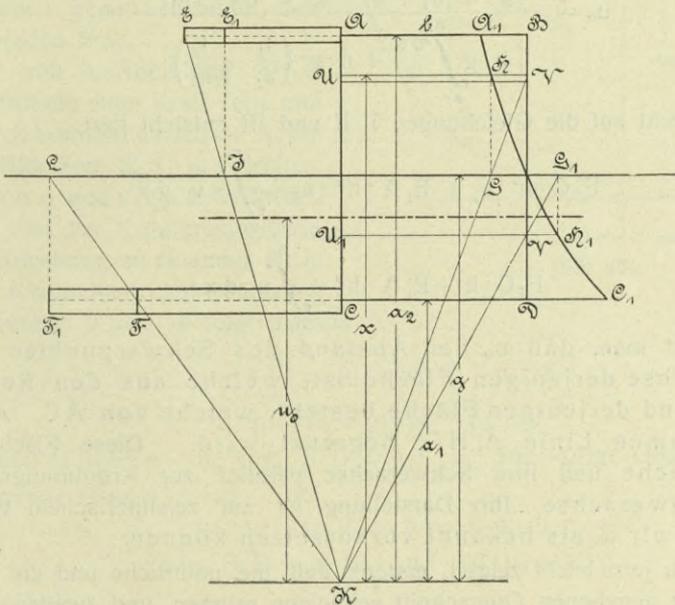


Bild 293.

gleich  $n \cdot f_2$  und die Fläche zwischen  $C$  und  $F$  gleich  $n f_1$ . Auf der Krümmungsachse nehme man einen beliebigen Punkt  $K$  an und zwar am vorteilhaftesten auf der Verlängerung von  $\overline{A C}$ . Im beliebigen Abstand  $g$  lege man zur Krümmungsachse die Parallele als Hilfslinie, dieselbe wird von den Verbindungslinien des Punktes  $K$  mit den Endschnitten  $E$  und  $F$  von  $f_2$  bzw.  $f_1$  in  $J$  bzw.  $L$  getroffen. Durch  $J$  und  $L$  lege man Senkrechte zur Krümmungsachse, wodurch man auf  $\overline{A E}$  und  $\overline{C F}$  bzw. die Punkte  $E_1$  und  $F_1$  erhält. Es sind hierbei die Querschnitte der Eiseneinlagen als Rechtecke angenommen worden.

Es ist: 
$$\frac{\overline{EA}}{a_2} = \frac{E_1 A}{g}$$

oder auch: 
$$\overline{EA} \cdot g = E_1 A \cdot a_2$$

Hat  $f_2$  die Höhe  $h''$ , so ist

$$n \cdot f_2 \cdot g = \overline{E_1 A} \cdot h'' \cdot a_2 \quad \text{I.}$$

und hat  $f_1$  zur Höhe  $h'$ , so erhält man auf ähnliche Weise

$$n \cdot f_1 \cdot g = \overline{F_1 C} \cdot h' \cdot a_1 \quad \text{II.}$$

Dann ziehe man zwischen  $\overline{AC}$  und  $\overline{BD}$  die Parallele  $\overline{UV}$  zur Krümmungsachse in beliebigem Abstände  $x$  von derselben, verbinde  $V$  mit  $K$  und erhält auf der Hilfslinie den Punkt  $G$ . Durch diesen Punkt lege man zu  $\overline{AC}$  die Parallele, welche  $\overline{UV}$  in  $H$  trifft, und setze  $\overline{UH} = y$ , so ist:

$$\frac{b}{x} = \frac{y}{g},$$

weil  $\overline{UV} = b$  ist. Hieraus folgt:

$$b \cdot g = x \cdot y \quad \text{III.}$$

Diese Darstellung von  $H$  wiederhole man für viele Parallele zwischen  $\overline{AC}$  und  $\overline{BD}$  zur Krümmungsachse und zwar innerhalb der Seiten  $AB$  und  $CD$ , so erhält man als geometrischen Ort der Punkte  $H$  eine krumme Linie  $A_1 H C_1$ , welche durch den Schnittpunkt der Hilfslinie mit der Seite  $\overline{BD}$  gehen muß.

Die Gleichung 10 kann man nach Multiplikation von Zähler und Nenner mit  $g$  folgendermaßen schreiben:

$$u_0 = \frac{g \cdot n \cdot (f_1 + f_2) + g \cdot b \cdot (a_2 - a_1)}{b \cdot g \int_{a_1}^{a_2} \frac{dx}{x} + n \cdot g \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} \right)}$$

Mit Rücksicht auf die Gleichungen I, II und III entsteht jetzt:

$$u_0 = \frac{\overline{F_1 C} \cdot h' \cdot a_1 + \overline{E_1 A} \cdot h'' \cdot a_2 + \int_{a_1}^{a_2} x y \cdot dx}{\overline{F_1 C} \cdot h' + \overline{E_1 A} \cdot h'' + \int_{a_1}^{a_2} y \cdot dx}$$

und hieraus sieht man, daß  $u_0$  der Abstand des Schwerpunktes von der Krümmungsachse derjenigen Fläche ist, welche aus den Rechtecken  $\overline{E_1 A}$  und  $\overline{F_1 C}$  und derjenigen Fläche besteht, welche von  $\overline{AC}$ ,  $\overline{AA_1}$ ,  $\overline{CC_1}$  und der krummen Linie  $A_1 H C_1$  begrenzt wird. Diese Fläche ist die künstliche Fläche und ihre Schwerachse parallel zur Krümmungsachse die künstliche Schwerachse. Ihre Darstellung ist auf zeichnerischem Wege sehr einfach, so daß wir  $u_0$  als bekannt voraussetzen können.

Es läßt sich jetzt leicht zeigen, erstens daß die natürliche und die künstliche Schwerachse den gegebenen Querschnitt schneiden müssen, und zweitens, daß die künstliche Schwerachse zwischen der Krümmungsachse und der natürlichen Schwerachse liegen muß.

In der Abbildung 294 ist der Querschnitt des Betons mit den schwarzangelegten Querschnitten der Eiseneinlagen nebst Krümmungsachse gezeichnet worden. Weiter ist die Mittellinie senkrecht zur Krümmungslinie gezogen, die dadurch in  $K_0$  (dem tiefsten auf der Geraden  $OD$  gelegenen Punkte) getroffen wird. Diese Mittellinie wird von der künstlichen und der natürlichen Schwerachse in  $S_2$  und  $S_1$  geschnitten, und die Punkte sind die Schwerpunkte der betreffenden Flächen. Ueber  $S_1 K_0$

als Durchmesser zeichne man den Halbkreis; derselbe schneidet die künstliche Schwerachse im Punkte J, setzt man nun  $\overline{JS_2} = K$ , so ist:

$$K^2 = u_0 \cdot (p_0 - u_0)$$

und aus Gleichung 11 entsteht jetzt:

$$M = E_b \cdot \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot F \cdot \frac{k^2}{u_0}$$

Setzt man:  $F \cdot k^2 = J_1$  12)

und nennt diesen Ausdruck in weitem Sinne Trägheitsmoment des Querschnitts F in Bezug auf die künstliche Schwerachse, so entsteht:

$$M = E_b \cdot J_1 \cdot \frac{d\alpha}{d\gamma \cdot u_0}; \quad 13)$$

damit ist  $u_0 \cdot d\gamma$  das Faserelement der neutralen Achse; denn wenn der Querschnitt von einem Kräftepaare beansprucht ist, so ist die künstliche Schwerachse die neutrale Achse. Setzt man jetzt:  $u_0 \cdot d\gamma = ds$ , so hat man endlich:

$$M = E_b \cdot J_1 \cdot \frac{d\alpha}{ds}, \quad 13a)$$

welche Formel genau so lautet, wie für den geraden Stab.

Weiter soll in Abbildung 294 G der Angriffspunkt einer Kraft sein, und die hierdurch bestimmte neutrale Achse möge die Mittellinie  $\overline{S_1 K_1}$  in D treffen. Es sind dann p und u die betreffenden Abstände von der Krümmungsachse, und ihre Beziehung zu einander ist in Gleichung 6 enthalten. Mit Benutzung der Gleichungen 9 und 10 folgt hieraus:

$$u \cdot p \cdot \frac{F}{u_0} = (u + p) \cdot F - p_0 \cdot F$$

d. h.

$$u \cdot p = (u + p) \cdot u_0 - p_0 \cdot u_0$$

Es ist jedoch  $\overline{GS_2} = p - u_0$  und  $\overline{S_2 D} = u_0 - u$ . Die vorige Gleichung erhält zunächst folgende Gestalt:

$$p_0 \cdot u_0 = u \cdot u_0 - p \cdot u + p \cdot u_0$$

Dann ist:

$$\overline{GS_2} \cdot \overline{S_2 D} = p \cdot u_0 - u_0^2 + u \cdot u_0 - u \cdot p$$

Daher hat man:

$$\overline{GS_2} \cdot \overline{S_2 D} = u_0 \cdot (p_0 - u_0)$$

oder endlich:

$$\overline{GS_3} \cdot \overline{S_2 D} = K^2 \quad 14)$$

Man sieht hieraus, daß G und D zu beiden Seiten von  $S_2$  liegen, ferner kann man wie folgt zu D den Punkt G finden. Man ziehe in der Zeichnung des Bildes 292 DJ und errichte darauf in J das Lot. Dieses trifft die Mittellinie  $\overline{S_2 K_0}$  in dem verlangten Punkte G. Diese Zeichnung bestätigt das vorhin ermittelte Gesetz, daß die Kraftachse und ihre neutrale Achse vertauschbar sind.

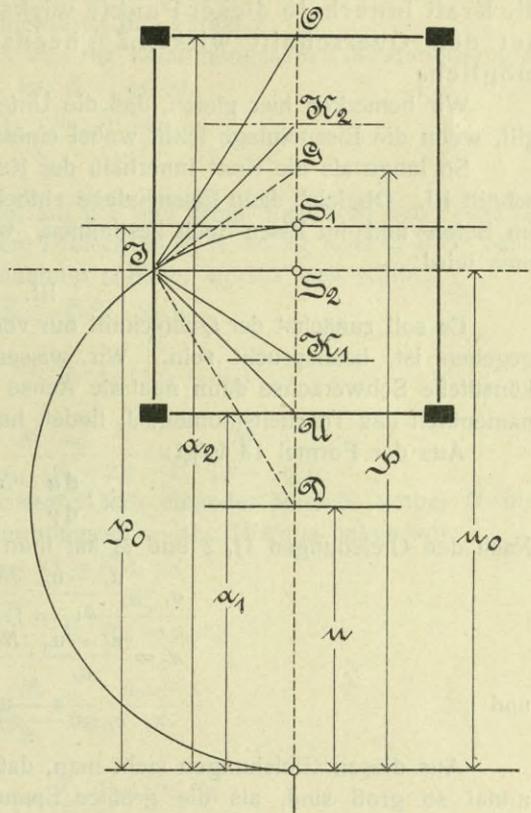


Bild 294.

Die Mittellinie schneidet die obere Seite des Rechtecks in O und die untere Seite in U. Diese Punkte verbinde man mit J und errichte in J auf diesen Verbindungslinien Senkrechte, die die Mittellinie beziehungsweise in den Punkten  $K_1$  und  $K_2$  treffen. Es sind dann  $K_1$  und  $K_2$  sogenannte Kernpunkte, d. h. wenn die Kraft innerhalb dieser Punkte wirksam ist, so sind, wenn P drückend auf den Querschnitt wirkt, Zugbeanspruchungen im Querschnitt unmöglich.

Wir bemerken hier gleich, daß die Untersuchung in diesem Teile auch dann gilt, wenn die Eiseneinlage fehlt, wobei einfach  $n = 1$  zu setzen ist.

So lange als die Kraft innerhalb der Kernpunkte fällt, gilt der folgende Abschnitt III. Obgleich dann Eiseneinlage entbehrlich ist, wollen wir die Spannungen im Beton und im Eisen doch bestimmen, wenn letzteres als vorhanden angenommen wird.

III.

Es soll zunächst der Querschnitt nur von einem Kräftepaare, dessen Moment M gegeben ist, beansprucht sein. Wir wissen bereits, daß unabhängig von M die künstliche Schwerachse dann neutrale Achse ist. Wie man dieselbe darstellt, und namentlich das Trägheitsmoment  $J_1$  findet, haben wir im vorigen Abschnitt gezeigt.

Aus der Formel 13 folgt:

$$E_b \cdot \frac{d\alpha}{d\gamma} = \frac{M \cdot u_0}{J_1}$$

Nach den Gleichungen 1), 2 und 3) hat man daher:

$$\sigma_1 = \frac{a_1 - u_0}{a_1} \cdot \frac{M \cdot u_0}{J_1} \cdot n \tag{15}$$

$$\sigma_2 = \frac{a_2 - u_0}{a_2} \cdot \frac{M \cdot u_0}{J_1} \cdot u \tag{16}$$

und

$$\sigma_b = \frac{x - u_0}{x} \cdot \frac{M_0 \cdot u_0}{J_1} \tag{17}$$

Aus diesen Gleichungen sieht man, daß die Spannungen in den Eiseneinlagen n-mal so groß sind, als die größten Spannungen im Beton, welche letzteren im obersten und im untersten Rande stattfinden, weil sie von der neutralen Achse die größten Abstände haben. Diese Spannungen sind verschieden, also Zug und Druck, und können im besonderen erst dann bestimmt werden, wenn der Dreh-sinn des Kräftepaares bekannt ist. Es genügt also eine zeichnerische Darstellung der Spannungen im Beton, die wir jetzt geben werden, weil man dann nach Obigem auch die Spannungen im Eisen hat. Obgleich nun im Beton Zugspannungen nicht zugelassen werden, müssen wir doch diese Bestimmung machen mit Rücksicht darauf, daß sie später einmal doch bis zu gewissen Grenzen gestattet werden könnten.

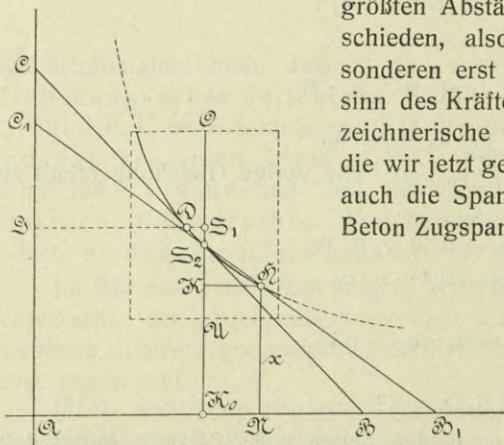


Bild 295.

Man zeichne, wie in Abbildung 294 angegeben ist, die Punkte  $S_1$ ,  $S_2$  und  $K_0$  auch in Zeichnung 295 und ziehe durch  $K_0$  die Krümmungsachse. In  $S_1$  errichte

man das Lot auf  $\overline{S_1 K_0}$  und mache darauf die Strecke  $\overline{S_1 D} = \frac{M}{F \cdot p_0}$ . Hierauf ziehe man  $\overline{D S_2}$ , welche die Krümmungsachse in B schneidet, und mache darauf  $\overline{S_2 C} = \overline{D B}$ ,

so jedoch, daß die Punkte C und B außerhalb der beiden anderen fallen. Hierauf fälle man von C zur Krümmungsachse das Lot. Dieses trifft letztere in A. Dann lege man durch  $S_2$  eine beliebige Gerade, welche  $\overline{K_0 B}$  in  $B_1$  und  $\overline{CA}$  in  $C_1$  trifft. Hierauf mache man auf  $C_1 B_1$  die Strecke  $\overline{H B_1}$  gleich  $\overline{C_1 S_2}$ , so jedoch, daß die Punkte  $S_2$  und H innerhalb der beiden anderen zu liegen kommen. Von H fälle man auf  $\overline{S_1 S_2}$  das Lot und bekommt hierdurch den Punkt K.

Wir behaupten jetzt, daß wenn H von der Krümmungsachse die Entfernung x hat,  $\overline{HK}$  die Spannung des Punktes K ist, d. h. es ist

$$\overline{HK} = \frac{x - u_0}{x} \cdot \frac{M \cdot u_0}{J_1}$$

entsprechend der Gleichung 17).

Beweis: Man fälle von D das Lot auf  $\overline{CA}$  und erhält hierdurch den Punkt G. Da das Dreieck CGD kongruent ist dem Dreieck  $S_2 K_0 B$ , so ist  $\overline{K_0 B} = \overline{DG}$ ; dann sind die Dreiecke  $S_1 S_2 D$  und  $K_0 S_2 B$  einander ähnlich, woraus sich ergibt:

$$\overline{K_0 B} : \overline{K_0 S_2} = \overline{D S_1} : \overline{S_1 S_2}$$

oder auch:

$$\overline{K_0 B} = \overline{DG} = u_0 \cdot \frac{M}{F \cdot p_0 \cdot (p_0 - u_0)}$$

Daher ist:

$$\overline{S_1 G} = \frac{M}{F \cdot p_0} + \frac{M \cdot u_0}{F \cdot p_0 \cdot (p_0 - u_0)} = \frac{M}{F \cdot (p_0 - u_0)}$$

Ferner sind die beiden Dreiecke  $S_2 KH$  und  $HNB_2$  einander ähnlich, wobei N die Projektion des Punktes H auf der Krümmungsachse ist. Hieraus haben wir:

$$\overline{HK} \cdot (u_0 - x) = \overline{NB_1} : x$$

Weil

$$\overline{NB_1} = \overline{S_1 G} = \frac{M}{F \cdot (p_0 - u_0)}$$

ist, so entsteht:

$$\overline{HK} = \frac{M}{F \cdot (p_0 - u_0)} \cdot \frac{u_0 - x}{x}$$

denn:

$$\frac{M}{F \cdot (p_0 - u_0)} = \frac{M \cdot u_0}{F \cdot k^2} \cdot \frac{M \cdot u_0}{J_1}$$

und hiermit ist der Beweis geführt, wenn auch das Vorzeichen ein anderes ist.

Zeichnet man auf diese Weise für beliebig viele Punkte K die Punkte H, so erhält man durch Verbindung derselben die gleichseitige Hyperbel, welche die Krümmungsachse und das Lot hierzu durch A zu Asymptoten hat. Die Strecke zwischen der Hyperbel und der Mittellinie gibt dann die Spannung derjenigen Punkte des Querschnitts an, welche sich auf ihr befinden. Natürlich hat die Hyperbel nur soweit Gültigkeit, als der Querschnitt reicht, also vom oberen bis zum unteren Rande, d. h. von O bis U. Im Punkte  $S_2$  ist die Spannung gleich Null und zu beiden Seiten von  $S_2$  von verschiedenem Vorzeichen. Im Schwerpunkte  $S_1$  ist die Spannung von  $u_0$  nicht abhängig.

#### IV.

Nunmehr soll eine Kraft P im Punkte  $S_2$  wirken. Es ist dann  $u = \infty$ , d. h. bewegt sich der Querschnitt infolge dieser Kraft, so legen alle Punkte des Querschnitts gleiche Wegelemente zurück.

Nach Gleichung 5 ist:

$$P = u \cdot \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot E_0 \cdot \left[ \frac{m \cdot (f_1 + f_2) + b \cdot (a_2 - a_1)}{u} - \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} + 6 \cdot \ln \frac{a_2}{a_1} \right) \right]$$

Hier ist  $u \cdot d\alpha$  der unendlich kleine Weg, welchen jeder Punkt des Querschnitts zurücklegt, wir nennen ihn  $d\tau$  und haben, weil  $u = \infty$  ist:

$$P = - \frac{E_b \cdot d \tau}{d \gamma} \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} + b \cdot \ln \frac{a_2}{a_1} \right)$$

d. h. mit Rücksicht auf Gleichung 10, entsteht:

$$P = - E_b \cdot \frac{d \tau}{d \gamma} \cdot \frac{F}{u_0} \tag{18}$$

Nunmehr hat man in den Gleichungen 1), 2) und 3):  $d \tau = u \cdot d \alpha$  zu setzen und erhält:

$$\sigma_1 = n \cdot \frac{u_0}{a_1} \cdot \frac{P}{F} \tag{19}$$

$$\sigma_2 = n \cdot \frac{u_0}{a_2} \cdot \frac{P}{F} \tag{20}$$

und

$$\sigma_b = n \cdot \frac{u_0}{x} \cdot \frac{P}{F} \tag{21}$$

Auch hier sind die Spannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  in den Querschnitten der Eiseneinlagen  $n$ -mal so groß, als die größten Spannungen im Beton.

Sie sind sämtlich gleicher Art, also nur Zug- oder nur Druckspannungen, je nach der Richtung, in welcher  $P$  wirkt. In  $S_2$  ist die Spannung  $\frac{P}{F}$ , weil dafür  $n^0 = x$  ist. Um die Spannungsverteilung zu erkennen, errichte man zur Mittelachse  $n$  Bild 296 das Lot, und mache darauf  $\overline{S_2 A} = \frac{P}{F}$ . Dann zeichne man die Hyperbel,

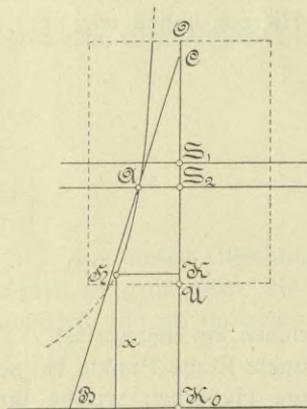


Bild 296.

deren Asymptoten die Mittelachse und die Krümmungsachse sind, und welche durch den Punkt A hindurchgeht. Man ziehe zu dem Zwecke durch A eine beliebige Linie, welche die Mittelachse und die Krümmungsachse in C bzw. B schneidet, und mache  $\overline{BH} = \overline{AC}$ , so jedoch, daß A und H innerhalb der Punkte B und C liegen; es ist dann H ein Punkt der Hyperbel. Der Abstand des Punktes H von der Mittelachse ist dann die Spannung in jedem Punkte des Querschnitts, der auf der mit diesem Abstände zusammenfallenden Linie liegt. Die Hyperbel hat nur Gültigkeit zwischen den beiden Grundlinien des rechteckigen Querschnitts.

Wirkt nun die Kraft  $P$  in einem beliebigen anderen Punkte der Mittellinie des Querschnitts, so darf man sie nach dem Schwerpunkte  $S_2$  des Querschnitts verlegen, dadurch erhält man zugleich ein Kräftepaar, dessen Moment  $M$  die Kraft  $P$  multipliziert mit dem Abstände  $q$  des Punktes  $S_2$  von derselben ist. Es ist deshalb  $M = P \cdot q$ , und jetzt haben wir es mit der allgemeinsten Wirkung zu tun. Die in  $S_2$  wirkende Kraft  $P$  veranlaßt die Spannung  $\sigma'_b = \frac{u_0}{x} \cdot \frac{P}{F}$  nach Formel 21) und das Kräftepaar die Spannung  $\sigma''_b = \frac{x - u_0}{x} \cdot \frac{M \cdot u_0}{J_1}$  nach Formel 17). Es wird also von der Kraft in der ursprünglichen Lage die Spannung:

$$\sigma_b = b'_b \mp \sigma''_b$$

im Abstände  $x$  von der Krümmungsachse erzeugt. Da  $J_1 = F \cdot u_0 \cdot (p_0 - u_0)$  ist, so erhält man:

$$\sigma_b = \frac{u_0}{F \cdot x} \cdot \left[ P \mp \frac{M}{p_0 - u_0} \right] \pm \frac{M}{F_0 \cdot (p_0 - u_0)} \tag{22}$$

Man sieht, daß wenn  $x = u_0$  ist, sich  $\sigma_b = \frac{P}{F}$  ergibt. Die Spannung im Schwerpunkte der künstlichen Fläche ist also stets unabhängig von der Lage der Kraft.

Benutzt man das obere Vorzeichen, setzt  $q = p_0 - u_0$ , was stattfindet, wenn  $S_1$  der Angriffspunkt von  $P$  ist, so ergibt sich aus der Gleichung 21)

$$\sigma_b = \frac{P}{F}$$

d. h., dann ist in allen Elementen des Querschnitts die Spannung unveränderlich, wie wir bereits vorgefunden hatten.

Es ist noch nötig, die zeichnerische Darstellung der Spannungen für den allgemeinsten Fall zu geben. Wir machen dies mit Anwendung der oberen Vorzeichen in Formel 21). In Bild 297 sind die Krümmungsachse und die Mittellinie des Querschnitts mit den Punkten  $S_1, S_2$  und  $K_0$  dargestellt. Man errichte in  $S_2$  das Lot auf  $\overline{S_2 K_0}$  und mache

$$\overline{S_2 A} = -\frac{P}{F}.$$

Hierauf bilde man auf der Krümmungsachse eine Strecke

$$\overline{K_0 A_1} = -\frac{P \cdot q}{F \cdot (p_0 - u_0)}$$

und errichte in  $A_1$  darauf das Lot. Weiter lege man durch  $A$  eine beliebige Gerade, welche das Lot in  $C$  und die Krümmungsachse in  $B$  schneidet, mache dann auf  $\overline{BC}$  die Strecke  $\overline{BH}$  gleich  $\overline{AC}$ , doch so, daß die Punkte  $A$  und  $H$  innerhalb

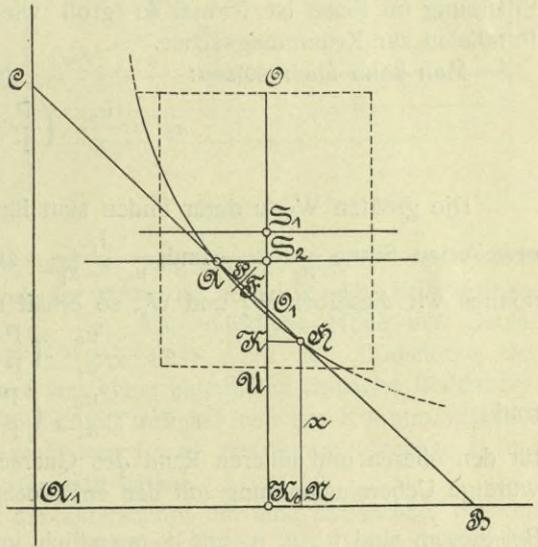


Bild 297.

der beiden anderen liegen. Es ist dann der Abstand des Punktes  $H$  von der Mittellinie, also  $\overline{HK}$  die Spannung im Punkte  $K$ , so wie in allen Punkten, welche auf der mit  $\overline{HK}$  zusammenfallenden Strecke des Querschnitts liegen.

Beweis: Der Abstand des Punktes  $A$  von  $\overline{A_1 C}$  ist nach der Zeichnung:

$$-\frac{P}{F} \left( \frac{q}{p_0 - u_0} - 1 \right) \text{ und auch gleich } \overline{NB}, \text{ wenn } N \text{ die Projektion des Punktes}$$

$H$  auf der Krümmungsachse bedeutet. Man nenne  $O$  den Schnittpunkt von  $\overline{S_1 K_0}$  mit  $\overline{BC}$ , setze  $\overline{S_2 O_1} = y$ , so hat man:

$$\frac{\overline{HK}}{-\frac{P}{F}} = \frac{u_0 - x - y}{y}$$

Hieraus folgt:

$$\overline{HK} = -\frac{P}{F} \cdot \left( \frac{u_0 - x}{y} - 1 \right)$$

Endlich ist:

$$\frac{-\frac{P}{F}}{y} = \frac{\overline{NB}}{x}$$

d. h. 
$$y = - \frac{x}{\frac{q}{p_0 - u_0} - 1}$$

und nunmehr hat man:

$$\overline{HK} = - \frac{P}{F} \cdot \left[ \frac{u_0 - x}{x} \cdot \left( \frac{q}{p_0 - u_0} - 1 \right) - 1 \right]$$

oder auch:

$$\overline{HK} = \frac{u_0}{F \cdot x} \cdot \left\{ P - \frac{M}{p_0 - u_0} \right\} + \frac{M}{F \cdot (p_0 - u_0)}$$

Hiermit ist der Beweis geliefert. Der geometrische Ort der Punkte H ist eine gleichseitige Hyperbel, welche die Krümmungsachse und AC zu Asymptoten hat. Die Kurve hat nur Gültigkeit innerhalb der Begrenzungen des Rechtecks. Die Spannung im Eisen ist n mal so groß wie die Betonspannung in der gleichen Parallelen zur Krümmungsachse.

Man kann auch setzen:

$$\sigma_b = \frac{u_0}{x} \cdot \left( \frac{P}{F} \pm \frac{M}{J_1} \right)_{x-u_0}$$

Die größten Werte dafür finden statt für  $x = a_1$  und  $x = a_2$ ; man darf nun im erweiterten Sinne  $\frac{J_1}{a_2 - u_0}$  und  $\frac{J_1}{u_0 - a_1}$  als Widerstandsmomente bezeichnen; nennen wir dieselben  $W_1$  und  $W_2$ , so erhält man:

$$\sigma'_b = \frac{u_0}{a_1} \cdot \left( \frac{P}{F} + \frac{M}{W_1} \right)$$

und

$$\sigma''_b = \frac{u_0}{a_2} \cdot \left( \frac{P}{F} + \frac{M}{W_2} \right)$$

für den oberen und unteren Rand des Querschnitts, und erkennt hier eine merkwürdige Uebereinstimmung mit den entsprechenden Formeln für den geraden Stab.

Bei diesem sind  $u_0, a_1, a_2$  und  $x$  unendlich groß und ist  $\frac{u_0}{x} = 1$  zu nehmen.

Zum Schlusse teilen wir noch die Grundformeln mit, die zur Berechnung der Durchbiegung und zur Untersuchung statisch unbestimmter Systeme anzuwenden sind. Nennen wir E den Ausdehnungskoeffizient bei 1° Celsius und t den Temperaturunterschied, so hat man, weil  $u_0 \cdot d\gamma = ds$  ist, nach Formel 18)

$$d\tau = - \frac{P \cdot ds}{E_b \cdot F} + E \cdot t \cdot ds \quad 23)$$

je nachdem Temperaturzu- oder Abnahme eintrifft, und

$$d\alpha = \frac{M}{E_b \cdot J_1} \cdot ds \quad 24)$$

aus Formel 13 a. Die ganze Entwicklung gilt auch für den geraden Stab, nur ist statt  $J_1$  das gewöhnliche Trägheitsmoment zu nehmen, ferner fallen die Schwerpunkte  $S_1$  und  $S_2$  zusammen, weil auch die künstliche und die natürliche Fläche sich decken.

## Zweiter Teil.

### I.

Es wird jetzt angenommen, daß die Kraft den Eisenbetonquerschnitt außerhalb des Kernes trifft, so daß Zugspannungen im Beton auftreten müssen. Es gilt die Untersuchung unter der Voraussetzung, daß die Eiseneinlage allein die Zugspannungen gewissermaßen aushalten soll, und wir rechnen auf diese Weise genau

nach den ministeriellen Bestimmungen. Wir erhalten hierdurch Ergebnisse, welche auch am genauesten die tatsächlichen Verhältnisse treffen, falls die Berechnung für den gefährlichen Querschnitt gilt, namentlich auch dann, wenn man wie bei der Platte die Eiseneinlage gewissermaßen als Zugstange ansieht.

Man lege in Bild 298 durch den Körper zwei ebene Schnitte, welche die Fasern, woraus der Körper zusammengesetzt sein soll, senkrecht treffen und den unendlich kleinen Winkel  $d\gamma$  miteinander bilden. Die Ebenen schneiden sich in der Krümmungsachse, deren Spur K sein soll.

Der zwischen den Schnitten liegende Teil ist ein schief abgeschnittenes Prisma, in dem sich die Eiseneinlagen in den äußersten Rändern befinden. Sie sind stabförmig und dünn im Verhältnis zum Betonquerschnitt angenommen, so daß es auf die Form des Querschnitts nicht ankommt. Die Schwerpunkte der Eisenquerschnitte haben von

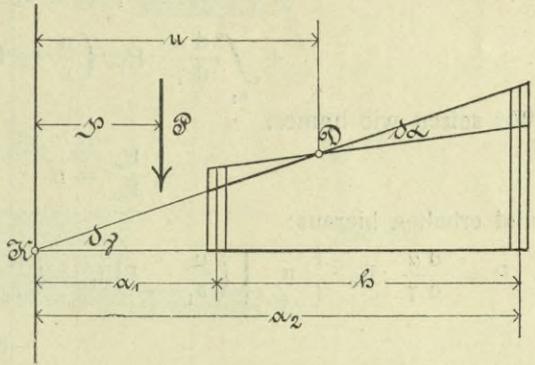


Bild 298.

der Krümmungsachse die Abstände  $a_1$  und  $a_2$ , und der Querschnitt des Betons ist ein Rechteck von der Breite  $b$  und der Höhe  $h$ , wobei  $b$  der Krümmungsachse gleich läuft. Es soll sein  $h_2 = a_2 - a_1$ . Die wirkliche Höhe des Betonquerschnitts ist eigentlich größer wie  $h$ , der Rest dient zur Einbettung des Eisens, um es vor Rost zu schützen, und hat keine eigentliche statische Bedeutung. Die Einzellast  $P$  wirkt senkrecht zum Querschnitt und hat von der Krümmungsachse den Abstand  $p$ . Es liegt der Angriffspunkt von  $P$  auf der Symmetrieachse  $x$  und außerhalb des Kerns, wie wir bereits mitgeteilt hatten.

Infolge der Belastung dreht sich der Querschnitt um eine Drehachse, die von der Krümmungsachse die Entfernung  $u$  und die Spur  $D$  hat. Die Drehung geschieht mit dem unendlich kleinen Winkel  $d\alpha$ . Der Untersuchung wird wiederum das Hooke'sche Gesetz zu Grunde gelegt, und liefert gute Ergebnisse, d. h. solche, die den wirklichen Verhältnissen am nächsten kommen. Die Spannungen in den Schwerpunkten der Eiseneinlagen sind  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$ ; ist  $E_e$  der Elastizitätsmodul des Eisen, so hat man:

$$\sigma_1 = \frac{u - a_1}{a_1} \cdot \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot E_e \quad 1)$$

und

$$\sigma_2 = \frac{a_2 - u}{a_2} \cdot \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot E_e \quad 2)$$

Da die Querschnitte der Eiseneinlagen sehr klein im Verhältnis zum Betonquerschnitt sind, so darf man die Spannungen in jeder derselben als gleichmäßig verteilt ansehen, wodurch diese Untersuchung wesentlich erleichtert wird; doch läßt sie sich auch machen, wenn man diese Bedingung fallen läßt. Wir bezeichnen mit  $\sigma_b$  die Spannung des Betons in irgend einem Querschnittselemente, das von der Krümmungsachse  $x$  zur Entfernung hat. Ist nun  $E_b$  der Elastizitätsmodul des Betons, so ist:

$$\sigma_b = \frac{u - x}{x} \cdot \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot E_b, \quad 3)$$

wobei hier  $x$  nur positiv oder Null sein darf, weil ja die Zugspannung des Betons vernachlässigt werden soll.

Wir haben es hier nur mit gleichgerichteten Kräften zu tun, welche den Teil des Betonquerschnitts auf Druck beanspruchen, der näher zur Krümmungsachse liegt, und es genügen zwei Grundgleichungen, nämlich:

$$P + \sigma_2 \cdot f_2 = \sigma_1 \cdot f_1 + \int_{a_1}^u \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot E_b \cdot \left(\frac{u}{x} - 1\right) \cdot b \cdot dx$$

und

$$P(u - p) = \sigma_1 \cdot (u - a_1) + \sigma_2 \cdot f_2 \cdot (a_2 - u) + \int_{a_1}^u \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot E_b \cdot \left(\frac{n}{x} - 1\right) (u - x) \cdot b \cdot dx$$

Wir setzen wie immer:

$$\frac{E_e}{E_b} = n \quad 4)$$

und erhalten hieraus:

$$P = \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot E_b \cdot \left\{ n \cdot \left[ \left(\frac{u}{a_1} - 1\right) f_1 + \left(\frac{u}{a_2} - 1\right) \cdot f_2 \right] - b \cdot \left[ (u - a_1) - u \ln \frac{u}{a_1} \right] \right\} \quad 5)$$

und

$$P(u - p) = \frac{d\alpha}{d\gamma} \cdot E_b \cdot \left\{ u \cdot \left[ \left(\frac{u}{a_1} - 1\right) (u - a_1) \cdot f_1 + \left(1 - \frac{u}{a_2}\right) (a_2 - u) \cdot f_2 \right] + b \cdot \left[ \frac{1}{2} (u^2 - a_1^2) - 2u \cdot (u - a_2) + u^2 \cdot \ln \frac{n}{a_1} \right] \right\} \quad 6)$$

Dividiert man diese Gleichungen durcheinander, so ergibt sich nach kleiner Umformung:

$$p \cdot u \cdot \left[ b \cdot \ln \frac{u}{a_1} + n \cdot \left(\frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2}\right) \right] = (u + p) \cdot (n \cdot (f_1 + f_2) + b \cdot (u - a_1)) - \left[ u (f_1 \cdot a_1 + f_2 \cdot a_2) + \frac{1}{2} b \cdot (u^2 - a_1^2) \right] \quad 7)$$

Man setze:

$$F = u \cdot (f_1 + f_2) + \frac{1}{2} b \cdot (u^2 - a_1^2) \quad 8)$$

und

$$p_0 = \frac{n \cdot (f_1 a_1 + f_2 a_2) + \frac{1}{2} b \cdot (u^2 - a_1^2)}{u \cdot (f_1 + f_2) + b \cdot (u - a_1)} \quad 9)$$

und erhält aus Gleichung 7):

$$p \cdot u \cdot \left[ b \cdot \ln \frac{u}{a_1} + n \cdot \left(\frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2}\right) \right] = (u + p) F - p_0 \cdot F$$

oder auch:

$$p \cdot u \cdot \frac{b \cdot \ln \frac{u}{a_1} + n \cdot \left(\frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2}\right)}{F} = (u + p) - p_0 \quad 10)$$

Wir können F und p<sub>0</sub> auf folgende Weise geometrisch veranschaulichen. Zunächst zeichne man in dem Bild 299 das Rechteck mit der Grundlinie b und der Höhe h; weiter zeichne man die Krümmungsachse und ihren Schnittpunkt K mit der Symmetrieachse des Rechtecks. Dann zeichne man vier Rechtecke entsprechend den Querschnitten der Eiseneinlagen, welche zwar dieselben Höhen, jedoch die n-fachen Breiten derselben haben. Im Abstände u von der Krümmungsachse

wurde die Parallele zu dieser gezogen und die Fläche unter derselben, nebst den beiden oberen Rechtecken von den Breiten  $u_1 v_1$  und  $u_2 v_2$  schraffiert. Man sieht, daß die gesamte schraffierte Fläche gleich  $F$  und ferner  $p_0$  der Abstand des Schwerpunktes  $S_1$  dieser Fläche von der Krümmungssache ist. Diese Zeichnung

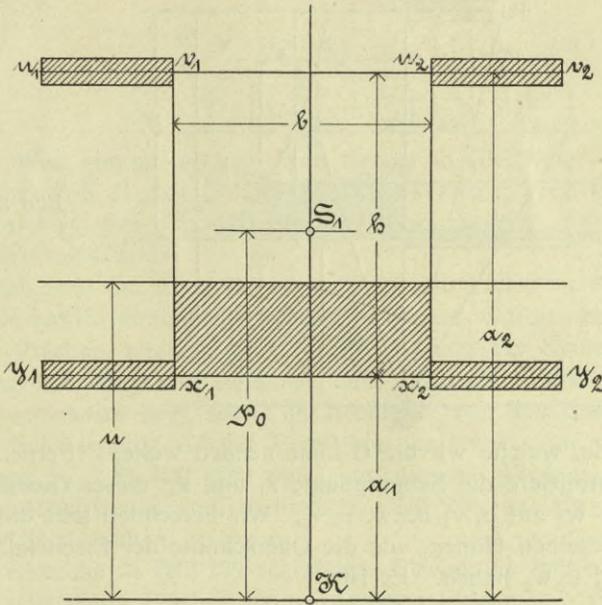


Bild 299.

setzt also voraus, daß  $u$  bekannt ist. Es ist nun unser Ziel, vor allen Dingen  $u$  zu bestimmen.

Es sei zunächst angenommen, daß  $p = \infty$  ist, wir nennen dann  $u_0$  statt  $u$  den Sonderwert und erhalten hierfür:

$$u_0 = \frac{F}{b \cdot \ln \frac{u_0}{a_1} + n \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} \right)} \quad (11)$$

Weiter sieht man aus Gleichung 5), daß  $P$  gleich Null wird, d. h. der Querschnitt ist von einem Kräftepaare beansprucht, und es ist  $P \cdot (u - p)$  identisch mit dem Momente des Kräftepaares. Aus Gleichung 6) wird jetzt:

$$M = \frac{d \alpha}{d \gamma} \cdot E_b \cdot \left\{ \left[ n \cdot (a_1 \cdot f_1 + a_2 \cdot f_2) + \frac{b}{2} \cdot (u^2 - a_1^2) - 2 u \cdot \left[ n \cdot (f_1 + f_2) + b \cdot (u - a_1) \right] \right] + u^2 \cdot \left[ n \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} \right) + b \cdot \ln \frac{n}{a_1} \right] \right\}$$

Setzt man hier für  $u$  den Wert von  $u_0$  aus Gleichung 10) ein, so entsteht:

$$M = \frac{d \alpha}{d \gamma} \cdot E_b \cdot \left\{ n \cdot (f_1 a_1 + f_2 a_2) + \frac{b}{2} \cdot (u_0^2 - a_1^2) - \frac{F^2}{b \cdot \ln \frac{n}{a_1} + n \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} \right)} \right\}$$

oder auch:

$$M = \frac{d \alpha}{d \gamma} \cdot E_b \cdot F \cdot (p_0 - u_0) \quad (12)$$

Bevor wir auf diese Gleichung weiter eingehen, soll noch gezeigt werden, wie man nunmehr  $u_0$  finden kann, wenn also statt von einer Kraft der Querschnitt von einem Kräftepaare beansprucht ist. Hierzu sind in dem Bild 300 das halbe Rechteck, also von den Seiten  $\frac{b}{2}$  und  $h$ , die Krümmungssache und die halben Quer-



Der Inhalt der in Bild 300 schraffierten Fläche ist nun:

$$\frac{g}{2} \cdot \left[ n \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} \right) + b \cdot \ln \frac{u_0}{a_1} \right]$$

und der Abstand des Schwerpunktes dieser Fläche von der Krümmungsachse ergibt sich:

$$v = \frac{\frac{g}{2} \cdot n \cdot (f_1 + f_2) + \frac{g}{2} \cdot b \cdot (u_0 - a_1)}{\frac{g}{2} \cdot \left[ n \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} \right) + b \cdot \ln \frac{u_0}{a_1} \right]}$$

Dieser Wert stimmt mit dem Wert für  $u_0$  in Gleichung 11) überein. Es geht hieraus hervor, daß dieser Schwerpunktabstand gleich  $u_0$  ist, oder daß der Schwerpunkt  $S_2$  der schraffierten Fläche, wenn sie verdoppelt wird, mit  $M_1$  zusammenfällt.

Man hat also, um  $u_0$  zu finden, auf folgende Weise zu verfahren: Man ziehe eine Parallele zur Krümmungsachse, und bestimme den gemeinschaftlichen Schwerpunkt dreier Flächen, nämlich jener Fläche, die von der Symmetrieachse und der Hyperbel begrenzt wird, und zwischen den gezogenen Parallelen und der Unterkante des Querschnitts liegt, sowie der Rechtecke von den Breiten  $u_1$   $w_1$  und  $u_2$   $w_2$ . Liegt dieser Schwerpunkt auf den Parallelen, so hat er von der Krümmungsachse die Entfernung  $u_0$ . Es läßt sich zwar auf diesem Wege  $u_0$  nur mit Probieren, jedoch mit größter Genauigkeit bestimmen. Wir können also jetzt  $u_0$  als bekannt ansehen, und jetzt auch  $p_0$  zeichnen.

Wir wollen die in Bild 299 schraffierte Fläche die halbe künstliche und die in Bild 300 schraffierte Fläche, die natürliche Fläche des Eisenbetonquerschnitts nennen, und wir haben nunmehr gezeigt, wie man die Schwerpunkte  $S_1$  und  $S_2$  derselben bestimmen kann. In dem Bild 300 sind  $S_1$ ,  $S_2$  und  $K$  dargestellt, und man kann zeigen, daß  $S_2$  stets zwischen  $K$  und  $S_1$  liegt. Man zeichne über  $S_1$   $K$  als Durchmesser den Kreis, errichte in  $S_2$  das Lot auf  $S_1$   $K$  und erhält hierdurch den Punkt  $R$  auf dem Halbkreise. Wir setzen  $R S_2 = K$ , so ist:

$$K^2 = (p_0 - u_0) \cdot u_0 \quad 13)$$

und die Gleichung 12) wird jetzt zur Gleichung 14):

$$M = \frac{d \alpha}{d \gamma} \cdot E_b \cdot F \cdot \frac{K^2}{u_0} \quad 14)$$

Da  $u_0$   $d \gamma$  das Element  $ds$  der neutralen Faser ist, so hat man weiter, wenn man

$$F K^2 = J_0 \quad 14 a)$$

setzt:

$$M = E_b \cdot J_0 \cdot \frac{d \alpha}{ds} \quad 15)$$

Wenn man im erweiterten Sinne  $J_0$  als Trägheitsmoment ansieht, so stimmt diese Gleichung genau mit der eines geraden Stabes mit oder ohne Eiseneinlage überein, ein ähnliches Ergebnis erhielten wir ja auch im ersten Teile.

## II.

Wir wollen jetzt auf zeichnerischem Wege die Spannung ermitteln, die von einem Kräftepaar, dessen Moment  $M$  gegeben ist, in irgend einem Elemente des Querschnitts hervorgerufen wird.

Aus den Gleichungen 3) und 14) folgt mit Rücksicht auf Gleichung 14 a)

$$\sigma_b = \frac{u_0 - x}{x} \cdot \frac{M}{J} \cdot u_0$$

Um die Spannungsverteilung des Betons im Querschnitt zu ermitteln, zeichne man in Bild 301 die Symmetrieachse und die Krümmungsachse auf, womit  $K$  bestimmt

ist, und bestimme weiter die Schwerpunkte  $S_1$  und  $S_2$ , deren Abstände von der Krümmungssachse bezw.  $p_0$  und  $u_0$  sind. Man errichte zur Symmetrieachse in  $S_2$  das Lot und mache darauf:

$$\overline{S_1 D} = \frac{M}{F \cdot p_0},$$

wobei  $M$  das gegebene Biegemoment und  $F$  der Inhalt der natürlichen Fläche ist. Weiter zeichne man  $\overline{D S_2}$ , wodurch auf der Krümmungssachse der Punkt  $B$  gefunden wird; man mache jetzt auf  $\overline{D S_2}$  die Strecke  $\overline{S_2 B} = \overline{D C}$ , wobei zu achten ist, daß  $D$  und  $S_2$  innerhalb der Punkte  $C$  und  $B$  liegen.

Dann falle man von  $C$  zur Krümmungssachse das Lot bis zum Schnittpunkt  $A$  und ziehe weiter durch  $S_2$  eine beliebige Linie, die dieses Lot in  $C_1$  und die Krümmungssachse in  $B_1$  schneidet und mache auf  $\overline{B_1 C_1}$  die Strecke  $\overline{B_1 H} = \overline{C_1 S_2}$ , jedoch so, daß  $S_2$  und  $H$  innerhalb der Punkte  $C_1$  und  $B_1$  liegen. Durch  $H$  ziehe man die Parallele zur Krümmungssachse und erhält so auf der Symmetrieachse den Punkt  $G$ . Wir behaupten jetzt, daß  $\overline{GH}$  die Spannung jedes der Punkte auf der mit  $\overline{GH}$  zusammenfallenden Geraden des Querschnitts ist.

Verlängert man  $\overline{D S_1}$  bis zum Schnittpunkt  $M_1$  mit  $A C$ , so folgt

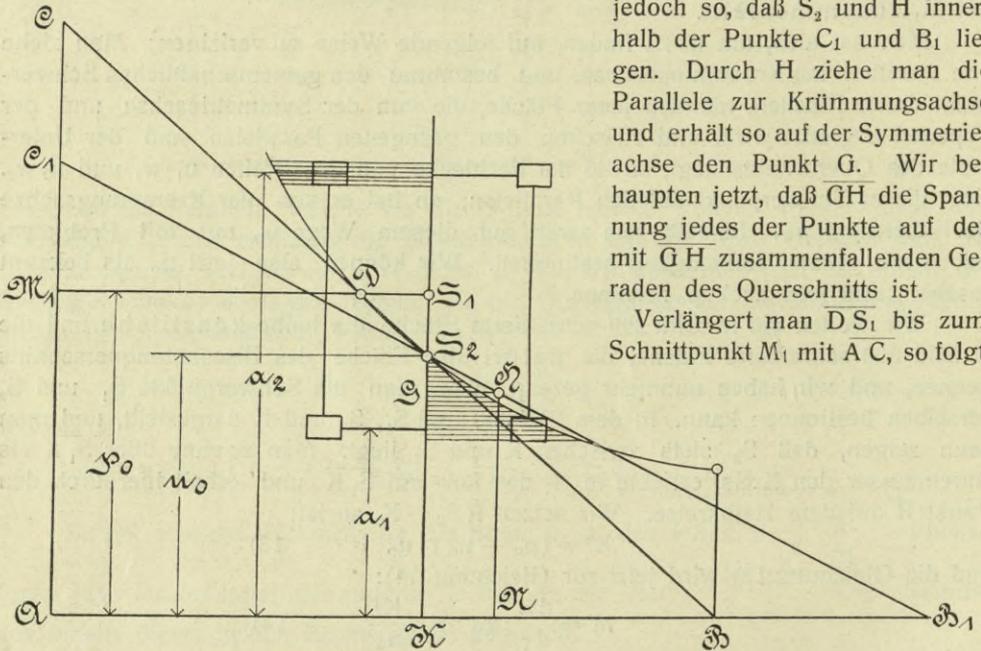


Bild 301.

aus der Kongruenz der Dreiecke  $C M_1 C$  und  $S_2 K B$ , daß  $\overline{M_1 D} = \overline{K B}$  ist. Aus der Aehnlichkeit der Dreiecke  $S_1 S_2 D$  und  $K S_2 B$  folgt:

$$\overline{K B} : \overline{S_2 K} = \overline{D S_1} : \overline{S_1 S_2}$$

oder auch:

$$\overline{K B} = \overline{M D} = u_0 \cdot \frac{M}{F \cdot p_0 \cdot (p_0 - u_0)}$$

Nun ist:

$$\overline{S_1 M_1} = \overline{D S_1} + \overline{M_1 D},$$

also entsteht:

$$\overline{S_1 M} = \frac{M}{F \cdot p_0} + \frac{M \cdot u_0}{F \cdot p_0 (p_0 - u_0)} = \frac{M}{F \cdot (p_0 - u_0)}$$

Weiter sind, wenn  $N$  die Projektion von  $H$  auf der Krümmungssachse ist, die Dreiecke  $S_2 G H$  und  $H B N_1$  einander ähnlich, und es gilt sonach:

$$\overline{H G} : (u_0 - x) = \overline{N B_1} : x$$

oder, weil  $\overline{N B_1} = \overline{S_1 M_1}$  ist, so hat man:

$$\overline{H G} = \frac{u_0 - x}{x} \cdot \frac{M}{F \cdot (p_0 - u_0)}$$

Wegen

$$F \cdot (p_0 - u_0) = \frac{J}{u_0}$$

wird endlich:

$$\overline{HG} = \frac{u_0 - x}{x} \cdot \frac{M \cdot u_0}{J}$$

d. h.  $\overline{HG} = \sigma_b$ . Hiermit ist der Beweis geliefert.

Zeichnet man für eine Menge Punkte G die Punkte H, so erhält man durch deren Verbindung eine gleichseitige Hyperbel, welche die Krümmungsachse und das Lot dazu in A zu Asymptoten hat. Die Strecke zwischen der Symmetrieachse und der Hyperbel gibt dann die Spannung für jeden Punkt, welcher auf der mit dieser Strecke zusammenfallenden Geraden innerhalb des Querschnitts liegt. Die Hyperbel hat nur Gültigkeit von  $S_2$  bis zur unteren Begrenzung des Betonquerschnitts, dient aber auch zur Ermittlung der Spannungen in den Eiseneinlagen, weshalb sie über die ganze Höhe des Querschnitts zu zeichnen ist, wie es in Bild 301 angedeutet worden ist. Es ist nämlich die Spannung des Eisens stets  $n$  mal so groß als die Spannung des Betons in denselben Parallelen zur Krümmungsachse.

Aus den Gleichungen 1), 2) und 3) hat man:

$$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_b = n \cdot \frac{u - a_1}{a_1} : n \cdot \frac{a_2 - u}{a_2} : \frac{u - x}{x}$$

Setzt man das eine mal  $x = a_1$  und das andere mal  $x = a_2$ , so ergibt sich sofort die Richtigkeit obiger Behauptung.

### III.

Wenn nun der Querschnitt von einer Kraft P beansprucht ist, deren Angriffspunkt von der Krümmungsachse die Entfernung  $p$  hat, so beachte man zunächst die Gleichung 10). In dem Bild 300 denke man  $u$  statt  $u_0$  gesetzt, d. h. es soll MN die neutrale Achse sein, die von der Kraft P erzeugt wird; es bedeutet dann in der Gleichung der Ausdruck:

$$\frac{b \cdot \ln \frac{u}{a_1} + n \cdot \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} \right)}{F}$$

nichts anderes als den reziproken Abstand des Schwerpunktes der in diesem Bild schraffierten Fläche von der Krümmungsachse. Setzen wir für diesen Abstand  $v$ , so hat man nach Gleichung 10)

$$\frac{p \cdot u}{v} = u + p - p_0$$

worin allein  $p$  gegeben ist. Wir können nach dieser Gleichung die neutrale Achse bestimmen, wenn außer  $p$  noch der Querschnitt bekannt ist. Zu dem Zwecke zeichne man zunächst das Bild 300 auf und nehme die neutrale Achse beliebig an. Hierdurch sind bekannt  $u$  und  $p_0$ . Von der schraffierten Fläche zeichne man jetzt den Schwerpunkt  $S_2$  und nenne seinen Abstand von der Krümmungsachse  $v$ , diesen messe man, und wenn nach der letzten Gleichung:

$$v = \frac{p \cdot u}{u + p - p_0},$$

so ist die neutrale Achse richtig, andernfalls ist als neutrale Achse eine andere Gerade zu wählen und die Zeichnung solange zu wiederholen, bis obige Bedingung erfüllt ist. Wir müssen, nachdem dies geschehen ist auch  $v$ ,  $u$  und  $p_0$  als bekannt annehmen.

Nach Gleichung 5) hat man:

$$P = \frac{d \alpha}{d \gamma} \cdot E_b \cdot \left[ - [n (f_1 + f_2) + b \cdot (u - a_1)] + \left( \frac{f_1}{a_1} + \frac{f_2}{a_2} + b \cdot \ln \frac{u}{a} \right) u \right]$$

Hierin ist  $u \cdot (f_1 + a_2) + b \cdot (u - a_1) = F$



Aus der Aehnlichkeit der Dreiecke  $C_1 G_1 M_1$  und  $M_1 G H$  folgt:

$$\overline{C_1 G_1} : \overline{G_1 M_1} = \overline{M_1 G} : \overline{G H}$$

oder wegen:  $\overline{C_1 G_1} = \overline{H N}$  hat man:

$$x : \frac{P}{F} \cdot \frac{v}{u - v} = (u - x) : \overline{H G}$$

d. h.

$$\overline{H G} = \frac{P}{F} \cdot \frac{u - x}{x} \cdot \frac{v}{u - v},$$

woraus folgt, daß  $\overline{H G}$  die betreffende Spannung nach Gleichung 16) ist.

Zeichnet man auf diese Weise eine Menge Punkte H, so erhält man durch Verbindung derselben eine Hyperbel, welche  $\overline{A K}$  und  $\overline{A C}$  zu Asymptoten hat. Die Hyperbel erstreckt sich von  $M_1$  bis zum unteren Rande des Betonquerschnitts, ist aber auch zur Bestimmung der Spannungen in den Eiseneinlagen zu gebrauchen, und gilt dann innerhalb der Höhen der Eiseneinlagequerschnitte. Die Spannung im Eisen ist n mal so groß, wie die Spannung des Betons in denselben Parallelen zur Krümmungsachse.

Die Untersuchung ist ähnlich durchzuführen, wenn der obere Teil des Querschnitts auf Druck beansprucht wird, und wiederum Zugbeanspruchungen im Beton nicht gestattet sind.



## Anhang.

### I. Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten, erlassen vom Kgl. Preuß. Minister der öffentl. Arbeiten, 24. Mai 1907.

Die neuen ministeriellen Bestimmungen sind in Kraft getreten, als bereits das vorliegende Buch ausgearbeitet und zum Teil schon ausgedruckt war. Nichtsdestoweniger behält der Inhalt des Buches seinen Wert voll und ganz bei, obwohl die neuen Bestimmungen teilweise wesentliche Änderungen gegenüber den früheren enthalten. So ist z. B. in den neuen Bestimmungen die Notwendigkeit anerkannt worden, die Betonzugspannungen in bestimmten Fällen zu berücksichtigen, wofür der Verfasser vorliegenden Buches gleich eingangs des theoretischen Teiles Formeln abgeleitet hat. Weiter sind die Spannungen im Beton und im Eisen durch die neuen Bestimmungen herabgedrückt worden und auch hierin hat der Verfasser in seinen durchgerechneten Beispielen bereits bei der Ausarbeitung den gleichen Weg betreten. Alle übrigen ausschlaggebenden Werte, z. B. für die Haft- und Scherspannungen und für die Verhältniszahl des Elastizitätsmodul des Eisens zu dem des Betons sind wieder in den neuen Bestimmungen unverändert aufgenommen und kommen deshalb nicht weiter in Frage.

### Runderlaß, betreffend Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten.

Die auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues in den letzten Jahren gesammelten Erfahrungen haben es notwendig gemacht, die unterm 16. April 1904 erlassenen »Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten« zu ergänzen.

Ew. . . . lasse ich beifolgend . . . Abdrucke der demgemäß neubearbeiteten Bestimmungen vom heutigen Tage, die an die Stelle derjenigen vom 16. April 1904 treten, mit dem Ersuchen zugehen, dafür Sorge zu tragen, daß sowohl den privaten Bauausführungen, wie auch den öffentlichen und Staatsbauten gegenüber von jetzt ab lediglich die neuen Vorschriften zur Anwendung gelangen. Die anliegenden Abdrucke sind für den Dienstgebrauch der Ew. . . . beigegebenen Beamten, der

Kreisbauinspektoren und, soweit die Baupolizei von staatlichen Behörden wahrgenommen wird, auch der beteiligten Beamten dieser Behörden bestimmt. Für den weiteren Bedarf, insbesondere den der Ortspolizeibehörden, weise ich darauf hin, daß die Abdrucke bei der Firma Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W66, Wilhelmstraße 90, zum Preise von 0,60 M für das Stück zu beziehen sind. Ich ersuche, den nachgeordneten Behörden auch hiervon Kenntnis zu geben.

Berlin, den 24. Mai 1907.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.  
Breitenbach.

An die Herren Regierungspräsidenten und den Herren Polizeipräsidenten hier. —  
III. B 8. 239<sup>I. A.</sup>

## Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten.

### I. Allgemeine Vorschriften

#### A. Prüfung.

##### § 1.

1. Der Ausführung von Bauwerken oder Bauteilen aus Eisenbeton hat eine besondere baupolizeiliche Prüfung voranzugehen. Zu diesem Zwecke sind bei Nachsuchung der Bauerlaubnis für ein Bauwerk, welches ganz oder zum Teil aus Eisenbeton hergestellt werden soll, Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, aus denen die Gesamtanordnung und alle wichtige Einzelheiten zu ersehen sind.

Falls sich der Bauherr oder Unternehmer erst im Verlauf der Ausführung des Baues für die Eisenbetonbauweise entscheidet, hat die Baupolizeibehörde darauf zu halten, daß die vorbezeichneten Unterlagen für die Prüfung der in Eisenbeton auszuführenden Bauteile rechtzeitig vor dem Beginn ihrer Ausführung beigebracht werden. Mit der Ausführung darf in keinem Fall vor erteilter Genehmigung begonnen werden.

2. In der Beschreibung ist der Ursprung und die Beschaffenheit der zum Beton zu verwendenden Baustoffe, ihr Mischungsverhältnis, der Wasserzusatz sowie die Druckfestigkeit, die der zu verwendende Beton aus den auf der Baustelle zu entnehmenden Baustoffen in dem vorgesehenen Mischungsverhältnis nach 28 Tagen in Würfeln von 30 cm Seitenlänge erreichen soll, anzugeben. Die Druckfestigkeit ist auf Erfordern der Baupolizeibehörde vor dem Beginn durch Versuche nachzuweisen.

3. Der Beton soll nach Gewichtseinheiten gemischt werden; als Einheit hat der Sack = 57 kg oder das Faß = 170 kg Zement zu gelten. Die Zuschläge können entweder zugewogen oder in Gefäßen zugemessen werden, deren Inhalt vorher so zu bestimmen ist, daß sein Gewicht dem vorgesehenen Mischungsverhältnis entspricht.

4. Die Vorlagen sind von dem Bauherrn, dem Unternehmer, der den Entwurf aufgestellt hat, und demjenigen, der die Ausführung bewirkt, zu unterschreiben. Ein Wechsel in der Person des ausführenden Unternehmers ist der Polizeibehörde sofort mitzuteilen.

##### § 2.

1. Die Eigenschaften der zum Beton zu verwendenden Baustoffe sind erforderlichenfalls durch Zeugnisse einer amtlichen Prüfungsanstalt nachzuweisen. Diese Zeugnisse dürfen in der Regel nicht älter als ein Jahr sein.

2. Es darf nur Portlandzement verwendet werden, der den preußischen Normen entspricht. Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfeinheit, sowie über Zug- und Druckfestigkeit enthalten. Von der Raumbeständigkeit und Bindezeit hat sich der Ausführende durch eigene Proben zu überzeugen.

3. Sand, Kies und sonstige Zuschläge müssen zur Betonbereitung und zu dem beabsichtigten Verwendungszwecke geeignet sein. Das Korn der Zuschläge darf nur so grob sein, daß das Einbringen des Betons und das Einstampfen zwischen den Eiseneinlagen und zwischen der Schalung und den Eiseneinlagen noch mit Sicherheit und ohne Verschiebung der Eisen möglich ist.

##### § 3.

1. Das Verfahren der statischen Berechnung muß mindestens dieselbe Sicherheit gewähren, wie die Berechnung nach den Leitsätzen in Abschnitt II und nach dem Rechnungsverfahren mit Beispielen in Abschnitt III dieser Bestimmungen. Dies ist auf Erfordern von dem Unternehmer nachzuweisen.

2. Bei noch unerprobter Bauweise kann die Baupolizeibehörde die Zulassung von dem Ausfalle zuvoriger Probeausführungen und Belastungsversuche abhängig machen. Die Belastungsversuche sind bis zum Bruche durchzuführen.

## B. Ausführung.

### § 4.

1. Die Baupolizeibehörde kann die Eigenschaften der in der Verarbeitung begriffenen Baustoffe durch eine amtliche Prüfungsanstalt oder in einer sonst ihr geeignet scheinenden Weise feststellen sowie eine Festigkeitsprüfung des aus ihnen hergestellten Betons vornehmen lassen. Die Prüfung der Festigkeit kann auch auf der Baustelle mittels einer Betonpresse, deren Zuverlässigkeit durch eine amtliche Prüfungsanstalt bescheinigt ist, erfolgen.

2. Die für die Prüfung bestimmten Betonkörper müssen Würfform von 30 cm Seite erhalten. Die Probekörper sind mit der Bezeichnung des Anfertigungstages zu versehen, durch ein Siegel zu kennzeichnen und bis zu ihrer Erhärtung nach Anweisung der Baupolizeibehörde aufzubewahren.

3. Der Zement ist in der Ursprungspackung auf die Verwendungsstelle anzuliefern.

4. Das Mischen des Betons muß derart erfolgen, daß die Menge der einzelnen Bestandteile dem vorgesehenen Mischungsverhältnis stets genau entspricht und jederzeit leicht gemessen werden kann. Bei Benutzung von Meßgefäßen ist die Füllung zur Erzielung möglichst gleichmäßig dichter Lagerung in stets gleicher Weise zu bewirken.

### § 5.

1. Die Verarbeitung der Betonmasse muß in der Regel sofort nach ihrer Fertigstellung begonnen werden und vor Beginn ihres Abbindens beendet sein.

2. Die Betonmasse darf bei warmer und trockener Witterung nicht länger als eine Stunde, bei kühler oder nasser Witterung nicht länger als zwei Stunden unverarbeitet liegen bleiben. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungseinflüssen wie Sonne, Wind, starkem Regen zu schützen und vor der Verwendung umzuschaukeln.

3. Die Verarbeitung der eingebrachten

Betonmasse muß stets ohne Unterbrechung bis zur Beendigung des Stampfens durchgeführt werden.

4. Die Betonmasse ist in Schichten von höchstens 15 cm Stärke einzubringen und in einem dem Wasserzusatz entsprechenden Maße durch Stampfen zu verdichten. Zum Einstampfen sind passend geformte Stampfen von angemessenem Gewicht zu verwenden.

### § 6.

1. Die Eiseneinlagen sind vor der Verwendung sorgfältig von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien. Mit besonderer Sorgfalt ist darauf zu achten, daß die Eiseneinlagen die richtige Lage und Entfernung voneinander sowie die vorgesehene Form erhalten, durch besondere Vorkehrungen in ihrer Lage festgehalten und dicht mit besonderer, entsprechend feinerer Betonmasse umkleidet werden. Liegen in Balken die Eisen in mehreren Lagen übereinander, so ist jede Lage für sich zu umkleiden. Unterhalb der Eiseneinlagen muß in Balken noch eine Betonstärke von mindestens 2 cm, in Platten von mindestens 1 cm vorhanden sein.

2. Die Schalungen und Stützen der Decken und Balken müssen vollkommenen Widerstand gegen Durchbiegungen und ausreichende Festigkeit gegen die Einwirkungen des Stampfens bieten. Die Schalungen sind so anzuordnen, daß sie unter Belassung der bis zur völligen Erhärtung des Betons notwendigen Stützen gefahrlos entfernt werden können. Zu den Stützen sind tunlichst nur ungestoßene Hölzer zu verwenden. Sind Stöße unvermeidlich, so müssen die Stützen an den Stoßstellen fest und sicher verbunden werden.

3. Verschalungen von Säulen sind so anzuordnen, daß das Einbringen und Einstampfen der Betonmasse von einer offenen, mit dem Fortschreiten der Arbeit zu schließenden Seite erfolgen und genau beobachtet werden kann.

4. Von der Beendigung der Einschalung und dem beabsichtigten Beginn der Betonarbeiten in jedem einzelnen Geschoße

ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Anzeige zu machen.

§ 7.

1. Die einzelnen Betonschichten müssen tunlichst frisch auf frisch verarbeitet werden; auf alle Fälle ist die Oberfläche der älteren Schicht aufzurauen.

2. Beim Weiterbau auf erhärtetem Beton muß die alte Oberfläche aufgeraut, sauber abgekehrt, angenäßt und unmittelbar vor Aufbringen neuer Betonmasse mit einem dünnen Zementbrei eingeschlämmt werden.

§ 8.

Bei der Herstellung von Wänden und Pfeilern in mehrgeschossigen Gebäuden darf mit der Ausführung in dem höheren Geschoß erst nach ausreichender Erhärtung dieser Bauteile in den darunter liegenden Geschossen begonnen werden. Von der Fortsetzung der Arbeiten im höheren Geschoß ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Nachricht zu geben.

§ 9.

1. Bei Frostwetter darf nur in solchen Fällen gearbeitet werden, wo schädliche Einwirkungen des Frostes durch geeignete Maßnahmen ausgeschlossen sind. Gefrorene Baustoffe dürfen nicht verwendet werden.

2. Nach längeren Frostzeiten (§ 11) darf beim Eintritt milderer Witterung die Arbeit erst wieder aufgenommen werden, nachdem die Zustimmung der Baupolizeibehörde dazu eingeholt ist.

§ 10.

1. Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkungen des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen, sowie vor Erschütterungen und Belastungen zu bewahren.

2. Die Fristen, die zwischen der Beendigung des Einstampfens und der Entfernung der Schalungen und Stützen liegen müssen, sind von der jeweiligen Witterung, von der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile abhängig. Die seitliche Schalung der Balken, die Einschalung der

Stützen, sowie die Schalung von Deckenplatten darf nicht vor Ablauf von acht Tagen, die Stützung der Balken nicht vor Ablauf von drei Wochen beseitigt werden. Bei größeren Stützweiten und Querschnittsabmessungen sind die Fristen unter Umständen bis zu sechs Wochen zu verlängern.

3. Bei mehrgeschossigen Gebäuden darf die Stützung der unteren Decken und Balken erst dann entfernt werden, wenn die Erhärtung der oberen so weit vorgeschritten ist, daß diese sich selbst zu tragen vermögen.

4. Ist das Einstampfen erst kurze Zeit vor Eintritt von Frost beendet, so ist beim Entfernen der Schalung und der Stützen besondere Vorsicht zu beachten.

5. Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind mit Rücksicht darauf, daß die Erhärtung des Betons durch den Frost verzögert wird, die in Absatz 2 genannten Fristen um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.

6. Beim Entfernen der Schalungen und Stützen müssen durch besondere Vorkehrungen (Keile, Sandtöpfe und dergl.) Erschütterungen vermieden werden.

7. Von der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen ist der Baupolizeibehörde rechtzeitig, und zwar mindestens drei Tage vorher Anzeige zu machen.

§ 11.

Ueber den Gang der Arbeiten ist ein Tagebuch zu führen und auf der Baustelle stets zur Einsichtnahme bereit zu halten. Frosttage sind darin unter Angabe der Kältegrade und der Stunde ihrer Messung besonders zu vermerken.

C. Abnahme.

§ 12.

1. Bei der Abnahme müssen die Bauteile an verschiedenen, von dem abnehmenden Beamten zu bestimmenden Stellen freiliegen, sodaß die Art der Ausführung zu erkennen ist. Auch bleibt es vorbehalten, die einwandfreie Herstellung, den erreichten Erhärtungsgrad und die Trag-

fähigkeit durch besondere Versuche festzustellen.

2. Bestehen über das Mischungsverhältnis und den Erhärtungsgrad begründete Zweifel, so können Proben aus den fertigen Bauteilen zur Prüfung entnommen werden.

3. Werden Probelastungen für nötig erachtet, so sind diese nach Angabe des abnehmenden Beamten vorzunehmen. Dem Bauherrn und dem Unternehmer wird rechtzeitig davon Kenntnis gegeben und die Beteiligung anheimgestellt. Probelastungen sollen erst nach 45 tägiger Erhärtung des Betons vorgenommen und auf den nach Ermessen der Baupolizeibehörde unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden.

4. Bei der Probelastung von Deckenplatten und Balken ist folgendermaßen zu verfahren. Bei Belastung eines ganzen Deckenfeldes soll, wenn mit  $g$  das Eigengewicht und mit  $p$  die gleichmäßig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, die Auflast den Wert von  $0,5g + 1,5p$  nicht übersteigen. Bei höheren Nutzlasten als  $1000 \text{ kg/qm}$  können Ermäßigungen bis zur einfachen Nutzlast eintreten. Soll nur ein Streifen des Deckenfeldes zur Probe belastet werden, so ist die Auflast in der Deckenmitte gleichmäßig auf einem Streifen zu verteilen, dessen Länge gleich der Spannweite und dessen Breite ein Drittel der Spannweite, mindestens aber  $1 \text{ m}$  ist. Die Auflast soll hierbei den Wert  $g + 2p$  nicht übersteigen. Als Eigenlast gelten die sämtlichen zur Herstellung der Decken und Fußböden bestimmten Bauteile, als Nutzlasten die in § 16 Ziffer 3 aufgeführten erhöhten Werte.

5. Bei Probelastungen von Stützen ist ein ungleichmäßiges Setzen der Bauteile und eine das zulässige Maß überschreitende Belastung des Untergrundes zu verhüten.

## II. Leitsätze für die statische Berechnung.

### A. Eigengewicht.

#### § 13.

1. Das Gewicht des Betons einschließlich der Eiseneinlagen ist zu  $2400 \text{ kg}$  für

das Kubikmeter anzunehmen, sofern nicht ein anderes Gewicht nachgewiesen wird.

2. Bei Decken ist außer dem Gewicht der tragenden Bauteile das Gewicht der zur Bildung des Fußbodens dienenden Baustoffe nach bekannten Einheitssätzen zu ermitteln.

### B. Ermittlung der äußeren Kräfte.

#### § 14.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen sind die Angriffsmomente und Auflagerkräfte je nach der Art der Belastung und Auflagerung den für frei aufliegende oder durchgehende Balken geltenden Regeln gemäß zu berechnen.

2. Bei frei aufliegenden Platten ist die Freilänge zuzüglich der Deckenstärke in der Feldmitte, bei durchgehenden Platten die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite in die Berechnung einzuführen. Bei Balken gilt die um die erforderliche Auflagerlänge vergrößerte freie Spannweite als Stützweite.

3. Bei Platten und Balken, die über mehrere Felder durchgehen, darf, falls die wirklich auftretenden Momente und Auflagerkräfte nicht rechnerisch nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln unter Voraussetzung freier Auflagerung auf den Mittel- und Endstützen oder durch Versuche nachgewiesen werden, das Biegemoment in den Feldmitten zu vier Fünfteln des Wertes angenommen werden, der bei einer auf zwei Stützen frei aufliegenden Platte vorhanden sein würde. Ueber den Stützen ist dann das negative Biegemoment so groß wie das Feldmoment bei beiderseits freier Auflagerung anzunehmen. Als durchgehend dürfen nach dieser Regel Platten und Balken nur dann berechnet werden, wenn sie überall auf festen, in einer Ebene liegenden Stützen oder auf Eisenbetonbalken aufliegen. Bei Anordnung der Eiseneinlagen ist unter allen Umständen die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente sorgfältig zu berücksichtigen.

4. Bei Balken darf ein Einspannungsmoment an den Enden nur dann in Rech-

nung gestellt werden, wenn besondere bauliche Vorkehrungen eine sichere Einspannung nachweislich gewährleisten.

5. Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden. Bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/qm ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen.

6. Bei Plattenbalken darf die Breite des plattenförmigen Teiles von der Balkenmitte ab nach jeder Seite mit nicht mehr als einem Sechstel der Balkenlänge in Rechnung gestellt werden.

7. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehene Platten können bei gleichmäßig verteilter Belastung, wenn ihre Länge  $a$  weniger als das Ein- und Einhalbfache ihrer Breite  $b$  beträgt, nach der Formel  $M = \frac{p b^2}{12}$  berechnet werden. Gegen negative Angriffsmomente an den Auflagern sind Vorkehrungen durch Form und Lage der Eisenstäbe zu treffen.

8. Die rechnungsmäßig sich ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen.

9. Bei Stützen ist auf die Möglichkeit einseitiger Belastung Rücksicht zu nehmen.

### C. Ermittlung der inneren Kräfte.

#### § 15.

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

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

3. Bei Bauten oder Bauteilen, die der Witterung, der Nässe, den Rauchgasen und ähnlichen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind, ist außerdem nachzuweisen, daß das Auftreten von Rissen im Beton

durch die vom Beton zu leistenden Zugspannungen vermieden wird.

4. Schubspannungen sind nachzuweisen, wenn Form und Ausbildung der Bauteile ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen lassen. Sie müssen, wenn zu ihrer Aufnahme keine Mittel in der Anordnung der Bauteile selbst gegeben sind, durch entsprechend gestaltete Eiseneinlagen aufgenommen werden.

5. Die Eiseneinlagen sind möglichst so zu gestalten, daß die Verschiebung gegen den Beton schon durch ihre Form verhindert wird. Die Haftspannung ist stets rechnerisch nachzuweisen.

6. Die Berechnung der Stützen auf Knicken soll erfolgen, wenn ihre Höhe mehr als das Achtzehnfache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt. Durch Querverbände ist der Abstand der eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander festzulegen. Der Abstand dieser Querverbände muß annähernd der kleinsten Abmessung der Stütze entsprechen, darf aber nicht über das Dreißigfache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.

7. Zur Berechnung der Stützen auf Knicken ist die Eulersche Formel anzuwenden.

### D. Zulässige Spannungen.

#### § 16.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit, die Zug- und Druckspannung des Eisens den Betrag von 1000 kg/qcm nicht übersteigen.

2. Wird in den unter § 15, Ziffer 3 bezeichneten Fällen die Zugspannung des Betons in Anspruch genommen, so sind als zulässige Spannung zwei Drittel der durch Zugversuche nachgewiesenen Zugfestigkeit des Betons anzunehmen. Bei fehlendem Zugfestigkeitsnachweis darf die Zugspannung nicht mehr als ein Zehntel der Druckfestigkeit betragen.

3. Dabei sind folgende Belastungswerte anzunehmen:

- a) Bei mäßig erschütterten Bauteilen, z. B. bei Decken von Wohnhäusern, Geschäftsräumen, Warenhäusern: die wirklich vorhandene Eigen- und Nutzlast,
- b) bei Bauteilen, die stärkeren Erschütterungen oder stark wechselnder Belastung ausgesetzt sind, wie z. B. bei Decken in Versammlungsräumen, Tanzsälen, Fabriken, Lagerhäusern: die wirkliche Eigenlast und die bis zu 50 v. H. erhöhte Nutzlast,
- c) bei Belastungen mit starken Stößen, wie z. B. bei Kellerdecken unter Durchfahrten und Höfen: die wirkliche Eigenlast und die bis zu 100 v. H. erhöhte Nutzlast.

4. In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Druckfestigkeit beansprucht werden. Bei Berechnung der Eiseneinlagen auf Knicken ist fünffache Sicherheit nachzuweisen.

5. Die Schubspannung des Betons darf das Maß von 4,5 kg/qcm nicht überschreiten. Wird größere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen.

6. Die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung nicht überschreiten.

### III. Rechnerverfahren mit Beispielen.

#### A. Reine Biegung.

- a) Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Bei einfacher Eiseneinlage vom Gesamtquerschnitt  $f_e$  auf die Balken oder Plattenbreite  $b$  ergibt sich, wenn das Verhältnis der Elastizitätsmaße des Eisens und des Betons mit  $n$  bezeichnet wird, der Abstand der Nulllinie von der Oberkante aus der Gleichung der statischen Momente der Flächenelemente für die Nulllinie (vergl. Bild 1).

$$\frac{bx^2}{2} = n f_e (h - a - x) \quad (1)$$

$$x = \frac{n f_e}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{2b(h-a)}{n f_e}} - 1 \right] \quad (2)$$

Aus der Gleichsetzung der Momente der äußeren und inneren Kräfte folgt dann

$$M = \sigma_b \frac{x}{2} b \left( h - a - \frac{x}{3} \right) = \sigma_e f_e \left( h - a - \frac{x}{3} \right), \quad (3)$$

worin  $\sigma_b$  die größte Betondruckspannung und  $\sigma_e$  die mittlere Eisenzugspannung bedeutet. Hieraus folgt

$$\sigma_b = \frac{2 M}{bx \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} \quad (4)$$

$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} \quad (5)$$

Unter Umständen kommen auch folgende leicht ablesbare Gleichungen in Betracht

$$x = \frac{n(h-a)\sigma_b}{\sigma_e + n\sigma_b} \quad (6)$$

$$\frac{bx}{2} \cdot \sigma_b = \sigma_e f_e \quad (7)$$

Bei T-förmigen Querschnitten, sogenannten Plattenbalken, unterscheidet sich die Berechnung nicht von der vorigen, wenn die Nulllinie in die Platte selbst

oder in die Unterkante der Platte fällt.

Geht die Nulllinie durch den Steg, so können die geringen im Steg auftretenden Druckspannungen vernachlässigt werden.

Dann ist (vergl. Bild 2):

$$\sigma_u = \frac{x-d}{x} \sigma_o \quad (8)$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \sigma_o \quad (9)$$

$$\frac{\sigma_o + \sigma_u}{2} bd = \sigma_e f_e \quad (10)$$

oder nach Einsetzen der Werte von  $\sigma_u$  und  $\sigma_e$  aus den Gleichungen (8) und (9) in Gleichung (10):

$$x = \frac{bd^2}{2} + n f_e (h-a) \quad (11)$$

Da der Abstand des Schwerpunktes des Drucktrapezes von der Oberkante

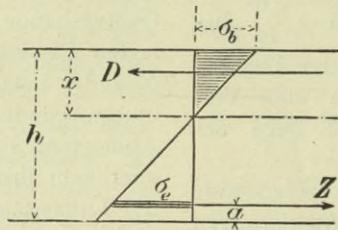


Bild 1.

$$x - y = \frac{d \sigma_o + 2 \sigma_u}{3 \sigma_o + \sigma_u} \quad (12)$$

ist, so wird nach Einsetzen des Wertes von  $\sigma_u$  in Gleichung (8):

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = \frac{2}{3} \left( x + \frac{(x-d)^2}{2x-d} \right) \quad (13)$$

$$\sigma_o = \frac{M}{f_e (h - a - x + y)} \quad (14)$$

$$\sigma_o = \frac{x}{n (h - a - x)} \cdot \sigma_o \quad (15)$$

Erhalten Balken und Platten auch obere Eiseneinlagen, so kommen folgende Gleichungen zur Anwendung:

Für die Lage der Nulllinie:

$$\begin{aligned} \frac{bx^2}{2} - f_e' (x - a) + n f_e' (x - a) & \quad (16) \\ & = n f_e (h - a - x), \end{aligned}$$

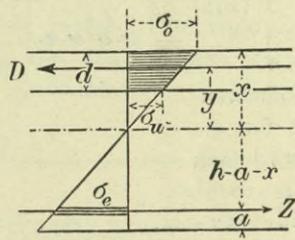
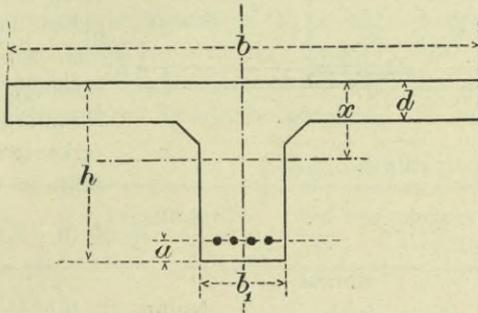


Bild 2.

woraus 
$$x = - \frac{(n-1) f_e' + n f_e}{b} \quad (17)$$

$$+ \sqrt{\left( \frac{(n-1) f_e' + n f_e}{b} \right)^2 + \frac{2}{b} \left[ (n-1) f_e' a + n f_e (h-a) \right]}$$

Für das Angriffsmoment:

$$M = \frac{bx}{2} \sigma_b \left( h - a - \frac{x}{3} \right) \quad (18)$$

$$- f_e' \sigma_b' (h - 2a) + f_e' \sigma_e' (h - 2a)$$

Hierin bedeutet  $\sigma_b'$  die Betondruckspannung in mittlerer Höhe der oberen Eiseneinlage und ist bestimmt durch

$$\sigma_b' = \frac{x - a}{x} \sigma_b$$

Da ferner

$$\sigma_o' = \frac{n(x-a)}{x} \sigma_b,$$

so wird (19)

$$M = \left[ \frac{bx}{2} \left( h - a - \frac{x}{3} \right) + (n-1) f_e' \cdot \frac{x-a}{x} (h-2a) \right] \sigma_b$$

Vernachlässigt man die geringe Querschnittsverminderung des Betondruckgurtes durch die oberen Eiseneinlagen, so geht Gleichung (17) über in

$$x = - \frac{n (f_e + f_e')}{b} \quad (20)$$

$$+ \sqrt{\left( \frac{n (f_e + f_e')}{b} \right)^2 + \frac{2 \cdot n}{b} [f_e' \cdot a + f_e (h-a)]}$$

und Gleichung (19) in (21)

$$M = \left[ \frac{bx}{2} \left( h - a - \frac{x}{3} \right) + n f_e' \cdot \frac{x-a}{x} (h-2a) \right] \sigma_b$$

Hat man bei gegebenem Angriffsmoment aus Gleichung (21)  $\sigma_b$  berechnet, so finden sich die Spannungen  $\sigma_o$  und  $\sigma_o'$  leicht aus dem Gesetz, daß sich die Spannungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten. Hat man bei gegebener Be-

tondruckspannung  $\sigma_b$  den Wert des Angriffsmoments ermittelt, so finden sich die Spannungen  $\sigma_o$  und  $\sigma_o'$  aus

$$M = f_e \sigma_o \left( h - a - \frac{x}{3} \right) \pm f_e' \sigma_o' \left( \frac{x}{3} - a \right) \quad (22)$$

oder da

$$\sigma_o' = \frac{x - a}{h - a - x} \sigma_o,$$

$$M = \left[ f_e \left( h - a - \frac{x}{3} \right) \pm f_e' \frac{x-a}{h-a-x} \left( \frac{x}{3} - a \right) \right] \sigma_o \quad (23)$$

Man kann auch den gemeinsamen Schwerpunkt des Betons und der Eiseneinlage in der Druckzone bestimmen aus

$$y_1 = \frac{\frac{bx}{2} \cdot \frac{2}{3} x \sigma_b + \sigma_o' f_e' (x-a) \frac{bx^3}{3} + n f_e' (x-a)^2}{\frac{bx}{2} \sigma_b + \sigma_o' f_e'} = \frac{\frac{bx^3}{2} + n f_e' (x-a)^2}{\frac{bx}{2} + n f_e' (x-a)} \quad (24)$$

dann wird

$$M = f_e \sigma_o (h - a - x + y_1) \quad (25)$$

b. Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Bei einfacher Eiseneinlage wird entsprechend Gleichung (1) (vergl. Bild 5):

$$\frac{bx^2}{2} = \frac{b(h-x)^2}{2} + n f_e (h-a-x), \quad (26)$$

also

$$x = \frac{\frac{bh^2}{2} + n f_e (h-a)}{bh + n f_e} \quad (27)$$

Aus der Gleichsetzung der Zug- und Druckkräfte folgt

$$\frac{bx}{2} \sigma_{bd} = b \cdot \frac{h-x}{2} \sigma_{bz} + \sigma_e f_e \quad (28)$$

und aus der Proportionalität von Dehnungen und Spannungen

$$\sigma_{bz} = \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_{bd} \quad (29)$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \sigma_{bd} \quad (29a)$$

Die Momentengleichung für die Nulllinie wird dann

$$M = \frac{bx^2}{2} \sigma_{bd} \cdot \frac{2}{3}x + b \cdot \frac{h-x}{2} \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3}(h-x) + \sigma_e f_e (h-a-x), \quad (30)$$

woraus mit Hilfe von Gleichung (29) und (29a) folgt:

$$M = \frac{\sigma_{bd}}{x} \left[ \frac{bx^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + n f_e (h-a-x)^2 \right] \quad (31)^*$$

Ist M gegeben, so folgt zunächst auch Gleichung (31)  $\sigma_{bd}$  und dann mit Gleichung (29) und (29a)  $\sigma_{bz}$  und  $\sigma_e$ .

Bei Plattenbalken wird, wenn die Nulllinie durch den Steg geht:

$$x = \frac{b_1 \frac{h^2}{2} + (b-b_1) \frac{d^2}{2} + n f_e (h-a)}{b_1 h + (b-b_1) d + n f_e}, \quad (32)$$

\* Die Formel 31 der neuen ministeriellen Bestimmungen läßt sich mit Hilfe der Gleichung 26 in die wesentlich einfachere Formel umwandeln:

$$M = \sigma_{bd} \cdot \frac{b \cdot h}{x} \left[ x \left( \frac{h}{2} - a \right) - \frac{h}{2} \left( \frac{h}{3} - a \right) \right].$$

$$M = b \cdot \frac{\sigma_o + \sigma_u}{2} \cdot d \cdot y + b_1 \frac{\sigma_u}{2} \cdot \frac{2}{3}(x-d)^2 \quad (33)$$

$$+ b_1 \cdot \frac{h-x}{2} \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3}(h-x) + \sigma_e f_e (h-a-x),$$

$$M = \frac{\sigma_o}{x} \left[ \frac{b}{2} \cdot d(2x-d) \cdot y + \frac{b_1}{3} [(x-d)^3 \right. \quad (33a)$$

$$\left. + (h-x)^3 \right] + n f_e (h-a-x)^2 \Big],$$

$$\sigma_{bz} = \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_o, \quad (34)$$

$$\sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \cdot \sigma_o \quad (34a)$$

Zur Ermittlung der Querschnittsabmessungen bei gegebenem Angriffsmoment sind diese Gleichungen sehr unbequem. Sind b, b<sub>1</sub>, h und f<sub>e</sub> gegeben und macht man zur Voraussetzung, daß die Nulllinie in die Unterkante der Platte fällt, so wird

abgemessen bei gegebenem Angriffsmoment sind diese Gleichungen sehr unbequem. Sind b, b<sub>1</sub>, h und f<sub>e</sub> gegeben und macht man zur Voraussetzung, daß die Nulllinie in die Unterkante der Platte fällt, so wird

$$\frac{bx^2}{2} = b_1 \frac{(h-x)^2}{2} + n f_e (h-a-x), \quad (35)$$

woraus

$$\frac{b-b_1}{2} \cdot x^2 + (b_1 h + n f_e) x = \frac{b_1 h^2}{2} + n f_e (h-a) \quad (36)$$

$$\frac{b-b_1}{2} \cdot x^2 + (b_1 h + n f_e) x = \frac{b_1 h^2}{2} + n f_e (h-a)$$

Hieraus ist x, also die Plattenstärke, zu finden. — Die auftretenden Spannungen finden sich dann aus

$$M = \frac{\sigma_o}{x} \left[ \frac{bx^3}{3} + \frac{b_1 (h-x)^3}{3} + n f_e (h-a-x)^2 \right] \quad (37)$$

sowie aus den Gleichungen (34) und (34a).

Werden Eisenstäbe auch in der Druckzone angebracht, so wird bei Balken und Platten (vergl. Bild 6)

$$x = \frac{\frac{bh^2}{2} + (n-1) [f_e' \cdot a + f_e (h-a)]}{bh + (n-1) (f_e' + f_e)} \quad (38)$$

$$M = \left[ \frac{bx^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + (n-1) [f_e' (x-a)^2 + f_e (h-a-x)^2] \right] \frac{\sigma_{bd}}{x} \quad (39)$$

Sind die oberen und unteren Eisenstäbe

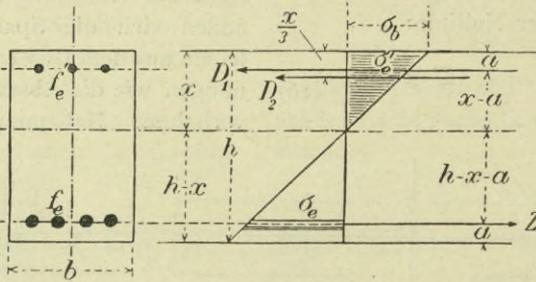


Bild 3.

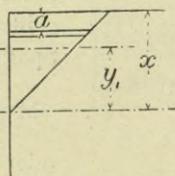


Bild 4.

von gleichem Querschnitt, so wird  $x = \frac{h}{2}$  und

$$M = \left[ \frac{bh^2}{6} + \frac{4(n-1)f_e}{h} \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 \right] \sigma_{bd} \quad (40)$$

Für die am häufigsten vorkommenden Bauteile, Platten und Balken von rechteckigem Querschnitt und mit Eisenein-

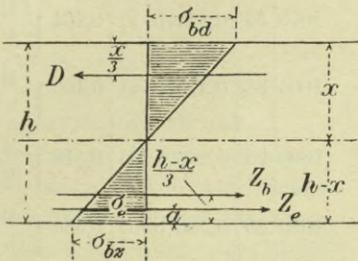


Bild 5.

und will man hiernach die auftretenden Spannungen ermitteln, so werde zur Vereinfachung

$$f_e = \frac{b(h-a)}{m}$$

gesetzt, wobei  $m = \frac{b(h-a)}{f_e}$

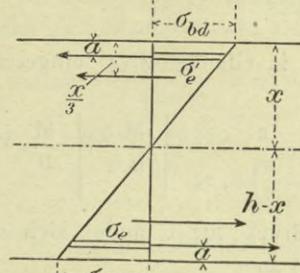


Bild 6.

lagen nur auf der Zugseite, lassen sich Vereinfachungen der Ausdrücke (2), (4) und (5) auf folgende Weise erzielen. Ist das Angriffsmoment sowie der Querschnitt des Betonkörpers und der Eisenstäbe gegeben,

aus den gegebenen Abmessungen zu erhalten ist. Für verschiedene Werte m läßt sich hiernach folgende Zusammenstellung der zugehörigen Werte von x,  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  benutzen.

Zusammenstellung I.

Werte von $f_e$	Zugehörige Werte von x	Spannungen $\sigma_b$	Spannungen $\sigma_e$
$\frac{b(h-a)}{100}$	0,418 (h-a)	$5,559 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$116 \frac{M}{b(h-a)^2} = 20,867 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{110}$	0,408 (h-a)	$5,735 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$127 \frac{M}{b(h-a)^2} = 22,145 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{120}$	0,391 (h-a)	$5,895 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$138 \frac{M}{b(h-a)^2} = 23,409 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{130}$	0,379 (h-a)	$6,040 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$149 \frac{M}{b(h-a)^2} = 24,668 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{140}$	0,368 (h-a)	$6,194 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$160 \frac{M}{b(h-a)^2} = 25,831 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{150}$	0,358 (h-a)	$6,344 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$170 \frac{M}{b(h-a)^2} = 26,797 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{160}$	0,349 (h-a)	$6,485 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$181 \frac{M}{b(h-a)^2} = 27,911 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{170}$	0,341 (h-a)	$6,617 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$192 \frac{M}{b(h-a)^2} = 29,016 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{180}$	0,333 (h-a)	$6,756 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$203 \frac{M}{b(h-a)^2} = 30,049 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{190}$	0,326 (h-a)	$6,883 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$213 \frac{M}{b(h-a)^2} = 30,946 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{200}$	0,320 (h-a)	$7,000 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$224 \frac{M}{b(h-a)^2} = 32,000 \sigma_b$

Werden bei gegebenem Angriffsmoment und angenommenen Beton- und Eisen- spannungen die Querschnittsabmessungen gesucht, so findet sich aus Gleichung (6) zunächst

$$x = s (h - a),$$

wenn

$$s = \frac{n \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b}$$

Dieser Wert in Gleichung (4) eingesetzt, ergibt

$$h - a = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{s}{3}\right) s \cdot \sigma_b}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = r \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (41)$$

Der Ausdruck für  $f_e$  findet sich aus Gleichung (5) zu

$$f = \frac{M}{\sigma_e \left( h - a - \frac{s(h-a)}{3} \right)},$$

oder wenn

$$h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

eingesetzt wird, zu

$$f_e = \frac{1}{r \left( 1 - \frac{s}{3} \right) \sigma_e} \cdot \sqrt{M \cdot b} = t \sqrt{Mb} \quad (42)$$

Die hiernach für verschiedene Spannungen  $\sigma_e$  und  $\sigma_b$  sich ergebenden Werte von  $x$ ,  $h - a$  und  $f_e$  zeigt nachfolgende Zusammenstellung.

Zusammenstellung II.

Werte in kg/qcm von $\sigma_e$   $\sigma_b$		Zugehörige Werte von $x = s (h - a)$	Zugehörige Werte von $h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}}$	Zugehörige Werte von $f_e = t \sqrt{Mb}$
1000	34	0,403 (h - a)	0,357 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00324 $\sqrt{Mb}$
1000	44	0,398 (h - a)	0,363 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00317 $\sqrt{Mb}$
1000	42	0,387 (h - a)	0,376 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00306 $\sqrt{Mb}$
1000	40	0,375 (h - a)	0,390 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00293 $\sqrt{Mb}$
1000	38	0,363 (h - a)	0,406 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00280 $\sqrt{Mb}$
1000	36	0,351 (h - a)	0,423 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00267 $\sqrt{Mb}$

Werte in kg/qcm von $\sigma_e$   $\sigma_b$		Zugehörige Werte von $x = s (h - a)$	Zugehörige Werte von $h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}}$	Zugehörige Werte von $f_e = t \sqrt{Mb}$
1000	34	0,338 (h - a)	0,443 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00254 $\sqrt{Mb}$
1000	32	0,325 (h - a)	0,464 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00242 $\sqrt{Mb}$
1000	30	0,310 (h - a)	0,490 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00228 $\sqrt{Mb}$
1000	28	0,296 (h - a)	0,518 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00214 $\sqrt{Mb}$
1000	26	0,280 (h - a)	0,550 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00200 $\sqrt{Mb}$
1000	24	0,265 (h - a)	0,558 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00187 $\sqrt{Mb}$
1000	22	0,248 (h - a)	0,632 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00178 $\sqrt{Mb}$
1000	20	0,230 (h - a)	0,686 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00159 $\sqrt{Mb}$
900	40	0,400 (h - a)	0,380 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00337 $\sqrt{Mb}$
900	35	0,368 (h - a)	0,420 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00302 $\sqrt{Mb}$
900	30	0,333 (h - a)	0,475 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00263 $\sqrt{Mb}$
900	25	0,294 (h - a)	0,549 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00224 $\sqrt{Mb}$
900	20	0,250 (h - a)	0,660 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00184 $\sqrt{Mb}$
800	40	0,429 (h - a)	0,367 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00397 $\sqrt{Mb}$
800	35	0,396 (h - a)	0,408 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00353 $\sqrt{Mb}$
800	30	0,360 (h - a)	0,459 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00309 $\sqrt{Mb}$
800	25	0,319 (h - a)	0,530 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00264 $\sqrt{Mb}$
800	20	0,273 (h - a)	0,635 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00217 $\sqrt{Mb}$

Bei Plattenbalken lassen sich die Zusammenstellungen ebenfalls anwenden, wenn die Nulllinie in die Unterkante der Platte fällt, oder wenn man eine solche Lage der Nulllinie zur Bedingung macht.

### B. Zentrischer Druck.

Ist  $F$  der Querschnitt der gedrückten Betonfläche und  $f_e$  der der gesamten gedrückten Eiseneinlage, so wird die zulässige Belastung

$$P = (F + n f_e) \cdot \sigma_b, \quad (43)$$

also

$$\sigma_b = \frac{P}{F + n f_e}, \quad (44)$$

$$\sigma_e = n \sigma_b = \frac{n P}{F + n f_e} \quad (45)$$

### C. Exzentrischer Druck.

Die Berechnung erfolgt wie bei homogenem Baustoff, wenn in den Ausdrücken für die Querschnittsfläche und das Trägheitsmoment der Querschnitt der Eiseneinlagen mit seinem  $n$  fachen Werte zum Betonquerschnitt hinzugerechnet wird. Auftretende Zugspannungen müssen durch die Eiseneinlagen aufgenommen werden können.

### D. Beispiele.

1. Bei einer 2 m weit freiliegenden Wohnhausdecke von 10 cm Stärke und mit Eiseneinlagen von 5,02 qcm Querschnitt auf 1 m Deckenbreite (10 Stück Rund-eisen von je 8 mm Durchmesser) und mit 1,5 cm Abstand der Balkenunterkante von der Mitte der Eisenstäbe sollen die auftretenden größten Spannungen im Beton und im Eisen ermittelt werden.

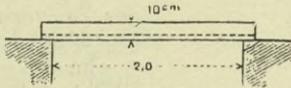


Bild 7.

Das Eigengewicht der Decke für 1 qm	ist 0,10 · 2400 . . . . .	240 kg
dazu Ueberschüttung mit gewalz-		
ter Schlacke in 10 cm Stärke	60 „	
3,3 cm starker Holzfußboden mit		
Lager . . . . .	20 „	
1,2 cm starker Putz . . . . .	20 „	
Nutzlast . . . . .	250 „	
	Zusammen	590 kg

Dann ist

$$M = \frac{590 \cdot 2,1^2 \cdot 100}{8} = 32500 \text{ kg/cm,}$$

$$x = \frac{15 \cdot 5,02}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 8,5}{15 \cdot 5,02}} - 1 \right] = 2,9 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 32500}{100 \cdot 2,9 (8,5 - 0,97)} = 29,8 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{32500}{5,02 (8,5 - 0,97)} = 860 \text{ kg/qcm.}$$

Die Betondruckspannung von 29,8 kg/qcm ist zulässig, wenn der verwendete Beton eine Druckfestigkeit von 6 · 29,8 = 178,8 kg/qcm besitzt.

Bei Benutzung der Zusammenstellung I. findet sich, da  $f_e = 5,02$ , also

$$m = \frac{100 \cdot 8,5}{5,02} = \text{rd. } 170 \text{ ist,}$$

$$\sigma_b = \frac{6,617 \cdot 32500}{100 \cdot 8,5^2} = 29,8 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = 29,016 \cdot 29,8 = 865 \text{ kg/qcm.}$$

Um die auftretenden Schub- und Haftspannungen am Auflager zu untersuchen, ist zunächst die Schubkraft

$$V = \frac{590 \cdot 2,00}{2} = 590 \text{ kg}$$

zu ermitteln. Die Schubspannung ist dann

$$\tau_0 = \frac{V}{b \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{590}{100 \left( 8,5 - \frac{2,9}{3} \right)} = 0,78 \text{ kg/qcm.}$$

Dann ist die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{u},$$

wo  $u$  den Umfang der Eiseneinlagen bedeutet.

$$\tau_1 = \frac{100 \cdot 0,78}{10 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 3,10 \text{ kg/qcm.}$$

Weder Schub- noch Haftspannung erreicht die zulässigen Werte.

2. Es sei eine frei aufliegende ebene Deckenplatte mit einfacher Eiseneinlage von 2 m Spannweite gegeben. Die Nutzlast sei 1000 kg/qm für ein Fabrikgebäude. Die erforderliche Stärke der Betonplatte und der Eiseneinlage soll unter der Voraussetzung ermittelt werden, daß der zu verwendende Beton eine Druckfestigkeit von 180 kg/qcm besitzt.

Für die Berechnung des Eigengewichts der Decke werde die Dicke der Platte einstweilen zu 18 cm angenommen, so daß die in Rechnung zu stellende Stützweite 2,18 m ist.

Das Eigengewicht der Platte für 1 qm ist  
 0,18 · 2400 = . . . . . 432 kg  
 dazu Ueberschüttung mit gewal-  
 ter Schlacke, in 20 cm Höhe 120 „  
 2,5 cm starker Zementestrich, rund 48 „  
 zusammen 600 kg

Dann ist

$$M = \frac{600 + 1,5 \cdot 1000}{8} \cdot 2,18^2 \cdot 100$$

$$= 124700 \text{ kg/cm}$$

Da  $\sigma_b = \frac{180}{6} = 30$  und  $\sigma_e = 1000$  kg/qcm  
 zulässig sind, so wird nach Gleichung (6):

$$x = \frac{15 \cdot 30}{1000 + 15 \cdot 30} (h - a) = 0,31 (h - a)$$

und nach Gleichung (41):

$$h - a = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{0,31}{3}\right) \cdot 0,31 \cdot 30}} \cdot \sqrt{\frac{124700}{100}} = 17,3 \text{ cm.}$$

$f_e$  findet sich nach Gleichung (1) zu

$$f_e = \frac{bx^2}{2n(h-a-x)} = \frac{100 \cdot 0,31^2 \cdot 17,3^2}{2 \cdot 15 (17,3 - 0,31 \cdot 17,3)} = 8 \text{ qcm.}$$

Es sind neun Stück Rundeisen von  
 11 mm Durchmesser mit einem Gesamt-  
 querschnitt von 8,55 qcm zu verwenden.  
 Die Gesamtdeckenstärke ist wegen der er-  
 forderlichen Deckung der Eisen auf 19 cm  
 zu vergrößern.

Aus der Zusammenstellung II. hätte  
 sich für  $\sigma_e = 1000$  und  $\sigma_b = 30$  gefunden

$$h - a = 0,49 \sqrt{1247} = 17,3 \text{ cm,}$$

$$f_e = 0,00228 \sqrt{12470000} = 8 \text{ qcm.}$$

Die Querkraft am Auflager ist

$$V = 600 + 1,5 \cdot 1000 = 2100 \text{ kg.}$$

Die Schubspannung

$$\tau_0 = \frac{2100}{100 \left(17,3 - \frac{0,31 \cdot 17,3}{3}\right)} = 1,36 \text{ kg/qcm.}$$

Die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{100 \cdot 1,36}{9 \cdot 1,1 \cdot 3,14} = 4,38 \text{ kg/qcm.}$$

3. Die unter 2. berechnete Decke werde  
 darauf untersucht, welche Spannungen  
 unter der Voraussetzung entstehen, daß  
 der Beton Zugspannungen aufzunehmen  
 vermag.

Nach Gleichung (27) ist für die Mit-  
 wirkung des Betons auf Zug

$$x = \frac{\frac{100 \cdot 19^2}{2} + 15 \cdot 8,55 \cdot 17,3}{100 \cdot 19 + 15 \cdot 8,55} = 10,02 \text{ cm}$$

und nach Gleichung (31):

$$\sigma_{bd} = \frac{124700 \cdot 10,02}{\frac{100 \cdot 10,02^3}{3} + \frac{100 \cdot 8,98^3}{3} + 15 \cdot 8,55 \cdot 7,28^2}$$

$$= 19,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{19 - 10,02}{10,02} \cdot 19,4 = 17,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{15 (17,3 - 10,02)}{10,02} \cdot 19,4 = 211,4 \text{ kg/qcm.}$$

Die Zugspannung des Betons von 17,4  
 kg/qcm ist zulässig, wenn eine Zugfestig-  
 keit von

$$\frac{3}{2} \cdot 17,4 = 26,1 \text{ kg/qcm}$$

durch Zugversuche nachgewiesen wird; ist  
 dieser Nachweis nicht erbracht, so muß  
 der zu verwendende Beton eine Druck-  
 festigkeit von  $10 \cdot 17,4 = 174$  kg/qcm be-  
 sitzen. Die Druckfestigkeit muß indessen  
 wegen der angenommenen Druckspannung  
 von 30 kg bereits 180 kg/qcm betragen.

Um die Schubspannung in Höhe der  
 Nulllinie zu finden, ist zunächst der Ab-  
 stand  $z$  von Zug- und Druckmittelpunkt  
 zu suchen. Dieser findet sich aus der  
 Bedingung  $M = D \cdot z$ ,

$$\text{wo } D = \frac{bx}{2} \cdot \sigma_b = \frac{100 \cdot 19,4 \cdot 10,02}{2} = 9720;$$

$$\text{also } z = \frac{124700}{9720} = 12,83 \text{ cm.}$$

Dann ist

$$\tau_0 = \frac{2100}{100 \cdot 12,83} = 1,64 \text{ kg/qcm}$$

Die Schubkraft ist in Höhe der Eisenein-  
 lagen bei Mitwirkung von Beton zug etwas  
 kleiner. Allgemein ist

$$\tau_0 = \frac{V \cdot S}{J \cdot b},$$

wo  $S$  das statische Moment des oberhalb  
 der untersuchten Schicht befindlichen Quer-  
 schnitteiles,  $J$  das Trägheitsmoment des  
 ganzen Querschnitts ist. Also ist für die  
 Schicht in Höhe der Eiseneinlage

$$S = 100 \left( \frac{8,98^2}{2} - \frac{7,28^2}{2} \right) + 15 \cdot 8,55 \cdot 7,28 = 3698.$$

$$J \text{ ist } = \frac{M \cdot x}{\sigma_b} = \frac{124700 \cdot 10,02}{19,4} = 64420, \text{ also } \tau_0' = \frac{2100 \cdot 3698}{64420 \cdot 100} = 1,21 \text{ kg/qcm}$$

Die Haftspannung ist dann  $\tau_1' = \frac{100 \cdot 1,21}{9 \cdot 1,1 \cdot 3,14} = 4 \text{ kg/qcm}$

4. Ein Eisenbetonbalken von 4 m Spannweite und nebenstehenden Abmessungen sei einem Angriffsmoment von 120000 kg/cm ausgesetzt; es sollen die größte Betondruckspannung und die Spannungen in den Eiseneinlagen bei Vernachlässigung der Betonzugspannungen ermittelt werden. Nach Gleichung (17) wird

$$x = -\frac{14 \cdot 1,51 + 15 \cdot 4,52}{20} + \sqrt{\left(\frac{14 \cdot 1,51 + 15 \cdot 4,52}{20}\right)^2 + \frac{2}{20} (14 \cdot 1,51 \cdot 3 + 15 \cdot 4,52 \cdot 33)}$$

$$x = 11,35 \text{ cm.}$$

Nach Gleichung (19) ist dann  $\sigma_b = \frac{120000}{\frac{20 \cdot 11,35}{2} (33 - 3,78) + 14 \cdot 1,51 \cdot \frac{8,35}{11,35} \cdot 30} = 31,7 \text{ kg/qcm}$

$$\sigma_e' = \frac{15 \cdot 8,35}{11,35} \cdot 31,7 = 350 \text{ kg/qcm,} \quad \sigma_e = \frac{21,65}{8,35} \cdot 350 = 908 \text{ kg/qcm.}$$

Zur Berechnung der Schubspannung ist der Abstand  $y_1$  aus Gleichung (24) zu ermitteln zu

$$y_1 = \frac{\frac{20 \cdot 11,37^3}{3} + 14 \cdot 8,37^2 \cdot 1,51}{\frac{20 \cdot 11,37^2}{2} + 14 \cdot 8,37 \cdot 1,51} = 7,67 \text{ cm}$$

Da die Belastung für 1 m Länge 600 kg beträgt, so wird  $V = 2 \cdot 600 = 1200 \text{ kg}$  und

$$\tau_0 = \frac{1200}{20(21,65 + 7,67)} = 2,05 \text{ kg/qcm,}$$

$$\tau_1 = \frac{20 \cdot 2,05}{4 \cdot 1 \cdot 3,14} = 3,27 \text{ kg/qcm.}$$

An den oberen Eiseneinlagen wird, da

$$S = 20 \cdot \frac{11,35^2 - 8,35^2}{2} + 15 \cdot 1,51 \cdot 8,35 = 780 \text{ und } J = \frac{120000 \cdot 11,35}{31,7} = 42970 \text{ ist,}$$

$$\tau_0' = \frac{1200 \cdot 780}{20 \cdot 42970} = 1,09 \text{ kg/qcm,} \quad \tau_1' = \frac{20 \cdot 1,09}{3 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 2,9 \text{ kg/qcm.}$$

Werden Betonzugspannungen berücksichtigt, so wird nach Gleichung (38)

$$x = \frac{\frac{20 \cdot 36^2}{2} + 14(1,51 \cdot 3 + 4,52 \cdot 33)}{20 \cdot 36 + 14(1,51 + 4,52)} = 18,8 \text{ cm;}$$

nach Gleichung (39) wird dann

$$\sigma_{bd} = \frac{120000 \cdot 18,8}{\frac{20 \cdot 18,8^3}{3} + \frac{20 \cdot 17,2^3}{3} + 14(1,51 \cdot 15,8^2 + 4,52 \cdot 14,2^2)} = 23,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{17,2}{18,8} \cdot 23,4 = 21,4 \text{ kg/qcm,} \quad \sigma_e = 15 \cdot \frac{14,2}{17,2} \cdot 21,4 = 265 \text{ kg/qcm.}$$

Die Schubspannung in Höhe der oberen Eiseneinlage wird, da  $J = 96410$  ist,

$$\tau_0 = \frac{1200}{96410} \left( \frac{18,8^2 - 15,8^2}{2} + \frac{15 \cdot 15,1 \cdot 15,8}{20} \right) = 0,87 \text{ kg/qcm}$$

und die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{20 \cdot 0,87}{3 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 2,3 \text{ kg/qcm.}$$

In der Nulllinie wird

$$\tau_0 = \frac{1200}{96410} \left( \frac{18,8^2}{2} + \frac{15 \cdot 1,51 \cdot 15,8}{20} \right) = 2,4 \text{ kg/qcm.}$$

5. Ein Deckenfeld von 3 m Breite und 4 m Länge soll mit einer ringsum auf-

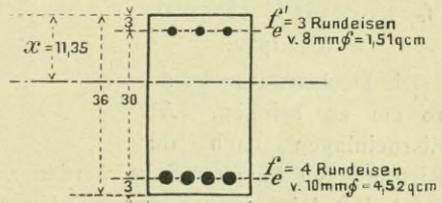


Bild 8.

liegenden ebenen Betonplatte mit gekreuzten, zu den Seiten parallel laufenden Eiseneinlagen überdeckt werden. Nutz- und volle Eigenlast betrage 600 kg-qm. Es soll die erforderliche Stärke der Decke und der Eiseneinlagen bestimmt werden.

Das Angriffsmoment, bezogen auf die kürzere Spannweite ist

$$M = \frac{600 \cdot 3,1^2 \cdot 100}{12} = 48050 \text{ kg/cm.}$$

Zugelassene Spannungen seien  $\sigma_e = 1000$  und  $\sigma_b = 40$  kg/qcm. Dann wird nach Zusammenstellung II

$$h - a = 0,39 \sqrt{\frac{48050}{100}} = 8,54 \text{ cm,}$$

$$f_e = 0,00293 \sqrt{4805000} = 6,42 \text{ qcm,}$$

Die Deckenstärke ist auf 10 cm zu bringen. Als Eiseneinlagen nach der Richtung der kürzeren Seite werden zehn Stück Rundeisen von 9 mm mit dem Gesamtquerschnitt von 6,36 qcm auf 1 m Breite verwendet. Die Längseisen können geringere, etwa im umgekehrten Verhältnis der Länge und Breite der Decke stehende Stärken erhalten. Es genügen acht Stück Rundeisen derselben Stärke auf 1 m Deckenbreite.

6. Ein Plattenbalken von nebenstehenden Abmessungen (Bild 9) sei bei 7,5 m Spannweite und 7,8 m Stützweite durch eine Nutzlast von 500 kg auf 1 m Länge in einem Geschäftshause belastet. Die Eiseneinlagen, bestehend aus sechs Rundeisen von 2,5 cm Durchmesser, haben einen Gesamtquerschnitt von 29,45 qcm. Es sollen die größten im Beton und im Eisen auftretenden Spannungen ermittelt werden.

Das Eigengewicht setzt sich zusammen aus dem Gewicht des Plattenbalkens von  $(1,5 \cdot 0,1 + 0,32 \cdot 0,25) \cdot 2400 = 552$  kg dem Gewicht der Ueberschüttung,

Uebertrag 552 kg  
6 cm hohe gewalzte Schlacke . . . . . 36 kg  
dem Gewicht des Zementfußbodens von 2 cm Stärke . . . . . 40 »  
dem Gewicht des Deckenputzes . . . . . 14 »  
für 1 qm zusammen 90 kg  
also für 1,5 qm  $1,5 \cdot 90 = . . . 135$  »  
dazu Nutzlast . . . . . 500 »  
zusammen 1187 kg  
oder rund 1200 kg für 1 m Balkenlänge.  
Daher ist

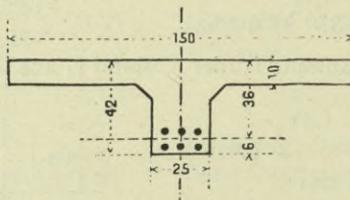


Bild 9.

$$M = \frac{1200 \cdot 7,8^2 \cdot 100}{8}$$

$$= 912600 \text{ kg/cm}$$

nach Gleichung (11) ist

$$x = \frac{\frac{150 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 29,45 \cdot 36}{150 \cdot 10 + 15 \cdot 29,45} = 12,05 \text{ cm,}$$

nach Gleichung (13):

$$y = 12,05 - 5 + \frac{10^2}{6(2 \cdot 12,05 - 10)} = 8,23 \text{ cm,}$$

mithin nach Gleichung (14)

$$\sigma_e = \frac{912600}{29,45(36 - 12,05 + 8,23)} = 963 \text{ kg/qcm}$$

und nach Gleichung (15)

$$\sigma_b = \frac{12,05}{15(36 - 12,05)} \cdot 963 = 32,3 \text{ kg/qcm.}$$

Die Querkraft am Auflager ist

$$V = \frac{7,5 \cdot 1200}{2} = 4500 \text{ kg,}$$

daher die Schubspannung im Beton

$$\tau_0 = \frac{V}{b_1(h - a - x + y)} = \frac{4500}{25(36 - 12,05 + 8,23)} = 5,6 \text{ kg/qcm.}$$

Der zulässige Wert der Schubspannung wird also etwas überschritten. Es empfiehlt sich, zwei der oberen Eiseneinlagen an den Enden aufzubiegen. Die Stelle, wo mit dem Aufbiegen zu beginnen ist, findet sich aus der Bedingung, daß an dieser Stelle die Querkraft  $V_1$  nur sein darf

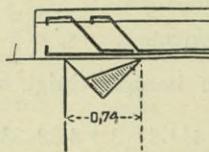


Bild 10.

$$\frac{4500 \cdot 4,5}{5,6} = 3616 \text{ kg.}$$

Dies ist erfüllt bei

$$\frac{4500 - 3616}{1200} = 0,74 \text{ m}$$

Entfernung vom Auflager.

Die von den aufgebogenen Eisenstäben aufzunehmende Gesamtzugkraft  $Z$  ist gleich der zu übertragenden Schubkraft, d. i.

$$Z = \frac{74}{2} (5,6 - 4,5)^{1/2} \cdot 25 = 720 \text{ kg.}$$

Die Spannung der aufgebogenen Stäbe ist daher

$$\sigma_e = \frac{720}{2 \cdot 4,91} = 73 \text{ kg/qcm.}$$

Die Haftspannung an den vier unteren Rundeisen beträgt am Auflager

$$\sigma_e = 15 \cdot \frac{19,88}{16,12} \cdot 28,4 = 525 \text{ kg/qcm.}$$

Die Spannung  $\sigma_{bz} = 45,6 \text{ kg/qcm}$  ist jedenfalls zu groß; die Stegbreite des Balkens und der Querschnitt der Eisenlagen müßten verstärkt werden.

7. Ein durchgehender Plattenbalken auf vier Stützen mit nachstehendem Querschnitt werde mit  $500 \text{ kg/m}$  in einem Geschäftshause belastet. Es sollen die größten im Beton und im Eisen auftretenden Spannungen ermittelt werden.

Das Eigengewicht für  $1 \text{ m}$  Balkenlänge beträgt

$$(1,5 \cdot 0,10 + 0,3 \cdot 0,35) \cdot 2400 = 612 \text{ kg}$$

dazu die übrige ständige Belastung wie im vorigen Beispiel  $135 \text{ „}$  zusammen  $747 \text{ kg}$

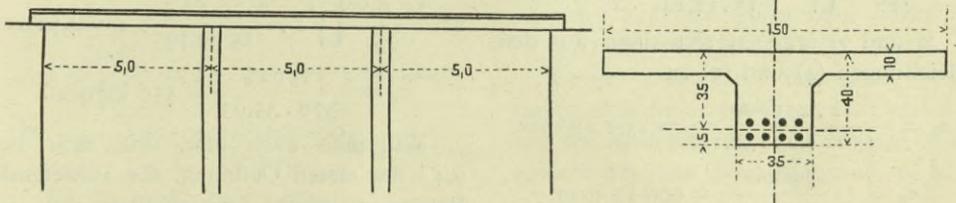


Bild 11.

$$\tau_1 = \frac{b_l \tau_0}{u} = \frac{25 \cdot 5,6}{4 \cdot 2,5 \cdot 3,14} = 4,5 \text{ kg/qcm.}$$

Will man auch in diesem Falle die auftretende Betonzugspannung ermitteln, so ist zunächst nach Gleichung (32)  $x$  zu bestimmen aus

$$x = \frac{\frac{25 \cdot 42^2}{2} + \frac{125 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 29,45 \cdot 36}{25 \cdot 42 + 125 \cdot 10 + 15 \cdot 29,45} = 16,12 \text{ cm}$$

und nach Gleichung (13):

$$y = 16,12 - 5 + \frac{100}{6(32,24 - 10)} = 11,87 \text{ cm,}$$

dann wird aus Gleichung (33a):

$$M = 912600 = \left[ \frac{150 \cdot 10 \cdot 11,87}{2} (2 \cdot 16,12 - 10) + \frac{25}{3} (6,12^3 + 25,88^3) + 15 \cdot 29,45 \cdot 19,88^2 \right] \frac{\sigma_{bd}}{16,12}$$

woraus  $\sigma_{bd} = 28,4 \text{ kg/qcm,}$

$$\sigma_{bz} = \frac{25,88}{16,12} \cdot 28,4 = 45,6 \text{ kg/qcm,}$$

oder rund  $750 \text{ kg}$  für  $1 \text{ m}$  Balkenlänge.

Die Berechnung wird nach dem üblichen Verfahren für durchgehende Balken von überall gleichem Trägheitsmoment ohne Rücksicht auf dessen Veränderlichkeit infolge der wechselnden Stärke und Lage der Eisenstäbe und etwaiger Verstärkung an den Stützen durchgeführt; derartige Abweichungen kommen der Sicherheit der Konstruktion zugute.

Die Angriffsmomente sind

a. bei  $0,4 \text{ l}$  der ersten Oeffnung

$$\begin{aligned} M_g &= + 0,08 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 150000 \\ -M_p &= - 0,02 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 25000 \\ +M_p &= + 0,10 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 125000 \end{aligned}$$

daher  $M_{\max} = + 275000,$

b. über der Mittelstütze

$$\begin{aligned} M_g &= - 0,10 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 187500 \\ -M_p &= - 0,11667 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 145838 \\ +M_p &= + 0,01667 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 20838 \end{aligned}$$

daher  $M_{\max} = - 333338$ ,

c. in der Mittelöffnung

$$M_g = + 0,025 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 46875$$

$$- M_p = - 0,05 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 62500$$

$$+ M_p = + 0,075 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 93750$$

$$\text{also } + M_{\max} = + 140625$$

$$- M_{\max} = - 15625.$$

Hiernach berechnen sich die Spannungen:

a. Bei 0,4 l der ersten Oeffnung:

Die Eiseneinlage besteht aus acht Rundeisen von 15 mm Durchmesser und 14,14 qcm Gesamtquerschnitt mit 5 cm Abstand von der Unterkante.

Da die Nulllinie in die Platte fällt, wird ihre Lage mit Hilfe der Gleichung (2) gefunden zu

$$x = \frac{15 \cdot 14,14}{150} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 35}{15 \cdot 14,14}} - 1 \right] = 8,63 \text{ cm}$$

$\sigma_b$  und  $\sigma_e$  ergeben sich dann aus den Gleichungen (4) und (5) zu

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 275000}{150 \cdot 8,63 \cdot 32,12} = 13,2 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = \frac{275000}{14,14 \cdot 32,12} = 606 \text{ kg/qcm}$$

b. Ueber der Zwischenstütze.

Für das negative Stützenmoment kommt, da der Beton keine Zugspannungen auf-

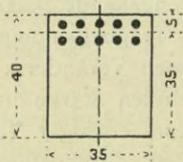


Bild 12.

nehmen soll, nur der balkenförmige Teil des Querschnitts mit den nach oben verschobenen Eiseneinlagen in Betracht. Dabei werden zwei weitere Rundeisen von 15 mm Durchmesser eingelegt, so daß der Gesamt-eisenquerschnitt 17,67 qcm beträgt.

Die Ermittlung der Lage der Nulllinie erfolgt wieder nach Gleichung (2)

$$x = \frac{15 \cdot 17,67}{35} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 35}{15 \cdot 17,67}} - 1 \right] = 16,66 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 333338}{35 \cdot 16,66 \cdot 29,45} = 38,8 \text{ kg/qcm}$$

$$\sigma_e = \frac{333338}{17,67 \cdot 29,45} = 640 \text{ kg/qcm.}$$

c. In der Mittelöffnung.

Das positive Maximalmoment ist erheblich kleiner als bei 0,4 l der ersten Oeffnung. Es genügen vier Rundeisen mit dem Gesamtquerschnitt 7,07 qcm.

$$x = \frac{15 \cdot 7,07}{150} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 37,25}{15 \cdot 7,07}} - 1 \right] = 6,58 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 140625}{150 \cdot 6,58 \cdot 35,06} = 8,1 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{140625}{7,07 \cdot 35,06} = 565 \text{ kg/qcm.}$$

Für das negative Moment  $- 15625$  genügt es, ein Rundeisen von 1 cm Durchmesser und 0,79 qcm Querschnitt in den oberen Teil zu legen. Dann wird

$$x = \frac{15 \cdot 0,79}{35} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 37,5}{15 \cdot 0,79}} - 1 \right] = 4,71 \text{ cm,}$$

$$\sigma_e = \frac{15625}{0,79 \cdot 35,93} = 550 \text{ kg/qcm.}$$

Will man auch hier, und zwar bei 0,4 l der ersten Oeffnung, die auftretende Betonzugspannung untersuchen, so ist zunächst

$$x = \frac{\frac{35 \cdot 40^2}{2} + \frac{115 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 14,14 \cdot 35}{35 \cdot 40 + 115 \cdot 10 + 15 \cdot 14,14} = 14,9 \text{ cm,}$$

$$y = 14,9 - 5 + \frac{10^3}{6(29,8 - 10)} = 10,74 \text{ cm.}$$

Dann ist nach Gleichung (33 a)

$$275000 = \frac{\sigma_{bd}}{14,9} \left[ \frac{150}{2} \cdot 10 \cdot 10,74 (29,8 - 10) + \frac{35}{3} (4,9^3 + 25,1^3) + 15 \cdot 14,14 \cdot 20,1^2 \right]$$

$$275000 = 29000 \sigma_{bd},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{275000}{29000} = 9,5 \text{ kg/qcm,}$$

$$\text{und } \sigma_{bz} = \frac{25,1}{14,9} \cdot 9,5 = 16 \text{ kg/qcm.}$$

Die Ermittlung der Schub- und Haftspannungen erfolgt überall wie bei den früheren Beispielen.

8. Ein Eisenbetonpfeiler von 30 . 30 cm Querschnitt mit vier Rundeisenstäben von 16 qcm Gesamtquerschnitt sei mit 30000 kg

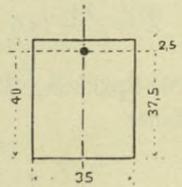


Bild 18.

zentrisch belastet. Die auftretenden Beton- und Eisenspannungen sollen berechnet werden.

Nach Gleichung (43) bis (45) wird

$$30000 = \sigma_b (30 \cdot 30 + 15 \cdot 16),$$

$$\sigma_b = \frac{30000}{1140} = 26,3 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 26,3 = 395 \text{ kg/qcm}.$$

9. Derselbe Pfeiler soll auf Knicken untersucht werden, wenn seine Höhe 4 m beträgt.

In der Eulerschen Formel

$$P = \frac{\pi^2 EJ}{s^2}$$

ist für den Beton

$$E = \frac{2100000}{15} = 140000$$

und  $s = \text{Sicherheitsgrad} = 10$  anzusetzen.

$$J = \frac{30^4}{12} + 15 \cdot 4 \cdot 4,0 \cdot 12^2 = 102060,$$

$$\text{also } P = \frac{10 \cdot 140000 \cdot 102060}{10 \cdot 160000} = 89303 \text{ kg}.$$

Da  $P$  nach dem vorigen Beispiel nur 30000 kg ist, so ist hinsichtlich des Betons keine Knickgefahr vorhanden. Damit auch bei den Eiseneinlagen ein Knicken nicht eintritt, muß sein

$$\frac{\pi^2 \cdot EJ}{5 l^2} = F \cdot k.$$

Die Spannung  $k$  des Eisens hatte sich oben zu 395 kg/qcm gefunden. Da beim Rundeisen

$$F = \frac{\pi d^2}{4} \text{ und } J = \frac{\pi d^4}{64}$$

ist, so wird

$$\frac{J}{F} = \frac{d^2}{16}$$

und es wird die zulässige Knicklänge der Eisenstäbe

$$l = d \sqrt{\frac{10 \cdot 2100000}{80 \cdot 395}} = 25,8 \text{ d}.$$

Um daher ein Knicken der Eisenstäbe zu vermeiden, sind sie in Abständen von

höchstens  $25,8 \cdot 2,26 = 58 \text{ cm}$  durch Quereisen zu verbinden. Die Abstände sollen indessen nach § 15 Z. 6 höchstens 30 cm betragen.

10. Ein Eisenbetonpfeiler von 25.25 cm Querschnitt und mit vier Eisenstäben von 2 cm Durchmesser werde mit 5000 kg exzentrisch, und zwar 10 cm aus der Mitte belastet. Es sollen die auftretenden Beton- und Eisenspannungen ermittelt werden.

Zur Lösung stehen die beiden Bedingungen zur Verfügung:

1. die Summe der äußeren und inneren Kräfte muß Null sein;  $\Sigma V = 0$ ,
2. die Summe der statischen Momente der auf den Querschnitt wirkenden Kräfte muß Null sein;  $\Sigma M = 0$ .

Ferner kommt die Bedingung in Betracht, daß die Spannungen sich verhalten wie die Abstände von der Nulllinie, multipliziert mit dem Elastizitätsmaß, d. h.

$$\sigma_b : \sigma_{ed} = x : n(x - a),$$

$$\sigma_b : \sigma_{ez} = x : n(h - a - x).$$

Aus der Bedingung 1. ergibt sich dann:

$$\begin{aligned} \text{a) } P &= \frac{bx}{2} \sigma_b + n f_e \sigma_b \left( \frac{x-a}{x} \right) \\ &\quad - \frac{h-a-x}{x} \left[ \frac{bx}{2} \right. \\ &\quad \left. + \frac{n f_e}{x} (2x-h) \right] \end{aligned}$$

und aus Bedingung 2.:

$$\begin{aligned} \text{b) } P(x-e) &= \sigma_b \frac{bx^2}{3} + n f_e \sigma_b \left[ \frac{(x-a)^2}{x} \right. \\ &\quad \left. + \frac{(h-a-x)^2}{x} \right] = \sigma_b \left[ \frac{bx^2}{3} \right. \\ &\quad \left. + \frac{n f_e}{x} (2x^2 - 2hx + 2a^2 + h^2 - 2ah) \right] \end{aligned}$$

Setzt man die aus diesen beiden Gleichungen sich ergebenden Werte von  $\sigma_b$  einander gleich, so ergibt sich durch weitere Zusammenziehung:

$$\frac{b}{6n f_e} x^3 - \frac{be}{2n f_e} x^2 - (2e-h)x = 2a^2 + h^2 - (2a+e)h,$$

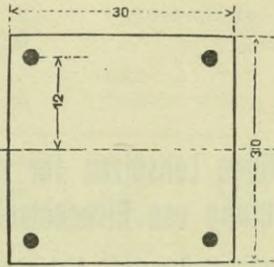


Bild 14.

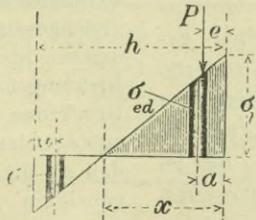
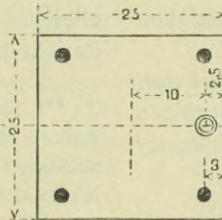


Bild 15.

oder unter Einsetzung der Werte  $b = 25$ ;  
 $n = 15$ ;  $f_e = 6,28$ ;  $e = 2,5$ ;  $h = 25$ ;  $a = 3$ :

$$\frac{25}{6 \cdot 15 \cdot 6,28} \cdot x^3 - \frac{25 \cdot 2,5}{2 \cdot 15 \cdot 6,28} x^2 + 20 x$$

$$= 2 \cdot 3^2 + 25^2 - 8,5 \cdot 25;$$

$$x^3 - 7,5 x^2 + 452,16 x = 9734.$$

Die Auflösung geschieht am einfachsten durch Versuchsrechnung, und es findet sich so genau genug  $x = 16,3$  cm.

Dann ist mittelst Gleichung (a):

$$5000 = \sigma_b \left( \frac{25 \cdot 16,3}{2} + \frac{15 \cdot 6,28}{16,3} \cdot 7,6 \right)$$

$$\sigma_b = 20,2 \text{ kg/qcm}$$

und es wird ferner:

$$\sigma_{ed} = \frac{15 \cdot 13,3 \cdot 20,2}{16,3} = 249 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{ez} = 249 \cdot \frac{5,7}{13,3} = 107 \text{ kg/qcm.}$$

## II. Auszug aus den „Vorläufigen Leitsätzen für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“

aufgestellt im Jahre 1904 vom Verbands Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine und dem Deutschen Betonverein.

Im allgemeinen ist der Inhalt dieser Leitsätze den vorhergehenden Bestimmungen gleich, jedoch mit Ausnahme folgender herausgegriffener Angaben:

### 4. Beton.

Der Beton soll in der Regel nach 28 tägiger Erhärtung unter gewöhnlichen Witterungsverhältnissen in Würfeln von 30 cm Seitenlänge eine Druckfestigkeit von 180—200 kg/qcm besitzen.

Der im Beton enthaltene Mörtel darf bei Verwendung eines gemischtkörnigen Sandes bis 7 mm Korngröße nicht magerer als 1 : 3\*) sein.

### III. Zulässige Spannungen.

b) In der Voraussetzung, daß der verwendete Beton nach 28 tägiger Erhärtung eine Druckfestigkeit von 180 bis 200 kg/qcm und das Eisen eine Zugfestigkeit von 3800—4000 kg/qcm besitzt, sollen bei Anwendung der im Folgenden gegebenen Annäherungsrechnung die nachstehenden Spannungswerte nicht überschritten werden:

- bei Beton auf Druck bei Biegung 40 kg/qcm
- » » » unmittelbar. Druck 35 »
- » » » Schub bei Biegung 4,5 » (\*\*)
- » » » Haftspannung . . 7,5 »
- » Eisen » Zug . . . . . 1000 »

Für Beton von höherer Druckfestigkeit sind entsprechend höhere Spannungswerte für Druck zulässig, bis zu 50 kg/qcm. Gleiches gilt von Eisen mit höherer Zugfestigkeit.

\*\*) Sofern sich bei Deckenplatten und Balken eine höhere Schubspannung als die zulässige von 4,5 kg/qcm ergibt, ist mit Rücksicht auf die unter 45° geneigten, in der Nähe der Auflager auftretenden Zugspannungen, welche der Schubspannung gleichgesetzt werden können, ein Teil der unteren Eiseneinlagen daselbst in geneigter Richtung nach oben abzubiegen und in der Druckzone zu verankern. Die Zahl der abzubiegenden Eisen bestimmt sich daraus, daß sie die über 4,5 kg/qcm hinausgehenden geneigten Zugspannungen aufzunehmen haben.

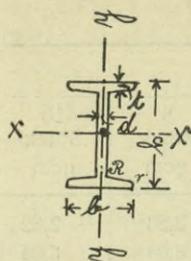
In Rücksicht auf die bessere Uebertragung der Schubkräfte aus dem Balkensteg in die Deckenplatte wird empfohlen, bei Plattenbalken den Uebergang mit einer Abrundung oder Abschrägung zu versehen.

\*) Vergl. hierzu die Erläuterungen auf S. 22 dieser Leitsätze.

### Zahlentafel für Rundeisen.

Durch- messer mm	Gewicht für lfdm kg	Fläche qcm	Fläche von					
			3 Stück qcm	4 Stück qcm	5 Stück qcm	6 Stück qcm	8 Stück qcm	10 Stück qcm
6	0,220	0,28	0,85	1,13	1,41	1,70	2,26	2,82
7	0,300	0,38	1,15	1,54	1,92	2,31	3,08	3,84
8	0,392	0,50	1,51	2,01	2,51	3,01	4,02	5,02
9	0,496	0,64	1,91	2,54	3,18	3,82	5,08	6,36
10	0,612	0,79	2,36	3,14	3,93	4,71	6,28	7,85
11	0,740	0,95	2,85	3,80	4,75	5,70	7,60	9,50
12	0,881	1,13	3,39	4,52	5,65	6,79	9,05	11,31
13	1,034	1,33	3,98	5,31	6,64	7,96	10,62	13,27
14	1,199	1,54	4,62	6,10	7,70	9,24	12,32	15,39
15	1,377	1,77	5,30	7,07	8,84	10,60	14,14	17,67
16	1,568	2,01	6,03	8,04	10,05	12,06	16,08	20,11
17	1,768	2,27	6,81	9,08	11,35	13,62	18,16	22,70
18	1,983	2,54	7,63	10,18	12,72	15,26	20,36	25,45
19	2,209	2,84	8,51	11,34	14,18	17,02	22,68	28,35
20	2,488	3,14	9,42	12,57	15,71	18,84	25,14	31,42
21	2,693	3,46	10,39	13,85	17,32	20,78	27,70	34,64
22	2,962	3,80	11,40	15,21	19,01	22,81	30,41	38,01
23	3,257	4,18	12,46	16,62	20,77	24,93	33,24	41,55
24	3,525	4,52	13,57	18,10	22,62	27,14	36,19	45,24
25	3,824	4,91	14,73	19,63	24,54	29,45	39,27	49,09
26	4,136	5,31	15,93	21,24	26,55	31,86	42,47	53,10
27	4,461	5,73	17,18	22,90	28,63	34,35	45,80	57,26
28	4,797	6,16	18,47	24,63	30,79	36,94	49,26	61,58
29	5,146	6,60	19,81	26,42	33,02	39,62	52,84	66,85
30	5,507	7,07	21,21	28,27	35,34	42,41	56,55	70,68
31	5,280	7,55	22,64	30,19	37,74	45,29	60,38	75,48
32	6,266	8,04	24,13	32,17	40,21	48,26	64,34	80,42
33	6,644	8,55	25,66	34,21	42,76	51,32	68,42	85,53
34	7,074	9,08	27,24	36,32	45,40	54,48	72,63	90,79
35	7,496	9,62	28,86	38,48	48,11	57,73	76,97	96,21
36	7,930	10,18	30,54	40,72	50,90	61,07	81,43	101,79
37	8,377	10,75	32,26	43,01	53,76	64,51	86,02	107,52
38	8,836	11,34	34,02	45,36	56,70	68,04	90,73	113,41
39	9,307	11,94	35,48	47,78	59,73	71,68	95,57	119,46
40	9,791	12,56	37,70	50,26	62,83	75,40	100,53	125,66

### Normalprofile für I-Eisen.



Bis  $h = 250$  mm ist  $b = 0,4 \cdot h + 10$  mm;  $d = 0,03 \cdot h + 1,5$  mm.

Für  $h > 250$  mm ist  $b = 0,5 \cdot h + 35$  mm;  $d = 0,036 \cdot h$ .

Neigung der inneren Flanschflächen 14 v. H.

$R = d$ ;  $r = 0,6 d$ .

Normallänge 4—10 m; größte Länge 14 m.

Profil-Nr.	Abmessungen in mm				Querschnitt in $q_{cm}$	Gewicht für 1 m in kg	Momente in $cm$ für die x—x-Achse		Momente in $cm$ für die y—y-Achse	
	h	b	d	t			Trägheitsmoment $J_x$ ( $cm^4$ )	Widerst.-moment $W_x$ ( $cm^3$ )	Trägheitsmoment $J_y$ ( $cm^4$ )	Widerst.-moment $W_y$ ( $cm^3$ )
8	80	42	3,9	5,9	7,57	5,91	77,7	19,4	6,28	2,99
9	90	46	4,2	6,3	8,99	7,02	117,0	25,9	8,76	3,81
10	100	50	4,5	6,8	10,6	8,88	170,0	34,1	12,2	4,86
11	110	54	4,8	7,2	12,3	9,59	238,0	43,3	16,2	5,99
12	120	58	5,1	7,7	14,2	11,1	327,0	54,5	21,4	7,38
13	130	62	5,4	8,1	16,1	12,6	435,0	67,0	27,4	8,85
14	140	66	5,7	8,6	18,2	14,2	572,0	81,7	35,2	10,7
15	150	70	6,0	9,0	20,4	15,9	734,0	97,5	43,7	12,5
16	160	74	6,3	9,5	22,8	17,8	933,0	117,0	54,5	14,7
17	170	78	6,6	9,9	25,2	19,7	1165,0	137,0	66,5	17,1
18	180	82	6,9	10,4	27,9	21,7	1444,0	161,0	81,3	19,8
19	190	86	7,2	10,8	30,5	23,8	1759,0	185,0	97,2	22,6
20	200	90	7,5	11,3	33,4	26,1	2139,0	214,0	117,0	25,9
21	210	94	7,8	11,7	36,3	28,3	2558,0	244,0	137,0	29,8
22	220	98	8,1	12,2	39,5	30,8	3055,0	278,0	163,0	33,3
23	230	102	8,4	12,6	42,6	33,3	3605,0	314,0	188,0	36,9
24	240	106	8,7	13,1	46,1	35,9	4239,0	353,0	222,0	41,6
25	250	110	9,0	13,6	49,7	38,7	4954,0	396,0	255,0	46,4
26	260	113	9,4	14,1	53,3	41,6	5735,0	441,0	287,0	50,6
27	270	116	9,7	14,7	57,1	44,5	6623,0	491,0	325,0	56,0
28	280	119	10,1	15,2	61,6	47,6	7575,0	541,0	363,0	60,8
29	290	122	10,4	15,7	64,8	50,6	8619,0	594,0	403,0	66,1
30	300	125	10,8	16,2	69,0	53,8	9785,0	652,0	449,0	71,9
32	320	131	11,5	17,3	77,7	60,6	12493,0	781,0	554,0	84,6
34	340	137	12,2	18,3	86,7	67,6	15670,0	922,0	672,0	98,1
36	360	143	13,0	19,5	97,0	75,7	19576,0	1088,0	817,0	114,0
38	380	149	13,7	20,5	107,0	83,4	23978,0	1262,0	972,0	131,0
40	400	155	14,4	21,6	118,0	91,8	29173,0	1459,0	1160,0	150,0
42 <sup>1/2</sup>	425	163	15,3	23,0	132,0	103,9	36956,0	1739,0	1433,0	176,0
45	450	170	16,2	24,3	147,0	115,0	45888,0	2040,0	1722,0	203,0
47 <sup>1/2</sup>	475	178	17,1	25,6	163,0	127,0	56410,0	2375,0	2084,0	234,0
50	500	185	18,0	27,0	179,0	140,0	68736,0	2750,0	2470,0	267,0
55	550	200	19,0	30,0	212,0	166,0	99054,0	3602,0	3486,0	349,0

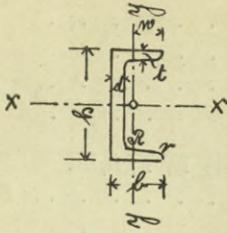
### Normalprofile für C-Eisen.

$$b = 0,25 h + 25 \text{ mm.}$$

Neigung der inneren Flanschlflächen 8 v. H.

$$R = t; r = \frac{t}{2}.$$

Normallänge 4—8 m; größte Länge 12 m.



Profil-Nr.	Abmessungen in mm				Querschnitt F in qcm	Gewicht für 1 m in kg	Momente in cm für die x—x - Achse		Momente in cm für die y—y - Achse		Schwerpunkt- abstand w in mm
	h	b	d	t			Trägheits- moment Jx (cm <sup>4</sup> )	Widerst.- moment Wx (cm <sup>3</sup> )	Trägheits- moment Jy (cm <sup>4</sup> )	Widerst.- moment Wy (cm <sup>3</sup> )	
3	30	33	5,0	7,0	5,44	4,24	6,39	4,26	5,33	2,68	19,9
4	40	35	5,0	7,0	6,21	4,85	14,1	7,1	6,68	3,08	21,7
5	50	38	5,0	7,0	7,42	5,55	26,4	10,6	9,12	3,75	24,3
6 <sup>1/2</sup>	65	42	5,5	7,5	9,03	7,05	57,5	17,7	14,1	5,06	27,8
8	80	45	6,0	8,0	11,0	8,6	106,0	26,5	19,4	6,37	30,5
10	100	50	6,0	8,5	13,5	10,5	206,0	41,1	29,3	8,5	34,5
12	120	55	7,0	9,0	17,0	13,3	364,0	60,7	43,2	11,1	39,0
14	140	60	7,0	10,0	20,4	15,9	605,0	86,4	62,7	14,8	42,5
16	160	65	7,5	10,5	24,0	18,7	925,0	116,0	85,3	18,3	46,6
18	180	70	8,0	11,0	28,0	21,8	1354,0	150,0	114,0	22,4	50,8
20	200	75	8,5	11,5	32,2	25,1	1911,0	191,0	148,0	27,0	54,9
22	220	80	9,0	12,5	37,4	29,2	2690,0	245,0	197,0	33,6	58,6
24	240	85	9,5	13,0	42,3	33,0	3598,0	300,0	248,0	39,6	62,7
26	260	90	10,0	14,0	48,3	37,7	4823,0	371,0	317,0	47,8	66,4
28	280	95	10,0	15,0	53,3	41,6	6272,0	450,0	399,0	57,2	69,7
30	300	100	10,0	16,0	58,3	45,8	8026,0	535,0	495,0	67,8	73,0

### Eigengewicht einiger Baustoffe in kg für 1 cbm oder 1 qm.

Asphalt, 1 cbm . . . . .	1500
Beton aus Zement und Kies, 1 cbm . . . . .	2000
Desgl. mit Eiseneinlage, 1 cbm . . . . .	2400
Desgl. aus Bims Kies, 1 cbm . . . . .	1200
Desgl. aus Schlacken, 1 cbm . . . . .	1200
Erde und Lehm, trocken, 1 cbm . . . . .	1600
Desgl., mit Wasser gesättigt, 1 cbm . . . . .	1900
Gipsfuß (Estrich), 1 cbm . . . . .	970
Gipsdielen, 5 cm stark, 1 qm . . . . .	33
Granit, 1 cbm . . . . .	2700
Gußeisen, 1 cbm . . . . .	7250
Kalkmörtel, feucht, 1 cbm . . . . .	1230
Kies, 1 cbm . . . . .	1800
Koksasche, 1 cbm . . . . .	600
Marmor, 1 cbm . . . . .	2600
Monierplatten, 5 cm stark, 1 qm . . . . .	120
Rabitzwand mit Drahtnetz einlage, 4 cm stark, 1 qm . . . . .	60
Sandstein, 1 cbm . . . . .	2300
Sandsteinmauerwerk, 1 cbm . . . . .	2200

Kiefernholz, 1 cbm . . . . .	650
Eichenholz, 1 cbm . . . . .	800
Linoleum, 4,5 mm stark, 1 qm . . . . .	5,5
Desgl., 3,3 mm stark, 1 qm . . . . .	4,3

**Fußbodenbelastungen (ohne Eigengewicht) in kg/qm.**

In Wohngebäuden und kleineren Geschäftshäusern . . . . .	200—250
„ Schulräumen . . . . .	250
„ größeren Geschäftshäusern und Gasthäusern . . . . .	400
Von Versammlungs- und Tanzsälen . . . . .	450
„ Werkstätten mit Maschinenbetrieb . . . . .	300—1000
„ Heu- und Strohböden . . . . .	400
„ Kornböden (60—70 cm hohe Schüttung) . . . . .	500
„ Speditionsspeichern, Lagern für Zucker, Salz, Zement usw. . . . .	500—1200
In Durchfahrten . . . . .	800—1250
Auf Balkonen, Erkern, Altanen . . . . .	250—400
„ Treppen, für 1 qm im Grundriß gemessen . . . . .	400—600

**Griechisches Alphabet.**

<i>Aa</i>	<i>Bβ</i>	<i>Γγ</i>	<i>Δδ</i>	<i>Eε</i>	<i>Zζ</i>	<i>Hη</i>	<i>Θθ</i>	<i>Iι</i>	<i>Kκ</i>	
Alpha,	Beta,	Gamma,	Delta,	Epsilon,	Zeta,	Eta,	Theta,	Jota,	Kappa,	
<i>Λλ</i>	<i>Mμ</i>	<i>Nν</i>	<i>Ξξ</i>	<i>Oο</i>	<i>Ππ</i>	<i>Ρρ</i>	<i>Σσ</i>	<i>Ττ</i>	<i>Υυ</i>	<i>Φφ</i>
Lambda,	My,	Ni,	Xi,	Omikron,	Pi,	Rho,	Sigma,	Tau,	Ypsilon,	Phi,
				<i>Χχ</i>	<i>Ψψ</i>	<i>Ωω</i>				
				Chi,	Psi,	Omega.				

**Quellenverzeichnis.**

Einzelne Werke.

Fer-béton systeme Matrài. Notice descriptive (Eisenbeton Bauart Matrài, Beschreibung). Paris 1900.

Zeitschriften.

Beton und Eisen 1903. S. 12. Zur Geschichte des Verbundes von Beton und Eisen. I. Die Anfänge und die Anfänger.

Desgl. 1903. S. 82. Ein 50 Jahre altes Schiff.

Desgl. 1903. S. 142. Gustav Adolf Wayß.

Desgl. 1903. S. 155. Zöllnersche Zellendecke der Firma Wayß & Freitag A. G.

Zement und Beton 1904. S. 11. Zwillingskanal für die Wasserleitung in Newark.

Desgl. S. 160. Säule aus Eisenbeton.

Bauingenieur-Zeitung 1903. S. 41. Monierrohr.

Zeitschrift für Bauwesen 1897. Sp. 143. Die Bauweise Möller.

Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins 1901. S. 97 und ff., sowie 1902 und ff. Neuere Bauwerke und Bauweisen aus Beton und Eisen.

Desgl. 1901. S. 191. Entwicklung des Eisenbetonbaues von Beginn bis zur Gegenwart.

Oesterreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst. Jahrgang XI. S. 240. Spolek architektuv a inženýru v království Ceskem in Prag.

Außerdem sind Anwendungsbeispiele im theoretischen Teil in veränderten Formen der: Deutschen Bauzeitung, Zement und Beton, Süddeutschen Bauzeitung und der Oesterr. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst entnommen.

Tabellen frei aufliegender Eisenbetonplatten.

Nutzlast für den qm in kg	Spannweiten in Metern																										
	1,0		1,5		2,0		2,5		3,0		3,5		4,0		4,5		5,00										
	h	F	G	h	F	G	h	F	G	h	F	G	h	F	G	h	F	G									
250	4,70	2,17	113	6,26	3,41	150	7,96	4,77	191	9,81	6,26	235	11,8	7,81	284	14,0	9,60	336	16,3	11,5	393	18,7	13,4	450	20,4	14,7	490
300	4,90	2,32	118	6,55	3,65	157	8,34	5,08	200	10,3	6,64	247	12,9	8,33	297	15,7	10,2	352	17,1	12,1	411	19,6	14,1	470	21,3	15,5	511
350	5,09	2,48	122	6,82	3,86	164	8,71	5,37	209	10,8	7,01	258	12,9	8,75	310	17,3	10,6	367	17,8	12,7	427	20,3	14,7	487	22,1	16,1	530
400	5,25	2,61	126	7,08	4,11	170	9,05	5,65	217	11,2	7,34	298	13,4	9,16	322	15,9	11,1	381	18,5	13,2	443	21,0	15,2	505	22,9	16,7	547
450	5,42	2,74	130	7,32	4,27	176	9,37	5,91	225	11,6	7,67	277	13,9	9,55	334	16,4	11,6	394	19,1	13,7	458	21,8	15,9	522	23,7	17,4	568
500	5,57	2,86	134	7,55	4,45	181	9,68	6,15	232	12,0	7,97	287	14,4	9,91	345	16,9	12,0	407	19,6	14,1	471	22,4	16,3	535	24,4	17,9	584
550	5,72	2,98	137	7,78	4,63	187	9,97	6,39	239	12,3	8,26	295	14,8	10,3	355	17,4	12,4	419	20,3	14,6	486	23,1	16,9	553	25,1	18,5	601
600	5,86	3,11	141	7,99	4,80	192	10,3	6,62	246	12,7	8,54	304	15,2	10,6	365	17,9	12,8	431	20,8	15,1	499	23,6	17,3	567	25,7	19,0	616
650	6,00	3,20	144	8,19	4,95	197	10,5	6,83	252	13,0	8,81	312	15,2	10,9	375	18,4	13,1	441	21,3	15,5	511	24,1	17,8	581	26,3	19,5	630
700	6,13	3,31	147	8,39	5,12	201	10,7	7,04	259	13,3	9,07	319	16,0	11,2	384	19,3	13,5	452	21,8	15,9	524	24,8	18,3	596	27,0	20,0	647
750	6,26	3,41	150	8,58	5,27	206	11,1	7,23	265	13,6	9,33	327	16,4	11,5	393	19,3	13,9	463	22,3	16,3	536	25,3	18,9	610	27,6	20,5	664
800	6,38	3,51	153	8,77	5,42	210	11,3	7,45	271	13,9	9,57	335	16,8	11,8	402	19,7	14,2	473	22,8	16,7	548	25,9	19,5	623	28,1	21,0	676
850	6,50	3,61	156	8,94	5,56	215	11,5	7,64	277	14,2	9,81	342	17,1	12,1	410	20,1	14,5	483	23,3	17,1	559	26,5	19,8	636	28,7	21,4	690
900	6,62	3,70	159	9,12	5,71	219	11,7	7,82	282	14,5	10,0	349	17,5	12,4	419	20,5	14,8	492	23,8	17,4	570	27,0	20,1	648	29,2	21,9	604
950	6,73	3,79	162	9,29	5,84	223	12,0	8,01	288	14,8	10,3	356	17,8	12,7	427	20,9	15,2	502	24,2	17,8	581	27,5	20,4	660	29,8	22,3	717
1000	6,84	3,88	164	9,46	5,97	227	12,2	8,15	292	15,1	10,5	362	18,1	12,9	435	21,3	15,5	511	24,6	18,1	591	28,0	20,8	671	30,4	22,7	729
250	4,34	1,87	104	5,85	3,09	140	7,09	4,08	170	8,86	5,50	213	10,3	6,65	247	11,8	7,87	284	14,0	9,62	336	15,8	11,0	378	18,2	12,9	436
300	4,51	2,01	108	6,12	3,30	147	7,43	4,35	178	9,30	5,85	223	10,8	7,05	259	12,4	8,33	297	14,7	10,2	352	16,5	11,6	396	19,0	13,6	456
350	4,67	2,14	112	6,37	3,51	153	7,75	4,60	186	9,70	6,17	233	11,3	7,41	270	13,0	8,75	310	15,3	10,6	367	17,2	12,1	412	19,7	14,2	470
400	4,82	2,26	116	6,61	3,69	159	8,05	4,84	193	10,1	6,48	242	11,7	7,78	281	13,4	9,16	322	15,9	11,1	381	17,8	12,65	427	20,5	14,8	490
450	4,95	2,37	119	6,83	3,87	164	8,33	5,07	200	10,5	6,77	251	12,1	8,12	291	14,0	9,55	334	16,4	11,5	394	18,4	13,1	442	21,1	15,3	507
500	5,10	2,48	122	7,05	4,04	169	8,60	5,29	206	10,8	7,06	259	12,5	8,44	301	14,4	9,91	345	16,9	12,0	407	19,0	13,6	456	21,4	16,0	524
550	5,23	2,59	126	7,25	4,21	174	8,86	5,49	213	11,1	7,32	267	12,9	8,74	310	14,8	10,3	355	17,4	12,4	419	19,5	14,1	469	22,4	16,4	537
600	5,38	2,71	129	7,43	4,35	178	9,08	5,68	218	11,4	7,56	275	13,3	9,04	319	15,2	10,6	365	17,9	12,8	431	20,1	14,5	481	23,0	17,0	551
650	5,47	2,78	131	7,63	4,51	183	9,34	5,88	224	11,7	7,81	282	13,6	9,32	327	15,6	10,9	375	18,4	13,1	441	20,6	14,9	491	23,5	17,4	563
700	5,59	2,88	134	7,81	4,66	187	9,57	6,07	230	12,0	8,05	289	14,0	9,58	335	16,0	11,2	384	18,9	13,5	452	21,1	15,3	506	24,7	18,2	591
750	5,70	2,96	137	7,97	4,80	192	9,80	6,26	235	12,3	8,26	296	14,3	9,86	343	16,4	11,5	393	19,3	13,9	463	21,6	15,7	517	25,1	18,6	604
800	5,81	3,05	139	8,16	4,93	196	10,0	6,42	240	12,6	8,49	302	14,6	10,1	351	16,8	11,8	402	19,7	14,2	473	22,0	16,1	529	25,2	19,0	617
850	5,91	3,14	142	8,32	5,06	200	10,2	6,58	245	12,9	8,71	309	15,0	10,4	359	17,1	12,1	410	20,1	14,5	483	22,5	16,4	539	25,7	19,4	617
900	6,02	3,22	144	8,48	5,19	204	10,4	6,75	250	13,1	8,92	315	15,3	10,6	366	17,5	12,4	419	20,5	14,8	492	22,9	16,8	550	26,2	19,4	630
950	6,11	3,30	147	8,64	5,32	207	10,6	6,91	255	13,4	9,12	321	15,6	10,9	373	17,8	12,7	427	20,9	15,2	502	23,4	17,1	561	26,7	19,8	640
1000	6,21	3,37	149	8,79	5,44	211	10,8	7,06	259	13,6	9,27	327	15,8	11,1	380	18,1	13,0	435	21,3	15,5	511	23,8	17,4	570	27,1	20,2	651

Es bedeuten:

h = die Gesamthöhe der Platte, F = den Eisenquerschnitt auf 1 m Plattenbreite, G = das Gewicht für den Quadratmeter Eisenbetonplatte.  
Das Eigengewicht der Platten ist in den angegebenen Werten bereits berücksichtigt.

## Sach-Register.

Die mit \* versehenen Zahlen geben die Seite an, auf welcher sich die das Stichwort betreffenden Bilder befinden.

	Seite		Seite
Abnahme . . . . .	215	Baupolizeiliche Prüfung . . . . .	213
Achse, neutrale . . . . . 104 127 133 155	210	Bauschinger, Prof. . . . .	12 93
Adhäsionsfestigkeit . . . . .	93	Baupolizei, Berliner . . . . .	112
Alphabet, griechisches . . . . .	234	Bauweise Ast & Co. . . . .	4 *58
Anfangsspannungen . . . . .	96	Bauweise Bramigk . . . . .	4
Ankerdecke . . . . .	33 *34	Bauweise Hennebique . . . . . 4 *13 14	*57
Ankerdecke mit Schereneiseneinlage . 32	*34	Bauweise Herbst . . . . .	4
Ankerdecke mit Spiraleiseneinlage . .	*32	Bauweise von Locher & Co. . . . .	*58
Ankerdecke nach Lolat . . . . .	*34 36	Bauweise Möller . . . . .	4
Anker der Matraidecke . . . . .	*26	Bauweise Monier . . . . .	4
Ankereisen . . . . .	41	Bauweise Opelt & Hennersdorf . . . .	*68
Ankerisendecken . . . . .	41	Bauweise Visintini . . . . .	4
Ankerklauen . . . . .	52	Bauweise, unerprobte . . . . .	213
Anpassungsfähigkeit des Eisenbetons .	3	Beanspruchung des Betons auf Zug und	
Anwendung der Berechnungsweisen . .	134	Druck . . . . .	140
Anziehhebel . . . . .	34	Behälter . . . . .	6
Arbeitskurven des Betons für Zug und		Belastung, bewegliche . . . . .	164
Druck . . . . .	94 97	Belastung des Daches . . . . .	150
Architektur beim Eisenbeton . . . . .	14	Belastung für 1 qm . . . . .	120
Arkadenbogen . . . . .	79	Belastung, ruhende . . . . .	20
Ast'sche Decke . . . . .	*58	Belastungswerte . . . . .	124
Ast & Co. . . . .	13 79	Berechnung auf Knicken . . . . .	131
Auflagerdruck . . . . . 79 159 164 188 191	192	Berechnung der Bogenstärke . . . . .	*189
Auflagergelenke . . . . . 171 174 187	188	Berechnung der Durchbiegung . . . . .	202
Auflagerstützpunkt . . . . .	20	Berechnung der Eisenbetonplatten . .	112
Außendruck . . . . .	86	Berechnung der Frankendecke . . . . .	67
Auskragungen an Rippenbalkendecken .	*52	Berechnung der Thulbalken . . . . .	66
Aussteifung . . . . .	81	Berechnung der Visintiniträger . . . .	64
Bach, von, Prof. . . . .	94 98	Berechnung des einfach gekrümmten	
Balken . . . . .	123	Eisenbetonstabes . . . . .	192
Balken aus Eisenbeton . . . . .	4 16	Berechnung einer Eisenbahnbrücke .	167 *168
Balkendecke . . . . .	13 *50 52	Berechnung einer freistehenden Wand .	*146
Balkendecke, Grundform der — . . . .	*51	Berechnung einer Wohnhausdecke . . .	114
Balkendecke nach Monier . . . . .	*51	Berechnung flacher Bögen . . . . .	157
Balkenbrückenbauweisen . . . . .	85 86	Berechnungsweisen . . . . .	100
Balkeneiseneinlage . . . . .	51	Berechnung von Eisenbetonsäulen . . .	*129
Balken, Tragkraft des — . . . . .	128	Bestimmungen, amtliche . . . . .	99
Balkenverteilung einer Eisenbetondecke.	*50	Bestimmung des Querschnitts der Eisen-	
Barkhausen, Prof. . . . .	95	einlage bei Rohren . . . . .	183
		Betonbauten mit Eisengerippen . . . .	3

	Seite		Seite
Betondiele . . . . .	138 139	Brücken aus Eisenbeton . . . . .	14
Betondruckfläche . . . . .	51	Brückenbau . . . . .	15 81
Betondruckspannung . . . . .	145 178	Brückenbauten . . . . .	8 47
Betoneisenbauten . . . . .	3	Brückenbauweisen . . . . .	79
Betoneisenbauweise . . . . .	82	Brückenbögen . . . . .	170
Betoneisendecken . . . . .	23	Brückengewölbe . . . . .	82
Betoneisensäulen . . . . .	69 72	Brücken nach Hennebique . . . . .	83 *84
Betongewicht . . . . .	171	Brücken nach Lolat . . . . .	*85
Betonkörper, gegossene . . . . .	66	Brücken nach Maciachini . . . . .	85
Betonmischung bei Streckmetall . . . . .	31	Brücken nach Melan . . . . .	*81
Betonmischung nach Matrâi . . . . .	28	Brücken nach Möller . . . . .	83
Betonmischungsverhältnis nach Melan . . . . .	81	Brücken nach Monier . . . . .	*80 *84
Betonmörtel, feuchter . . . . .	66	Brücken nach Ribéra . . . . .	82
Betonpfähle . . . . .	16	Brücken nach Wünsch . . . . .	82 *83
Betonplatten mit Eiseneinlagen . . . . .	41	Brückenträger . . . . .	64
Betonspannung . . . . .	115 122 152 184 185	Brücken von Eisenbeton . . . . .	170
Betonspannung bei Biegung . . . . .	98	Bruchwiderstand gegen Zerdrücken . . . . .	94
Betonspannung bei reinem Druck . . . . .	98	Brunnenabteufungen . . . . .	90
Betonspannung in einem Betonrohr . . . . .	185	Bügel . . . . .	21 22 42 57
Betonstufen . . . . .	73 74	Bulbeisen . . . . .	*54 55
Betonverein, deutscher . . . . .	98 114	Carling . . . . .	97
Betonzugspannungen . . . . .	174	Coignet . . . . .	5 7 9 13 94 96
Beton zur Einbettung des Eisens . . . . .	152	Coignetrohre . . . . .	*88
Bibliotheksgebäude in Amsterdam . . . . .	10	Considère . . . . .	94 96 97
Biegungsansprüche . . . . .	21	Cottancin . . . . .	11
Biegungsbeanspruchung . . . . .	162	Christophe . . . . .	97
Biegungsfestigkeit . . . . .	102 103 166 176	Dachbauten . . . . .	60
Biegungsfestigkeit bei I-Trägern . . . . .	54	Dachbinder . . . . .	64
Biegungsfestigkeit, Grundformeln der — . . . . .	*104	Dachgewölbe aus Streckmetall . . . . .	*48
Biegungsgesetz nach Navier . . . . .	93	Dampfschornsteine . . . . .	16
Biegungsmoment 20 24 123 135 137 139		Decke, Ausgestaltung der — . . . . .	*51
147 148 150 152 153 157 159 160 161		Decke mit Streckmetall . . . . .	*31
162 164 166 168 171 172 175 176 186		Decke, gewölbte, nach Eggert . . . . .	*50
	190 208	Decke, gewölbte, nach Golding . . . . .	*50
Biegungsspannungen . . . . .	*19 57 130 187 189	Decke nach Dietrichkeit . . . . .	*32
Bindedrähte . . . . .	21 22	Decke nach Ebert . . . . .	*30
Blecheinlage bei Rohren . . . . .	91	Decke nach Franke . . . . .	*66
Blech, gelochtes . . . . .	76	Decke nach Habrich . . . . .	30 *31
Blechlaschen . . . . .	69	Decke nach Koenen . . . . .	24
Bogenbalken . . . . .	65 66	Decke nach Matrâi . . . . .	25 *26 27
Bogenbrücken . . . . .	79 83	Decke nach Monier . . . . .	*22
Bogen, elastischer . . . . .	94	Decke nach Müller, Marx & Co. . . . .	*28
Bogenform, parabolische . . . . .	45	Decke nach Opelt & Heppersdorf . . . . .	*68
Bogengerippe . . . . .	83	Decke nach Pötsch . . . . .	*67
Bogenstärke . . . . .	177	Decke nach Siegwart . . . . .	*60
Bogenstärkenermittlung . . . . .	179	Decke nach Visintini . . . . .	*62
Bogenstich . . . . .	80	Decke nach Wayß . . . . .	*23
Bogenzwickel . . . . .	82	Decke nach Zöllner . . . . .	22 *23
Bonnarohre . . . . .	*89	Deckenausführungen, gerade . . . . .	18
Bouiceau . . . . .	96	Decken aus fertigen Balken . . . . .	*59
Bramigkdecke . . . . .	*28	Deckenbauweisen . . . . .	16 18
Bruchfestigkeit . . . . .	98	Deckenplatten . . . . .	24 42 43 53 66 77 122
Bruchfestigkeit des Betons . . . . .	124		
Bruchfuge . . . . .	46		

	Seite		Seite
Decken, selbsttragende . . . . .	50	Eigengewicht nebst Nutzlast . . . . .	147
Deckenspanneisen . . . . .	34	Eigengewicht von Baustoffen . . . . .	233 234
Dehnungen bei Beton . . . . .	94	Einbindung der Deckenplatte . . . . .	77
Dehnungsfähigkeit des Betons . . . . .	94	Einflußfläche . 159 *161 162 165 167 168 187	
Diagonaldrähte . . . . .	28	Einflußlinie . 123 128 157 159 161 167 170	
Diele aus Beton . . . . .	138	Einflußlinie für das Biegemoment . . . . .	187
Dietrichkeitdecke . . . . .	15 *32	Einklemmung . . . . .	147
Dietrichkeits-Ankerdecke mit Scheren- eiseneinlagen . . . . .	*34	Einlageeisen . . . . .	19
Dippelboden . . . . .	16	Einlageeisen, Verankerung der — . . . . .	23
Doppelwand . . . . .	139	Einspannstellen . . . . .	20 21 52
Drahtbügel . . . . .	69	Einspannungsfestigkeit . . . . .	98
Drahteinlagen . . . . .	90	Einspannungsmoment . . . . .	123
Drähte . . . . .	22	Eisen als Mörtelträger . . . . .	7
Drahtgewebe als Putzträger . . . . .	49	Eisenbahnschwellen . . . . .	8
Drahtgewebecinlage . . . . .	75	Eisenbeton . . . . .	3
Drahtketten . . . . .	27	Eisenbeton, Anpassungsfähigkeit des —s . . . . .	3
Drahtnetz . . . . .	22 27 76	Eisenbetonbalken . . . . .	12 24 25 52 99
Drahtschlingen . . . . .	88	Eisenbetonbalkenausführungen . . . . .	79
Drahtziegel . . . . .	*49	Eisenbetonbauten . . . . .	4
Drahtziegelbauweise . . . . .	*49	Eisenbetonbauweisen . . . . .	18
Drehachse . . . . .	147	Eisenbetonbauweise in Deutschland . . . . .	11
Dreigelenkbogen . . . . .	82 159	Eisenbetonbögen . . . . .	170
Druck, exzentrischer . . . . .	223	Eisenbetonbögen, schwachgekrümmte . . . . .	153
Druck, zentrischer . . . . .	223	Eisenbetonbrücken . . . . .	13 14 79
Druckbeanspruchung . . . . .	170	Eisenbetondecken . . . . .	4 14 23 *43 44
Druckfestigkeit . . . . .	77 101 166 176	Eisenbetonbaugeschichte . . . . .	5
Druckgurtung . . . . .	53	Eisenbetongewölbe . . . . .	178
Druckkraft . . . . .	110	Eisenbetonplatte 18 47 50 52 55 73 *124 150	
Druckkraft des Betons . . . . .	155	Eisenbetonplatten, Zahlentafeln für die Berechnung von — . . . . .	235
Druckprisma . . . . .	155	Eisenbetonplattenbalken . . . . .	10
Druckspannung 12 18 54 67 125 133 151 182 183 189 190 192 198 200		Eisenbetonplatten für große Spannweiten *24	
Druckspannung des Betons . . . . .	101 124 154	Eisenbetonrippen . . . . .	37 50
Druckspannung des Eisens . . . . .	124	Eisenbetonrohr . . . . .	87 184 186
Druckspannkkräfte . . . . .	106 133	Eisenbetonsäulen . . . . .	13 24 69
Druckspannungsverteilung . . . . .	105	Eisenbetonstangen . . . . .	17
Drucktrajektoren nach Thrul . . . . .	*65	Eisenbetontheorie . . . . .	92 98
Druckübertragung . . . . .	134	Eisenbetonträger . . . . .	14 112
Druckzone . . . . .	19 77	Eisenbetontreppen . . . . .	73 75
Druckzone mit Eiseneinlagen . . . . .	20	Eisenbetonwange . . . . .	73
Durchbiegung . . . . .	134 135	Eisenbeton, Vorteile des —s. . . . .	3
Durchbiegung bei Wänden . . . . .	140	Eisenbogen . . . . .	94
Durchbiegung der Bogenbalken . . . . .	*65	Eisendrahtbügel . . . . .	78
Durchlaßrohre . . . . .	180	Eiseneinlage . . . . .	117 127 129 153 170
Ebert'sche Weltdecke . . . . .	2 *9 15 30	Eiseneinlage der Balken . . . . .	51
Eggertbauweise . . . . .	*37	Eiseneinlage in der Zugzone . . . . .	*18
Eggertdecke . . . . .	15 *37 *38 *50	Eiseneinlagen, Anordnung der — . . . . .	21
Eggertdecke, gewölbte . . . . .	*50	Eiseneinlagen, Bedingungen für — . . . . .	18
Eggerttreppen . . . . .	*77	Eiseneinlagenquerschnitt . . . . .	206
Eigengewicht . . . . .	116 128 150 171 174 216	Eisenfachwerksbauten . . . . .	4
Eigengewicht der Frankedecke . . . . .	67	Eisenfederdecke, Müller'sche . . . . .	*28
Eigengewicht der Zylinderstegdecke . . . . .	59	Eisengewicht, Zusammensetzung des — es . . . . .	127
		Eisengerippe . . . . .	49
		Eisennetz . . . . .	88

	Seite		Seite
Eisenquerschnittformel . . . . .	116	Frankebauweise . . . . .	*66
Eisenspannung . . . . .	115 152	Freytag & Heidschuch . . . . .	11
Eisenspannung, zulässige . . . . .	98	Füllungsplatte . . . . .	73 75 76
Eisenstäbe, gekreuzte . . . . .	76	Fußbodenbelastungen . . . . .	221
Eisenzugquerschnitt . . . . .	51	Futterbleche bei Rohren . . . . .	89
Elastizität . . . . .	94		
Elastizitätsgesetze für Eisenbeton . . . . .	95	Geländersäulenbefestigung . . . . .	75
Elastizitätsgrade . . . . .	97	Gelenkbögen . . . . .	157
Elastizitätskoeffizient . . . . .	97 101	Gelenkeisendecke, Wayßsche . . . . .	*24
Elastizitätskonstante . . . . .	101	Gelenkquader . . . . .	82
Elastizitätsmodul . . . . .	145	Gerber'scher Kragträger . . . . .	*37
Elastizitätsmodul des Betons 97 100 131		Germaniadecke . . . . .	68
	139 147 154 175	Geschichte des Eisenbetonbaues . . . . .	5
Elastizitätsmodul des Eisens 97 100 131		Gewölbe . . . . .	12
	139 154 175	Gewölbe aus Eisenbeton . . . . .	4 175
Elastizitätsmodul des Stampfbetons . . . . .	181	Gewölbe aus reinem Beton . . . . .	171
Elastizitätsverhältnis zwischen Eisen u. Beton 98		Gewölbebau aus Eisenbeton . . . . .	45
Elastizitätsziffer . . . . .	101 112 113 129 154	Gewölberechnung flacher Massivbogen *171	
Emperger, von . . . . .	97	Gewölberechnung nach Melan . . . . .	121
Ermittlung der äußeren Kräfte . . . . .	216	Gewölbebogen . . . . .	82
Ermittlung der inneren Kräfte . . . . .	217	Gewölbegelenke . . . . .	170
Erzzement bei Rohren . . . . .	91	Gewölbegewicht . . . . .	45
Euler'sche Knickformel . . . . .	99 131	Gewölbeleibung . . . . .	44
		Gewölbe mit Streckmetalleinlage . . . . .	*48
Fabrikbau . . . . .	15	Gewölbeplatten . . . . .	67
Fachwerkträger in Eisenbeton . . . . .	61	Gewölberücken . . . . .	*44 45
Faserschicht, neutrale . . . . .	52 93	Gewölbescheitel . . . . .	82
Feldwand aus Eisenbeton . . . . .	142	Gewölbeschenkel . . . . .	82
Festigkeitsformel für Biegung . . . . .	182	Gewölbestim . . . . .	82
Festigkeitsformel für Druck . . . . .	182	Gewölbte Eisenbetondecken . . . . .	43 44
Festigkeitsformel für Zug . . . . .	182	Gewölbeuntersuchungen . . . . .	181
Festigkeit, zusammengesetzte . . . . .	108	Gewölbewirkung . . . . .	109 112 140
Feuersicherheit . . . . .	13	Gewölbewirkung bei Eisenbeton . . . . .	107 *108
Feuersicherheit des Betons . . . . .	96	Gipskalkhaarmörtel . . . . .	49
Feuersicherheit des Eisenbetons . . . . .	96	Gitterbognträger . . . . .	81 82
Fichtnersche Rohre . . . . .	*90	Gitterträger . . . . .	*21 47 *62 79
Fischbauchträger . . . . .	53	Gitterträgerbrücken . . . . .	79
Flacheisenbügel . . . . .	13 *52 55	Gitterträgerbrücken nach Visintini . . . . .	80
Flacheisen, gedrehtes . . . . .	30	Gitterwerk . . . . .	*22
Flacheisenklammern . . . . .	29	Gitterwerk als Einlage . . . . .	6
Flacheisennetz . . . . .	24	Gitterwerkeinlage . . . . .	55 56
Flacheisenstäbe . . . . .	29	Gleichgewichtsbedingungen . . . . .	102
Fläche, künstliche des Eisenbeton-		Gleitbeanspruchung . . . . .	125
querschnitts . . . . .	207	Gleitfestigkeit . . . . .	43
Fläche, natürliche des Eisenbeton-		Gleitspannung 111 112 120 125 128 129 170	
querschnitts . . . . .	207	Gleitwiderstand . . . . .	93 109 154
Flansch . . . . .	124	Gleitwiderstand zwischen Beton und	
Flußeisensorten . . . . .	95	Eisen . . . . .	186
Formänderungen des Eisenbetons . . . . .	97	Goldingecke . . . . .	*50
Form der Eiseneinlagen . . . . .	9	Goldingsche Bauweise . . . . .	49 *50
Formel zur Berechnung von Eisenbeton-		Grate . . . . .	49
wänden . . . . .	134	Größe der Eiseneinlagen . . . . .	9
Formeln, empirische der alten Be-		Grundformeln der Biegungsfestigkeit. . . . .	*104
rechnungsweise . . . . .	122	Grundsatz beim Eisenbeton . . . . .	122

	Seite		Seite
Gurte . . . . .	49	Knotenpunkt bei der Visintinibauweise . . . . .	*63
Gurträger . . . . .	54	Koenen . . . . . 14 93 94 97 112	112
Gurträgerdecke nach Möller . . . . .	*53	Koenensche Bauweise . . . . .	*24 *46
Güte des Betons bei Eisenbeton . . . . .	4	Koenensche Plandecken . . . . .	*46
Hängesäulen . . . . .	80	Koenensche Voutendecke . . . . .	*24
Haftfestigkeit . . . . .	93 95	Koenensche Voutenplatte . . . . .	*24
Haftkraft des Betons . . . . .	98	Konsoldecken . . . . .	*42
Haftspannung . . . . . 94 111 120 124 128 129 143		Kontinuität . . . . .	61
Hallendächer . . . . .	16	Kontinuitätseisen . . . . .	61
Hauptbalken . . . . .	57	Koordinate . . . . .	181
Hauptträger . . . . .	63	Koordinatenkreuz . . . . .	181
Häuserbauten . . . . .	11	Kräfte, äußere, Ermittlung der . . . . .	216
Häuser, erdbebensichere . . . . .	*10	Kräfte, innere, Ermittlung der . . . . .	217
Hennebique . . . . . 11 13 15 79 95		Kräfteverteilung . . . . .	77
Hennebiquebauweise . . . . .	55	Kräfteverteilung in Betonkörpern . . . . .	37
Hennebiquebrücken . . . . .	83 *84	Kraftachse . . . . .	194
Hennebiquedecke . . . . .	*56	Kraftlinie . . . . . 162 164	164
Hennebiquesäulen . . . . .	*70	Kragträger, Gerber'scher . . . . .	*37 38
Hennebiquetreppe . . . . .	*76	Kreuzgewölbe . . . . .	49
Herbstbauweise . . . . .	*59	Krümmungsachse 192 193 194 195 196 198	198
Hochbau . . . . .	4 18	199 200 201 202 203 204 205 206 207 208	208
Hohlbalkenherstellung . . . . .	60	209 210 211	211
Hohlkörperausfüllung . . . . .	39	Kübel aus Eisenbeton . . . . .	6
Hohlträger . . . . .	68	Kuhlmeyersche Treppen . . . . .	*76
Hohlziegel . . . . .	38 40	Kuppelbauten . . . . .	64
Holländerwannen . . . . .	12	Kuppelgewölbe . . . . .	49
Holzeinschalung . . . . .	30 54 69	Kuppeln . . . . .	16
Holzlehrbögen . . . . .	49	Längenveränderung . . . . .	100
Holzschalung . . . . .	30 54 69	Längsstäbe . . . . .	87
Hookesches Gesetz 100 125 141 154 193 203		Lage der Eiseneinlagen . . . . .	9
Horizontalkraft . . . . .	189	Laibung, siehe Leibung.	
Horizontalschub 172 173 174 175 176 178 186		Lambot . . . . .	5 92
188 189 190 192		Laschen . . . . .	72
Höchstbeanspruchung . . . . .	154	Lastscheide . . . . .	162
Höchstbiegungsmoment . . . . .	167	Lastverteilung . . . . .	39
Höchstmoment . . . . .	135	Lefort . . . . .	94
Innendruck . . . . .	86	Lehrgerüst einer Brücke . . . . .	*82
Kämpfer . . . . .	44 82	Leibbrand . . . . .	162
Kämpfergelenke . . . . .	79 160	Leibung der Gewölbe . . . . .	44
Kahn aus Eisenbeton . . . . .	*5	Leitsätze für die statische Berechnung . . . . .	216
Kanäle . . . . .	15	Leitsätze, vorläufige — für Eisenbeton-	217
Kappengewölbe . . . . .	73	bauten vom Betonverein . . . . .	217
Kegelwelle . . . . .	*66	Leitstäbe . . . . .	89
Keilklammern . . . . .	25	Leitungsrohre . . . . .	11
Kernränder . . . . .	174	Linie, elastische . . . . .	21
Klemmfestigkeit . . . . .	4 93 98	Locher'sche Deckenbalken . . . . .	*58
Klemmfestigkeit; Unterstützung der — . . . . .	42	Locher & Co. . . . .	79
Knickfestigkeit . . . . .	27	Lochsteine, poröse . . . . .	67
Knickformel, Eulersche . . . . .	99	Lolatbauweise . . . . .	33
Knickgefahr . . . . . 19 132		Lolatbrücken . . . . .	*85
		Lolat'sche Ankerdecke . . . . . 15 *34	*36
		Lolat'sche Rippendecken . . . . .	*37
		Lolat'treppe . . . . .	*75

	Seite		Seite
Maciachinibrücken . . . . .	85	Neumann, Prof. . . . .	94 97
Malot . . . . .	5 92	Neutralachse . . . . .	18
Margueßsäulen . . . . .	*72	Normalprofile für <u>I</u> -Eisen . . . . .	219
Martenstein & Josseaux . . . . .	11	Normalprofile für <u>U</u> -Eisen . . . . .	220
Maseau . . . . .	13	Nullpunkte der Momente . . . . .	24
Massivdecke Germania . . . . .	*67	Nutzhöhe . . . . .	117 118 153
Matraianker . . . . .	*27	Nutzlast . . . . .	116 118 126 150 171 174 176
Matraisäulen . . . . .	71 *72	Nutzquerschnitt . . . . .	107 115 152 154 155 185
Matraische Bauweise . . . . .	*25	Oberböden . . . . .	8
Maueranker . . . . .	27	Obergurt . . . . .	65
Mauerpfeiler . . . . .	142	Oesen . . . . .	35
Mayrader . . . . .	15	Ordinate . . . . .	161 164 167
Maximalbiegungsmoment . . . . .	172	Ostenfeld, A., Prof. . . . .	95 97
Maximalmoment . . . . .	114	Patent Monier . . . . .	*7
Maximalmomentenlinie . . . . .	23 24 39	Patentzeichnung von Monier . . . . .	*8
Melan, Professor . . . . .	14 79 95 97	Parabelbögen . . . . .	80
Melanbauweise . . . . .	*47	Parallelgurträger . . . . .	80
Melanbrücken . . . . .	*81	Parallelketten . . . . .	28
Michaëlis, Dr. . . . .	98	Pfeiler . . . . .	14 79 140 144 145
Mittelgelenk . . . . .	160	Pfeiler aus Eisenbeton . . . . .	142
Mittelwangen . . . . .	75	Pfeilhöhe . . . . .	164 172
Ministerialerlaß, preußischer . . . . .	98 212—230	Pittel & Brausewetter . . . . .	13 25
Mischungsverhältnisse des Betons . . . . .	100 213	Plandecke . . . . .	14 40
Mischungsverhältnis des Betons bei Hennebique . . . . .	58	Planken aus Eisenbeton . . . . .	5
Mischungsverhältnis des Betons bei Streckmetalltreppen . . . . .	74	Platte, Eigenwicht der — . . . . .	122
Möller, Professor . . . . .	14 79	Platte mit Eisennetz . . . . .	12
Möllerbauweise . . . . .	*53	Platten . . . . .	12 111
Möllerbrücken . . . . .	83	Platten aus Eisenbeton . . . . .	4
Möllerdecke . . . . .	*53 54	Plattenbalken . . . . .	123 124 126 129 131
Möllerscher Gurtträger . . . . .	83	Plattenbalken aus Eisenbeton . . . . .	*124
Mörtelmischung bei Drahtziegeln . . . . .	49	Plattenbalken, durchgehender . . . . .	128
Moment . . . . .	94 135 151	Plattenbeanspruchung im Hochbau . . . . .	120
Momentenachse . . . . .	133	Platten, durchgehende . . . . .	123
Momentenpunkt . . . . .	103	Platten, eingespannte . . . . .	20 116 121
Momente, statische . . . . .	103	Platten, frei aufliegende . . . . .	121
Monier . . . . .	*6 11 14 79 92	Platte ohne Eiseneinlage . . . . .	121
Monierbalken, frei aufliegender . . . . .	*52	Plattenspannweite . . . . .	116
Monierbalken nach Wayß . . . . .	24	Platten, weitgespannte . . . . .	14
Monierbauweise . . . . .	13 *22 45	Platten zwischen Eisenträgern . . . . .	10
Monierbrücke . . . . .	*80	Podeste . . . . .	73
Monierdecken, gewölbte . . . . .	*46	Podestplatten . . . . .	75
Monierdecken nach Wayß . . . . .	*46	Pötschbauweise . . . . .	*67
Monierdecke, verbesserte . . . . .	23	Pohlmannbauweise . . . . .	*54
Monierdecke zwischen Eisenbeton- trägern . . . . .	*24	Potenzgesetz . . . . .	97
Monierpatente . . . . .	11	Preisberechnung von Eisenbetonplatten . . . . .	151
Monierröhren . . . . .	15 87	Probebelastung . . . . .	140
Moniertreppen . . . . .	*74	Profileisen . . . . .	69
Näherungsberechnungen . . . . .	97	Prüfung der zulässigen Spannungen . . . . .	114
Naviersches Biegungsgesetz . . . . .	93	Prüfung, baupolizeiliche . . . . .	213
Nebenbalken . . . . .	57	Putzhaken . . . . .	49
		Putznuten . . . . .	68

	Seite		Seite
Quellenverzeichnis . . . . .	221	Ruhl'sche Bauweise . . . . .	39
Querbalken . . . . .	84	Rundeisen . . . . .	119 123
Querdrahte . . . . .	28 39	Rundeisennetz . . . . .	31
Querkraft . . . . .	123	Rundeisenschlaufe . . . . .	34
Querrahmen . . . . .	47	Rundeisenstäbe . . . . .	22 25
Querschnitt der Eiseneinlage . . . . .	115	Rundeisenstangen . . . . .	69
Querschnitt, gefährlicher . . . . .	109 110 150 164 174 184	Rundeisen-Zahlentafeln . . . . .	218
Querschnittsberechnung . . . . .	137	Särge aus Eisenbeton . . . . .	10
Querschnittsbestimmung . . . . .	107 150 151 168	Säule nach Wayß . . . . .	*70
Querschnittselement . . . . .	193	Säulen . . . . .	14 214
Querschnittsermittlung . . . . .	162	Säulen aus Eisenbeton . . . . .	4 129
Rabitzbauweise . . . . .	49	Säulenbauweise . . . . .	69
Rabitzputz . . . . .	49	Säuleneisen . . . . .	70
Ramischbauweise . . . . .	*42	Säulen mit Streckmetalleinlage . . . . .	*72
Ramischdecken . . . . .	15 *42 43	Säulen nach Hennebique . . . . .	*70
Ramisch, Prof. . . . .	97	Säulen nach Margueß . . . . .	*72
Randspannung . . . . .	121 130 169 172 177 182	Säulen nach Matrai . . . . .	71 *72
Rechnungsweise im Eisenbetonbau . . . . .	92 218	Säulen nach Visintini . . . . .	*71
Reese, Regierungsrat . . . . .	98	Schachtabteufungen . . . . .	90
Rella & Neffe . . . . .	13	Schallsicherheit . . . . .	49
Resal . . . . .	94	Schalung . . . . .	35 42 57 214
Ribérabrücken . . . . .	82	Schalung, eiserne . . . . .	47
Richtstäbe . . . . .	87	Schalungsträger der Betonplatten . . . . .	47
Riegel . . . . .	47	Scharniere . . . . .	24
Rippen . . . . .	57	Scheereisen . . . . .	111 120 124
Rippen aus Eisenbeton . . . . .	146	Scheerfestigkeit . . . . .	104
Rippendecke . . . . .	14	Scheerkräfte . . . . .	45 75
Rippendecken nach Lolat . . . . .	37	Scheerkräfte im Beton . . . . .	13
Rippengewölbe . . . . .	45	Scheerspannung . . . . .	55 111 124 129 139
Rissebildung . . . . .	43	Scheerspannungen bei Eisenbetonträgern . . . . .	*110
Ritter, Prof. . . . .	97	Scheerspannungsbestimmung . . . . .	191
Röhren . . . . .	15	Scheingewölbe . . . . .	49
Röhren aus Eisenbeton . . . . .	48	Scheingewölbe auf Streckmetall . . . . .	*48
Rohrbauweisen . . . . .	86	Scheitelgelenke . . . . .	79
Rohrбетонmischung nach Bonna . . . . .	89	Schlackenbeton . . . . .	45
Rohreiseneinlage bei Außendruck . . . . .	*87	Schlaufen . . . . .	35
Rohreiseneinlage bei Innendruck . . . . .	*87	Schließennadeln . . . . .	27
Rohre mit Eiseneinlage . . . . .	184	Schlingen, ringförmige . . . . .	55
Rohre mit Streckmetalleinlagen . . . . .	*88	Schlitzsteg . . . . .	66
Rohrmuffe . . . . .	87	Schub, wagerechter . . . . .	169
Rohre nach Bonna . . . . .	*89	Schubbeanspruchung 103 111 119 124 170 188	
Rohre nach Coignet . . . . .	*88	Schubfestigkeit . . . . .	104 129
Rohre nach Fichtner . . . . .	*90	Schubkraft . . . . .	110
Rohre nach Monier . . . . .	87	Schubkraft des Betons . . . . .	98
Rohre nach Ziegler . . . . .	*91	Schubspannungen . . . . .	19 24 52 119 129
Rohre ohne Eiseneinlage . . . . .	184	Schubspannung bei Eisenbetonträgern . . . . .	*110
Rohr, flaches — nach Fichtner . . . . .	*90	Schubspannung im Beton . . . . .	127
Rohr, ovales nach Fichtner . . . . .	*90	Schwerachse . . . . .	155
Rollschicht . . . . .	30	Schwerachse, künstliche . . . . .	194 196
Rostbildung . . . . .	4	Schwerlinie der Eiseneinlage . . . . .	124
Rosten des Eisens . . . . .	12	Schwerpunkt . . . . .	130
Rostschutz . . . . .	117	Schwerpunkt des Drucktrapezes . . . . .	126
		Seileck . . . . .	174

	Seite		Seite
Seitendruck auf die Widerlager . . . . .	45	Streckmetallsäulen . . . . .	*72
Seitenschub . . . . .	65 80	Streckmetalltafeln . . . . .	31
Setzstufen . . . . .	78	Streckmetalltreppen . . . . .	*74
Setzstufenkante . . . . .	76	Strompfeiler . . . . .	79
Sidéro-Zement . . . . .	11	Stützweite . . . . .	123
Sieghart . . . . .	16	Stützenmomente . . . . .	41
Sieghartbalken . . . . .	*60	Stufenprofil . . . . .	75
Sieghartbauweise . . . . .	*60	Symmetrieachse . . . . .	132 147
Sieghartdecke . . . . .	*60	Symmetrieachse des Betonquerschnitts	129
Silos . . . . .	12 14	Tafel der Möllerdecke . . . . .	*53
Spanneisen . . . . .	75	Tedesko, de . . . . .	94 95 97
Spanneisendecke, Zöllner'sche . . . . .	*22 23	Telegraphenstangen . . . . .	16 142
Spannung des Betons . . . . .	170 184 209	Temperaturänderung . . . . .	171 202
Spannung des Eisens . . . . .	207	Temperaturbeeinflussung . . . . .	192
Spannungen, zulässige . . . . .	217	Terralithmasse . . . . .	73
Spannung im Eisen bei Rohren . . . . .	185	Terrassen . . . . .	60
Spannung in der Eiseneinlage . . . . .	145	Tetmajer von, Hofrat . . . . .	96
Spannkraft . . . . .	42 101	Theorie der Eisenbetonausführung . . . . .	92
Spannungslinie . . . . .	97	Thomas und Steinhoff . . . . .	30
Spannungsverteilung . . . . .	141 143 200 210	Thullie . . . . .	97
Spannweite . . . . .	173 179	Tiefbau . . . . .	4 79
Sparbogen . . . . .	82	Träger . . . . .	14
Speicheranlagen . . . . .	14	Träger dreieckigen Querschnitts . . . . .	*67
Spiraleisenbetondecke nach Habrich . . . . .	30 *31	Träger, eingeklemmter . . . . .	111
Spiraleisen-Einlage . . . . .	*33	Träger nach Pötsch . . . . .	*67
Splinte . . . . .	32	Trägersteg . . . . .	124
Stabilitätsuntersuchungen . . . . .	151	Trägheitsmoment . . . . .	155 181 198 202 207
Stabnetz . . . . .	80	Trägheitsmoment des Rippenquerschnitts	147
Stahldraht . . . . .	40	Trägheitsmoment von Rundeisen . . . . .	132
Stahlrohr . . . . .	68	Tragbalken . . . . .	56 57
Stampfen ohne Schalung . . . . .	32	Tragendes Gewölbe mit Streckmetall-	
Stampfbeton . . . . .	38	Einlage . . . . .	*48
Stampfbetonrohr . . . . .	182	Tragkörper . . . . .	66
Statik . . . . .	103	Tragkraft des Balkens . . . . .	128
Statik der Ramischdecke . . . . .	*43	Tragplatten . . . . .	47
Statische Berechnungen . . . . .	100	Tragstäbe . . . . .	22 45 87
Statische Berechnung einer Betonbrücke . . . . .	*186	Tragwände . . . . .	56
Statische Berechnung einer Einfriedigung aus Eisenbeton . . . . .	144	Transversalkraft . . . . .	94
Statische Berechnung einer Schwimm- halle aus Eisenbeton . . . . .	146 *147	Traverse . . . . .	27
Statische Berechnung, Leitsätze für . . . . .	216	Treppen . . . . .	8 16
Stege . . . . .	59	Treppenbau . . . . .	75
Stege als Tragkörper bei Decken . . . . .	16	Treppenbauweisen . . . . .	73
Sterngewölbe . . . . .	49	Treppenabsätze . . . . .	75
Stiegen . . . . .	8	Treppen, freitragende . . . . .	76
Stoßdichtung bei Rohren . . . . .	91	Treppenhäuser . . . . .	73
Stoßverbindungen bei Betonröhren . . . . .	*87	Treppen mit Streckmetalleinlage . . . . .	*74
Straßenbrücken . . . . .	79	Treppen nach Eggert . . . . .	*77
Streben . . . . .	21	Treppen nach Hennebique . . . . .	*76
Streckmetall . . . . .	*31	Treppen nach Kuhlmeier . . . . .	*76
Streckmetallbauweise . . . . .	*48	Treppen nach Lolat . . . . .	*75
Streckmetallbauweise von Golding . . . . .	15	Treppen nach Monier . . . . .	*74
Streckmetallrohre . . . . .	*88	Treppen nach Visintini . . . . .	*78
		Trittstufen . . . . .	75 78

	Seite		Seite
Trittstufenkante . . . . .	76	Wände, sich selbst tragende . . . . .	137
Treppenwange . . . . .	73	Wärmeausdehnungsziffer des Betons . . . . .	96
Truhl . . . . .	16	Wärmeausdehnung des Eisens . . . . .	96
Thrul'sche Bauweise . . . . .	64	Wärmeausgleichstäbe . . . . .	43
Thrul'sche Bogenbalken . . . . .	*65	Wärmefugen . . . . .	84
Ufermauern . . . . .	16	Wangen der Treppen . . . . .	75
Umhüllung, feuersichere . . . . .	49	Wangentreppen . . . . .	76
Unerprobte Bauweisen . . . . .	213	Wandrahmeneisen . . . . .	34
Untergurt . . . . .	53 65	Wandstärkenbestimmung bei Rohren . . . . .	180
Untergurteisen . . . . .	62	Wandwangen . . . . .	75
Unterhaltungskosten bei Eisenbeton- brücken . . . . .	170	Wasserbehälter . . . . .	7 8 12
Unterhaltungskosten beim Eisenbeton . . . . .	3	Wayß . . . . .	11 13 14 93 94
Unterpfiler . . . . .	79	Wayßsche Bauweise . . . . .	*23
Untersuchung auf Knicken . . . . .	131	Wayßsche Gelenkeisendecke . . . . .	23
Untersuchung eines Brückengewölbes mit drei Gelenken . . . . .	160	Wayßsche Säulen . . . . .	*70
Untersuchung statisch unbestimmter Systeme . . . . .	202	Wayß & Freytag A.-G. . . . .	39 80
Untersuchung von Dreigelenkbögen . . . . .	162	Wegelemente . . . . .	199
Unterzüge . . . . .	123	Wehrmauern . . . . .	16
Unterzüge bei Bulbeisendecken . . . . .	*55	Wendeltreppen . . . . .	74
Verankerung . . . . .	30	Werksteintreppe . . . . .	73
Verankerung bei Gewölben . . . . .	45	Widerlager . . . . .	23 79 82 170
Verankerung bei Melanbrücken . . . . .	*81	Widerlagsmauer . . . . .	192
Verankerung bei Zylinderstegdecken . . . . .	*59	Widerstandsmoment 55 106 108 166 169 . . . . .	172 176 178 186 202
Verankerung der Einlageisen . . . . .	23	Widerstandsfähigkeit des Betons . . . . .	45 130
Verankerung der Rippen nach Möller . . . . .	*83	Widerstandsmoment des Nutzquer- schnitts . . . . .	156
Verband deutscher Architekten- und Ingenieurvereine . . . . .	98	Windbeanspruchung . . . . .	150
Verbandstäbe . . . . .	19	Winddruck . . . . .	142 144 145 150 151
Verhütung des Rostens . . . . .	118	Windschild & Langelott G. m. b. H. . . . .	39
Verputzmörtel auf Streckmetall . . . . .	*48	Windungsstäbe . . . . .	87
Verschiebungsfahr . . . . .	27	Winkler, Prof. Dr. . . . . .	128
Versuche mit Beton . . . . .	94	Wohnhausbau . . . . .	15
Verteilungsstäbe . . . . .	22 45	Wohnhausbelastung . . . . .	39
Vertikalkraft . . . . .	104 110 111 127	Wohnhausdecken . . . . .	15 16 29 66
Viktoriadecke . . . . .	15 *40	Wolle, Leipzig . . . . .	83
Visintini . . . . .	16	Wolle'sche Bauweise . . . . .	41
Visintinibauweise . . . . .	61	Wolle'sche Decke . . . . .	15
Visintinibrücken . . . . .	*86	Wolle'sche Konsoldecken . . . . .	*42
Visintinisäulen . . . . .	*71	Wünsch . . . . .	14 79
Visintiniträger . . . . .	*62 *63	Wünschbrücken . . . . .	82 *83
Visintinitreppen . . . . .	*78	Würfelfestigkeit des Betons . . . . .	69
Vorschriften bei der Berechnung von Stützen . . . . .	131	Zellendecke nach Zöllner . . . . .	*38
Vorschriften für den Eisenbetonbau . . . . .	98	Zementdielen . . . . .	*68
Vorteile des Eisenbetons . . . . .	3	Zementmilch . . . . .	16
Route . . . . .	14 21 42 117 118 152 153	Zementmörtel . . . . .	59
Routehöhe . . . . .	119	Zement und Beton, Zeitschrift . . . . .	129
Routeplatten . . . . .	40	Zementverguß der Fugen . . . . .	60
Routestärke . . . . .	119	Zentrischer Druck . . . . .	223
		Zerknickung . . . . .	27
		Zickzackfedern . . . . .	29
		Ziegel, poröse . . . . .	77
		Ziegler'sche Rohre . . . . .	*91

	Seite		Seite
Ziegel, poröser bei Eggert-Decken . . .	*38	Zugspannungsverteilung . . . . .	105
Zöllnerbauweise . . . . .	*22 *38	Zugstange . . . . .	137
Zöllnerdecke über Mittelstützen . . .	*39	Zugzone . . . . .	19 59 67
Zöllner'sche Bauweise . . . . .	*22 *38	Zulässige Spannungen . . . . .	217
Zöllner'sche Zellendecke . . . . .	*38	Zusammenhang der Eiseneinlagen . .	9
Zugbeanspruchung 102 109 125 153 154 183		Zusammenziehen von Zementmörtel . .	96
Zugbeanspruchung im Beton . . . . .	101 211	Zuschläge . . . . .	213
Zugfestigkeit . . . . .	166 176	Zwischengelenk . . . . .	187
Zuggurte . . . . .	53 65	Zwischennetzwerk . . . . .	27
Zugkraft . . . . .	110	Zwischenplatten . . . . .	18 66
Zugspannkraft: . . . . .	106	Zwischenträger . . . . .	63
Zugspannkraft des Eisens . . . . .	155	Zwischenwand . . . . .	145
Zugspannung 12 18 66 128 133 138 143		Zylinder . . . . .	59
151 167 169 170 173 175 177 178 182		Zylinder als Zwischenkörper bei Decken	16
183 186 189 190 198 200		Zylinderstegdecke nach Herbst . . .	16 *59
Zugspannung im Beton 102 109 112 202 203		Zwischenwand . . . . .	146
Zugspannungen im Eisen . . . . .	131		



---

Druck: R. F. Funcke, Berlin O 27, Blumenstrasse 37

---



32-3

S-96

100

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297282