



UNIVERSITÄTS-
BIBLIOTHEK
PADERBORN

Universitätsbibliothek Paderborn

Lehrbuch des Hochbaues

Grundbau, Steinkonstruktionen, Holzkonstruktionen, Eisenkonstruktionen ,
Eisenbetonkonstruktionen

Esselborn, Karl

Leipzig, 1908

5. Kapitel. Eisenbetonkonstruktionen.

[urn:nbn:de:hbz:466:1-50294](https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:hbz:466:1-50294)

V. Kapitel.

Eisenbetonkonstruktionen.

Bearbeitet von

Reinhard Weder,

Ingenieur und Lehrer am Technikum Hildburghausen.

(Mit 130 Abbildungen.)

A. Allgemeines.

§ 1. **Entwicklung der Eisenbetonbauweise.** Während die Vorzüge des reinen Betonbaues, bei dem Mischungen von Zement oder Kalk mit Sand und Kies oder Steinschlag Verwendung finden, schon seit langer Zeit allgemein bekannt sind, ist die Herstellung des eigentlichen Eisenbetons erst eine Errungenschaft der neuesten Zeit. Als Erfinder dieser aus Zementbeton mit Eiseneinlagen bestehenden Konstruktionsweise wird allgemein ein Pariser Gärtner, JOSEPH MONIER, bezeichnet. Dieser fertigte zuerst Blumenkübel aus Beton, die der größeren Festigkeit halber mit einer Eiseneinlage versehen wurden. Doch schon früher hatte man vielfach versucht, dünne und doch feste und feuersichere Bauteile in ähnlicher Weise herzustellen. So empfahl unter andern COIGNET schon 1861 für die Ausführung von Gewölben, Röhren usw. die Verwendung von eisenarmierten Beton. Immerhin ist MONIER aber als derjenige zu bezeichnen, durch den diese neue Bauweise in größerem Umfang angewandt wurde. Nachdem er 1867 das erste französische Patent für seine Konstruktionsweise erhalten hatte, bemühte er sich, diese auch auf die verschiedensten Ausführungsarten auszudehnen und so folgten denn diesem ersten sehr bald noch eine Reihe weiterer Patente für die Herstellung von Decken, Behältern, geraden und gebogenen Balken in Verbindung mit Decken usw.

Naturgemäß waren diese ersten Ausführungsweisen aber nicht alle einwandfrei und wirtschaftlich genug. Es galt deshalb zunächst die einzelnen wirklich zweckmäßigen auszuwählen und diese entsprechend zu vervollkommen. In dieser Richtung gebührt Deutschland unzweifelhaft das größte Verdienst, denn hier wurden bereits 1884 die ersten Patente MONIERS durch die Firmen FREYTAG und HEIDSCHUCH in Neustadt und MARTENSTEIN und JOSSEAUX in Offenbach a. M. angekauft und weiter ausgearbeitet. Außer den Genannten erwarb auch Ingenieur G. A. WAYSZ in Frankfurt a. M. das Ausführungsrecht und zwar war es besonders der letztere, der, unterstützt durch Professor BAUSCHINGER in München, auf Grund eingehender Untersuchungen die Monierpatente so ausgestaltete, daß diese vom Jahre 1887 an wirklich sachgemäß und wirtschaftlich angewandt werden konnten. Diese Untersuchungen ergaben unter anderem auch zum ersten Male einwandfrei, daß die Eiseneinlagen immer dort anzuordnen sind, wo Zugspannungen auftreten und daß die beiden Bestandteile, Beton und Eisen, infolge ihrer außerordentlichen

Adhäsion statisch zusammenwirken müssen. In einer besonderen Broschüre wies Ingenieur WAYSZ an verschiedenen Beispielen die Zweckmäßigkeit der neuen Bauweise nach und Regierungsbaumeister KOENEN-Berlin stellte auf Grund jener Versuche Berechnungsmethoden für Eisenbetonkonstruktionen auf, welche die erste theoretische Grundlage für deren Dimensionierung darstellen.

Auch in anderen Ländern, wie Österreich, England und den Vereinigten Staaten fand die Verwendung von Eisenbeton sehr bald Eingang, ja dieser wurde hier teilweise schon seit geraumer Zeit zur Erhöhung der Feuersicherheit hergestellt, ohne daß sich die Konstrukteure besonders mit seinen günstigen Eigenschaften befaßt hatten. Nachdem man jedoch den hohen Wert derselben zweifellos erkannt hat, findet der Eisenbeton auch hier weitgehendste Anwendung.

Die günstigen Erfolge der Monierbauweise wurden naturgemäß sehr bald Anregung für eine große Zahl Erfinder, die durch kleinere oder größere Änderungen bezüglich der Einlagen neue Systeme zum Patent anmeldeten. So entstanden denn im Laufe der Zeit über 200 verschiedene Ausführungsweisen, die sich in ihren Grundzügen und Verwendungsarten indessen nur wenig von dem Moniersystem unterscheiden. Trotzdem sollen einzelne derselben später besonders angeführt werden, da hierdurch ein besseres Verständnis für die verschiedenen Möglichkeiten erreicht wird.

§ 2. Wirkungsweise und Konstruktionsgrundsätze. Allgemein bezeichnet man mit Eisenbeton alle diejenigen Bauweisen und Konstruktionen, die aus Portlandzement-Beton bzw. Zementmörtel in Verbindung mit Eisen hergestellt werden. Die Verbindung beider Materialien muß dabei aber derart sein, daß sie als innig zusammenhängende Stoffe gegen alle äußeren Beanspruchungen zu gemeinsamer statischer Wirkung gelangen. Für die konstruktive Anordnung gilt hierbei als Grundsatz, daß das Eisen im wesentlichen die Zugspannungen, der Beton dagegen die Druckspannungen aufzunehmen hat, denn der Beton kann erfahrungsgemäß wohl bedeutende Druckbeanspruchungen aber wenig oder gar keine Zugspannungen aufnehmen, während das Eisen beiden Kraftwirkungen nahezu gleichen Widerstand entgegensetzt. Durch die weitgehendste Berücksichtigung dieses Umstandes wird es möglich, die Festigkeitseigenschaften beider Stoffe möglichst wirtschaftlich auszunutzen und Bauwerke herzustellen, die alle Vorzüge des Massivbaues mit der leichten Erscheinung der Eisenkonstruktionen vereinen.

Damit bei dieser Bauweise, ähnlich wie bei Bauteilen aus einheitlichem Stoff, eine gemeinsame statische Wirkung der an sich verschiedenartigen Materialien möglich wird, ist es notwendig, daß beide eine innige Verbindung miteinander eingehen und daß ihr Verhalten unter der Einwirkung äußerer Kräfte nahezu gleichartig ist. Diese Bedingungen werden aber durch die grundlegenden Eigenschaften des Betons und Eisens erfüllt, denn die Adhäsion des Zementbetons am Eisen ist eine sehr bedeutende und auch die Temperatureausdehnungskoeffizienten des Eisens und Betons sind nahezu gleich groß. Sie betragen nach den Versuchen von BONICEAU für 1° C 0,00001235 für Eisen und 0,00001370 für Portlandzementbeton.

Außerdem haben weitgehende Versuche CONSIDERES ergeben, daß der Portlandzementbeton als Umhüllung von Eiseneinlagen imstande ist, bei Zugbeanspruchungen größere Dehnungen auszuhalten, als ohne Einlagen. Diese Versuche führten seinerzeit sogar zu der Vermutung, daß der Beton als Eisenumhüllung Dehnungen ausführen könnte, die eine vollständige Ausnutzung der Zugfestigkeit des Eisens bis zur Elastizitätsgrenze zuließen. Nach den neuesten Forschungen von Reg.-Bauf. KLEINVOGEL u. a. erscheint diese Annahme zwar nicht zutreffend, doch ist die Dehnungsfähigkeit des armierten Betons immerhin wesentlich größer als diejenige des nicht armierten.

Die Erkenntnis dieser grundlegenden Eigenschaften im Verein mit einer wirtschaftlichen Berechnungsart, die, wenn auch nicht ganz einwandfrei, doch alle in Betracht kommenden Faktoren berücksichtigt, sind die Ursache, daß die Anwendungsgebiete des Eisenbetonbaues mehr und mehr an Umfang gewinnen und zurzeit im gesamten Hoch- und Tiefbau eine wesentliche Rolle spielen.

Als Konstruktionsgrundsätze für die sachgemäße und wirtschaftliche Verwendung des Eisenbetons sind dabei in erster Linie folgende zu beachten:

1. Der Widerstand des Betons ist überall dort durch Eiseneinlagen zu verstärken, wo der betreffende Konstruktionsteil auf Zug oder Schub beansprucht wird.
2. Die Verwendung des Eisens ist, soweit es die gegenwärtige Berechnung zuläßt, zu beschränken, damit die Bauweise wirtschaftlich bleibt.
3. Die Herstellung der einzelnen Bauteile muß nach jeder Richtung hin mit größter Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit erfolgen, da die Sicherheit, die den Rechnungen zugrunde liegt, nur hierdurch herbeigeführt werden kann.

Nach dem ersten Grundsatz wird man demzufolge in jedem einzelnen Fall zunächst die einwirkenden Kräfte ermitteln und mit Hilfe der bekannten Festigkeitsregeln die hierdurch bedingten Spannungen feststellen. So ergeben sich z. B. für eine freiaufliegende Platte, die auf Biegung beansprucht wird, in den oberen Fasern Druck-, in den unteren dagegen Zugspannungen. Da nun der Zementbeton wohl ziemliche Druckbeanspruchungen aber nur geringe Zug- und Schubspannungen aushalten kann, das Eisen für Druck und Zug aber gleiche Festigkeit zeigt, so ergibt sich ohne weiteres, daß hier die Einlagen möglichst dicht an der Plattenunterkante vorzusehen sind (Abb. 1 u. 2). Würde dieselbe Platte dagegen an beiden Enden fest eingespannt sein, so entstehen bei der Durchbiegung

Abb. 1 u. 2. Eiseneinlagen in einer freiaufliegenden Platte.

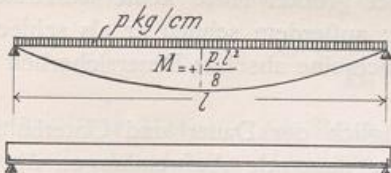
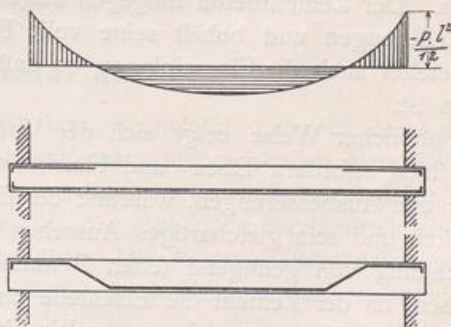


Abb. 3 bis 5. Eiseneinlagen in einer an beiden Enden fest eingespannten Platte.



beiderseits negative Momente. Die Zugspannungen werden demzufolge nur im mittleren Teil unten, sonst aber oben auftreten, weshalb die Einlagen hier in der aus Abb. 3 bis 5 ersichtlichen Weise angeordnet werden. Mit Rücksicht auf die statischen Verhältnisse läßt sich demnach die richtige Lage der Eisen in jedem Falle genau bestimmen, so daß für die Herstellung sachgemäßer Konstruktionen nicht nur die einzelnen Systeme, sondern in erster Linie diese statischen Wirkungen zu beachten sind.

Daß die weitere Ausbreitung der Eisenbetonbauweise trotz der verschiedenen Vorteile im wesentlichen von ihrer Wirtschaftlichkeit abhängig ist, leuchtet ohne weiteres ein, weshalb auch dem zweiten Grundsatz besondere Bedeutung beizumessen ist. Man wird also die Einlagen nicht, wie es bisher bei verschiedenen Systemen der Fall ist, so anordnen, daß sie teilweise nur wenig oder gar nicht ausgenutzt werden, sondern man wird das Eisen nur in beschränktem Maße und dort verwenden, wo es unbedingt notwendig ist. Dabei ist keineswegs zu befürchten, daß die Festigkeit der einzelnen Bauteile zu

gering wird, denn die gegenwärtig allgemein Verwendung findenden Berechnungsweisen und Bestimmungen bieten gerade nach dieser Richtung hin genügende Sicherheit. Es ist also nicht notwendig, größere Eisenmengen als die durch Rechnung ermittelten einzulegen, denn damit würde die Bauweise ohne praktischen Wert nur teurer gemacht.

Von weit größerem Einfluß ist in diesem Sinne die richtige und gewissenhafte Ausführung, wie sie im dritten Konstruktionsgrundsatz gefordert wird. Gerade hier werden vielfach noch jetzt die größten Fehler gemacht, weshalb denn auch trotz der sorgfältigsten Rechnung häufig genug Einstürze vorkommen, die nur zu oft als Nachteile der Bauweise selbst bezeichnet werden. Um diese für die weitere Entwicklung des Eisenbetonbaues nachteiligen Unfälle soweit als angängig zu verhindern, ist es notwendig, daß die einzelnen Arbeiten mit vollem Verständnis und mit Rücksicht auf die Wirkungsweise der einzelnen Teile ausgeführt werden. Da es aber dem Einzelnen nicht immer möglich ist, sich dieses Verständnis auf der Baustelle selbst anzueignen, so sollen die dabei beachtenswerten Regeln und Einzelheiten noch in einem besonderen Abschnitt (vergl. E) besprochen werden.

§ 3. Vorteile und Anwendungen des Eisenbetons. Als vorteilhafte Eigenschaften der Eisenbetonbauweise sind anzuführen: 1. die absolute Feuersicherheit, 2. die fast unbeschränkte Dauer bei äußerst geringer Unterhaltungsarbeit, 3. die bedeutende Tragfähigkeit und Festigkeit, 4. die leichte Formbarkeit und 5. der geringe Materialbedarf und die hierdurch bedingte Billigkeit.

Durch diese im vollen Umfange nur dem Eisenbeton eigenen Vorteile ist dieser nach jeder Richtung hin als ein vorzügliches Baumaterial zu bezeichnen. Zwar erscheint uns der reine Eisenbau in mancher Hinsicht ebenso zweckmäßig; doch hat gerade dieser auch wesentliche Nachteile. So ist z. B. die Feuersicherheit des Eisens durchaus ungenügend, denn die Erfahrungen bei großen Bränden lassen ohne jeden Zweifel erkennen, daß eiserne Tragkonstruktionen unter der Einwirkung großer Hitze vollständig zerstört werden. Der Zementbeton hingegen zeigt selbst bei größter Hitze keine wesentlichen Formänderungen und behält seine volle Festigkeit; außerdem schützt er als schlechter Wärmeleiter auch die Eiseneinlagen, so daß tatsächlich eine absolute Feuersicherheit vorhanden ist.

In ähnlicher Weise zeigt sich der Vorteil bezüglich der Dauer und Unterhaltung. Auch hier erfordern Eisen- und Holzkonstruktionen dauernde Aufwendungen für Anstriche und Ausbesserungen, während der Eisenbeton auch ohne diese seine ursprüngliche Festigkeit und sein gleichartiges Aussehen behält; denn ein Rosten der Einlagen ist bei Verwendung von genügend fetten Betonmischungen (1 : 3 bis 1 : 5) vollständig ausgeschlossen, da der Zement die Eisenteile umhüllt und so von der atmosphärischen Luft abschließt. Bedenkt man ferner, welche bedeutenden Aufwendungen an Zeit und Material die verschiedenartigen Verbindungen und Anschlüsse bei Eisen- und Holzkonstruktionen erfordern, so erscheint auch der Vorteil leichter Formbarkeit nicht unbedeutend. In Eisenbeton lassen sich selbst die unregelmäßigsten Formen ohne jede Schwierigkeit schnell und billig herstellen; denn hier können die Verbindungen der tragenden Teile in einfachster Weise geschaffen und die Konstruktionshöhen auf ein Mindestmaß beschränkt werden. Kunstvolle Gewölbe- und Treppenformen können hierbei ebenso leicht und schnell ausgeführt werden wie Überdeckungen unregelmäßiger Räume usw. Da außerdem auch die Tragfähigkeit ganz bedeutend ist, läßt sich für Fabrik- und Versammlungssäle, Schulen u. dergl. die Zahl der unterstützenden Säulen wesentlich beschränken, so daß die Raumausnutzung, Lüftung und Beleuchtung, soweit als überhaupt möglich, begünstigt wird.

Mit Rücksicht auf diese vielseitigen Vorteile ergibt sich ohne weiteres, daß die Anwendungsgebiete der Eisenbetonbauweise ganz beträchtlich sein müssen. Tatsächlich findet sie denn auch die vielseitigste Verwendung, und es gibt gegenwärtig kaum noch größere Neubauten, bei denen der Eisenbeton fehlt. In einzelnen Fällen wird er sogar ausschließlich verwendet, so daß schon Bauwerke ohne jedes andere Material vom Grundmauerwerk bis zum Dach aus Eisenbeton hergestellt wurden. In ganz besonderem Maße eignet sich dieser zur Ausführung von weit gespannten, schwer belasteten Decken in Lagerhäusern, Magazinen, Gasthöfen, Warenhäusern usw. Hier werden die sonst aus Eisen hergestellten Säulen, Träger und Unterzüge durch solche aus Eisenbeton ersetzt, wodurch das Gebäude eine wesentlich größere Steifigkeit und vor allen Dingen Feuer-sicherheit erhält. Da in den meisten Fällen sämtliche Teile an Ort und Stelle ausgeführt werden, so bildet das Ganze eine vollkommen steife Verbindung, die vielfach durch besondere Verstärkungen an den Säulen und Balken noch erhöht wird.

Die Auflagerung der Eisenbetonträger an den Außenmauern kann dabei entweder unmittelbar auf dem gewöhnlichen Mauerwerk erfolgen, oder es werden besondere Wandpfeiler vorgesehen, welche die Hauptlasten direkt auf die Fundamente übertragen. Im ersten Fall müssen die Umfassungen gut fundiert und möglichst in Zementmörtel gemauert werden, damit keine Setzungen eintreten. Wird hingegen die zweite Art der Ausführung gewählt, so kann die tragende Eisenbetonkonstruktion unabhängig von allem Mauerwerk für sich allein emporggeführt und fertiggestellt werden. Hierdurch wird es möglich, daß die Umfassungen nur als einfache Verkleidung von geringer Stärke ausgeführt werden. Doch nicht nur für Gebäude der genannten Art empfiehlt sich die Eisenbetonbauweise, auch bei solchen mit geringeren Belastungen, kann sie unter Umständen vorteilhaft Verwendung finden. So wird man in erster Linie Treppenanlagen und Deckenkonstruktionen in dieser Bauweise herstellen, da hierdurch die Gefahr bei Bränden wesentlich vermindert wird. Allgemein lassen sich die Verwendungsmöglichkeiten dahingehend zusammenfassen, daß es gegenwärtig im gesamten Hochbau wohl keine Bauteile mehr gibt, die nicht schon, wenigstens versuchsweise, in Eisenbeton ausgeführt wurden.

B. Das Material.

§ 4. Der Beton. Als Beton im allgemeinen bezeichnet man ein Gemisch von Zement, Sand und Kies oder Steinschlag, das mit einer entsprechenden Menge Wasser verarbeitet wird. Die Festigkeit dieser Masse hängt dabei im wesentlichen von der Menge und Beschaffenheit des Zementes ab, da dieser als das eigentliche Bindemittel wirkt und den innigen Zusammenhang aller Teile herbeiführt. Die Eigenschaften des Zementes sind deshalb in jedem Falle mit besonderer Sorgfalt zu prüfen, weshalb auch hier zunächst die notwendigen Angaben dazu folgen sollen.

a) **Die Zemente.** Allgemein versteht man unter Zement ein Material, welches hydraulische Eigenschaften besitzt und als Bindemittel zu Bauzwecken benutzt wird. Nach der Herstellungsweise unterscheidet man gegenwärtig zwei Zementarten, deren Bestandteile im wesentlichen dieselben sind; es ist dies der Portlandzement und der Puzzolan-zement (Schlackenzement). Für die Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten kommt indessen fast nur der Portlandzement in Betracht.

Portlandzement ist ein in seiner Masse gleichartiger, durch Zusatz von Wasser erhärtender Mörtelstoff, der dadurch erzeugt wird, daß man eine in bestimmten Verhältnissen zu einander hergestellte innige Mischung von Kalk und Ton, oder anderen Materialien, die Silikate enthalten, bis zur Sinterung brennt und dann durch Mahlen zerkleinert.

Die chemische Zusammensetzung normaler Portlandzemente schwankt zwischen folgenden Werten:

Kalk	58—65%
Kieselsäure	20—26 »
Tonerde und Eisenoxyd	7—14 »
Magnesia	1—3 »
Alkalien	0—3 »
Schwefelsäure	0—2 »

Die Rohmaterialien, Kalk, Ton usw. werden je nach ihrer Beschaffenheit auf nassem oder trockenem Wege innig gemischt und fein gemahlen. Sodann formt man aus der gewonnenen Masse Steine und brennt diese bei sehr hoher Temperatur bis zur Sinterung. Die auf diese Weise entstandenen Zementklinker werden nun zu einem feinen Pulver gemahlen, das den fertigen Zement darstellt.

Je nach der Beschaffenheit der Rohmaterialien, ihrer chemischen Zusammensetzung und dem Grade des Brandes bindet der Zement mehr oder weniger rasch ab, d. h. er erstarrt nach Hinzubringen von Wasser nach einer bestimmten Zeit (Bindezeit) derart, daß er einem leichten Druck mit dem Fingernagel widersteht. Für die Herstellung von Beton- und Eisenbetonbauten wird zumeist langsam bindender Portlandzement verwandt, das heißt solcher, der zum Erstarren 2 Stunden oder auch längere Zeit braucht.

Bei der Ausführung selbst soll man sich von dem regelrechten Abbinden des Zementes genau überzeugen, da hiervon die Verarbeitung direkt abhängig ist. Bindet z. B. ein Zement, trotzdem derselbe als Langsambinder zu bezeichnen ist, im Anfang ziemlich rasch ab, so ist der Beton nur in geringen Mengen zu mischen und möglichst schnell zu verarbeiten. Dasselbe gilt für schnell abbindende Zemente überhaupt. In der Praxis werden deshalb Schnellbinder, außer für Herstellung von Röhren, nur zu örtlichen Ausbesserungen und für Verputz von Einzelteilen angewendet.

b) Normen zur Prüfung des Zementes. Als Normen für die Prüfung von Portlandzementen wurden durch Erlaß des Königl. Preuß. Ministeriums vom 28. Juli 1887 folgende aufgestellt.

a) *Verpackung und Gewicht.* In der Regel soll Portlandzement in Normalfässern von 180 kg brutto und zirka 170 kg netto und in halben Normalfässern von 90 kg brutto und zirka 83 kg netto verpackt werden. Das Bruttogewicht soll auf den Fässern verzeichnet sein. Wird der Zement in Fässern von anderem Gewicht oder in Säcken verlangt, so muß das Bruttogewicht auf diesen Verpackungen ebenfalls durch deutliche Aufschrift kenntlich gemacht werden. Streuverlust sowie etwaige Schwankungen im Einzelgewicht können bis zu 2% nicht beanstandet werden. Die Fässer und Säcke sollen außer der Gewichtsangabe auch die Firma oder die Fabrikmarke der betreffenden Firma in deutlicher Schrift tragen.

β) *Bindezeit.* Je nach der Art der Verwendung kann Portlandzement langsam oder rasch bindend verlangt werden. Als langsam bindend sind solche Zemente zu bezeichnen, die erst in zwei Stunden oder in längerer Zeit abbinden.

Um die Bindezeit eines Zementes zu ermitteln, rühre man den reinen langsam bindenden Zement drei Minuten, den rasch bindenden eine Minute lang mit Wasser zu einem steifen Brei an und bilde auf einer Glasplatte durch nur einmaliges Aufgeben einen etwa 1,5 cm dicken, nach den Rändern hin dünn auslaufenden Kuchen. Die zur Herstellung dieses Kuchens erforderliche Dickflüssigkeit des Zementbreies soll so beschaffen sein, daß der mit einem Spachtel auf die Glasplatte gebrachte Brei erst durch mehrmaliges Aufstoßen der Glasplatte nach den Rändern hin ausläuft, wozu in den meisten Fällen 27—30% Anmachwasser genügen. Sobald der Kuchen soweit erstarrt

ist, daß derselbe einem leichten Druck mit dem Fingernagel widersteht, ist der Zement als abgebunden zu betrachten.

γ) *Volumbeständigkeit.* Portlandzement soll volumbeständig sein. Als entscheidende Probe soll gelten, daß ein auf einer Glasplatte hergestellter und vor Austrocknung geschützter Kuchen aus reinem Zement, nach 24 Stunden unter Wasser gelegt, auch nach längerer Beobachtungszeit durchaus keine Verkrümmungen oder Kantenrisse zeigen darf.

Zur Ausführung der Probe wird der zur Bestimmung der Bindezeit angefertigte Kuchen bei langsam bindendem Zement nach 24 Stunden, jedenfalls aber erst nach erfolgtem Abbinden unter Wasser gelegt. Bei rasch bindendem Zement kann dies schon nach kürzerer Frist geschehen. Die Kuchen, namentlich die von langsam bindendem Zement müssen bis nach erfolgtem Abbinden vor Zugluft und Sonnenschein geschützt werden, am besten durch Aufbewahren in einem bedeckten Kasten oder auch unter Tüchern. Es wird hierdurch die Entstehung von Schwindrissen vermieden, die sich in der Regel in der Mitte des Kuchens zeigen und von Unkundigen für Treibrisse gehalten werden können. Die Erscheinung des Treibens zeigt sich an den Kuchen in der Regel bereits nach drei Tagen, jedenfalls genügt eine Beobachtung von 28 Tagen.

δ) *Feinheit der Mahlung.* Portland-Zement soll so fein gemahlen sein, daß eine Probe desselben auf einem Sieb von 900 Maschen pro Quadratcentimeter höchstens 10% Rückstand hinterläßt. Die Drahtstärke des Siebes soll die Hälfte der Maschenweite betragen. Zu jeder Siebprobe sind 100 g Zement zu verwenden.

ε) *Festigkeitsproben.* Die Bindekraft von Portland-Zement soll durch Prüfung einer Mischung von Zement und Sand ermittelt werden. Die Prüfung soll auf Zug und Druckfestigkeit nach einheitlicher Methode geschehen und zwar mittels Probekörpern von gleicher Gestalt und gleichem Querschnitt und mit denselben Apparaten.

Daneben empfiehlt es sich auch die Festigkeit des reinen Zementes festzustellen. Die Zerreißungsproben sind an Probekörpern von 5 qcm Querschnitt der Bruchfläche, die Druckproben an Würfeln von 50 qcm Fläche vorzunehmen.

ζ) *Zug- und Druckfestigkeit.* Langsam bindender Portland-Zement soll bei der Probe mit 3 Gewichtsteilen Normalsand¹⁾ auf 1 Gewichtsteil Zement nach 28 Tagen Erhärtung (1 Tag an der Luft und 27 Tage unter Wasser) eine Minimalfestigkeit von 16 kg/qcm haben. Die Druckfestigkeit soll mindestens 160 kg/qcm betragen. Bei schnell bindenden Portland-Zementen ist die Festigkeit nach 28 Tagen im allgemeinen eine geringere als die oben angegebene. Es soll deshalb bei Angabe von Festigkeitszahlen stets auch die Bindezeit angeführt werden.

c) *Beimischungen.* Als Zusatzstoffe für Beton und Eisenbeton verwendet man in der Hauptsache Sand, Kies, Feinschlag oder Steingrus und Schotter. Die Wahl dieser Stoffe muß in jedem Fall mit größter Sorgfalt geschehen, weil deren Beschaffenheit großen Einfluß auf die Festigkeit des Betons hat. Allerdings wird man möglichst diejenigen Sand- und Kiesarten verwenden, die in der Gegend vorkommen; doch sollte man, falls jene den Anforderungen nicht entsprechen, kein Opfer scheuen und selbst aus großer Entfernung Baustoffe beziehen, deren Eigenschaften Gewähr für gute Haltbarkeit leisten.

Während bei gewöhnlichem Beton immer Mischungen von Zement, Sand oder Kies und Schotter hergestellt werden, verwendet man bei Eisenbeton in vielen Fällen nur

¹⁾ Normalsand wird gewonnen, indem man möglichst reinen Quarzsand wäscht, trocknet und durch ein Sieb von 50 Maschen auf das qcm siebt; sodann bringt man den gewonnenen Sand in ein Sieb mit 120 Maschen auf ein qcm und entfernt dadurch die feinsten Teile. Die Drahtstärke der Siebe soll 0,38 bzw. 0,32 mm betragen.

Mischungen von Zement und Sand oder Kies in mörtelähnlicher Zusammensetzung. Dies geschieht z. B. bei Herstellung von Bauteilen mit geringen Stärken, ebenso bei Bauweisen, wo die Einlage aus Gitterwerk mit geringen Öffnungen besteht. Dort, wo größere Stärken notwendig sind, wählt man zweckmäßig auch gröberes Material. In solchen Fällen ist die Verwendung von verschiedenen Korngrößen besonders empfehlenswert, da hierbei weniger Zwischenräume entstehen und die Festigkeit größer wird. Im allgemeinen geht man bei Eisenbeton jedoch nicht über eine Korngröße von 25 bis 35 mm.

a) *Kies und Sand.* Die Beurteilung dieser Zusatzstoffe soll in bezug auf Festigkeit, Reinheit, Korngröße und Kornbeschaffenheit erfolgen, und zwar sind alle Sandarten von der Verwendung auszuschließen, deren Körner unter leichtem Druck zerfallen. Außerdem auch solche, die Lehm, Torf, Schwefelkies oder sonstige erdige Bestandteile enthalten, denn die hierdurch bedingten Säuren wirken zerstörend auf den erhärteten Zement ein. Die Korngröße soll für gewöhnlichen Beton möglichst verschiedenartig sein, da hierbei die geringsten Hohlräume entstehen; dasselbe gilt auch für Eisenbeton, doch ist hier die höchstzulässige Größe von der Entfernung der Einlagen abhängig. Ist genügend reiner Sand oder Kies ausnahmsweise nur mit großem Kostenaufwand zu beschaffen, so kann es sich unter Umständen empfehlen, den in nächster Nähe gewonnenen durch waschen und sieben soweit zu reinigen, daß er den gestellten Anforderungen entspricht. Dabei ist zu beachten, daß der hier ausgeschiedene feine Sand vielfach noch für Verputzzwecke Verwendung finden kann.

β) *Feinschlag (Steingrus) und Steinmehl.* Diese Zusätze bewirken, wenn sie aus Abfällen harter Gesteinsmassen bestehen, eine wesentlich größere Festigkeit und sind deshalb sehr zu empfehlen.

γ) *Steinschlag oder Schotter* ist gleichfalls für Beton ohne Einlagen eine sehr zweckmäßige Beimischung, um so mehr als die meist rauhen Flächen des Schotters eine innige Verbindung mit dem Zement und den Sandteilen begünstigen. Beachtenswert ist jedoch dabei, daß der Schotter aus harten und dichten Gesteinen, wie Granit, Gneis, Quarzit, Grünstein, Basalt usw. gewonnen werden muß.

δ) *Eisen- und Kohlenschlacke* findet für verschiedene Bauweisen ebenfalls Verwendung und ist infolge ihrer Leichtigkeit und Billigkeit ziemlich beliebt. Der damit hergestellte sog. Schlackenbeton erreicht jedoch nie dieselbe Festigkeit wie der aus Kies und Kleinschlag zusammengesetzte, er ist deshalb nur für Teile mit geringen Spannweiten und Belastungen zulässig. Doch auch hier ist große Vorsicht notwendig, da verschiedene Schlacken durch eingelagerten Kalk oder durch Kalksilikate im Laufe der Zeit zerstört werden.

ε) *Bimsstein.* Der Vorteil geringen Eigengewichtes wie er bei Verwendung von Schlacken erreicht wird, kann auch durch Beimischung von Bimsstein herbeigeführt werden, der sich nach den bisherigen Erfahrungen im Beton sogar wesentlich fester als Schlacke zeigt und keinerlei Zersetzungen befürchten läßt.

Außer diesen, für die Betonmischungen in Betracht kommenden Rohstoffen ist auch die Beschaffenheit des Wassers von wesentlichem Einfluß auf die Festigkeit und Dauer der Betonbauten. Es ist deshalb nur reines, von tierischen und pflanzlichen Fetten freies Wasser zu verwenden. Außerdem ist zu beachten, daß auch kohlen-saures und aus Moorboden entnommenes Wasser unbrauchbar ist, da die darin enthaltenen Säuren den Zement angreifen. In der Regel wird man deshalb dort, wo den Wasserläufen die Abwässer direkt zugeführt werden, besser Leitungs- oder Regenwasser verwenden und zwar die letzteren auch nur dann, wenn sie in besonderen Gefäßen aufgefangen werden, also genügend rein sind.

§ 5. Die Mischungsverhältnisse für Eisenbeton und Beton. Soll für einen Bauteil das Mischungsverhältnis bestimmt werden, so ist in den meisten Fällen die erforderliche Festigkeit maßgebend. In einzelnen Fällen dagegen wird außerdem noch möglichst vollständige Wasserundurchlässigkeit verlangt.

Obwohl nun bezüglich der Festigkeit zu empfehlen ist, möglichst fette Mischungen anzuwenden, so muß andererseits darauf hingewiesen werden, daß gerade diesen mit Bezug auf die Volumbeständigkeit ernste Nachteile anhaften. In der Praxis werden deshalb Bauteile, bei denen nur die Standfestigkeit zu berücksichtigen ist, gewöhnlich aus Beton mit 250 bis 450 kg Zementgehalt für das cbm hergestellt. Oftmals wendet man auch bei einem Bauwerk, je nach der größeren oder kleineren Beanspruchung, verschiedene Mischungen an. Dieses Verfahren ist jedoch nicht immer zu empfehlen, namentlich dann nicht, wenn selbsttragende Bauteile in Frage kommen. Die Praxis hat nämlich gezeigt, daß an den Berührungsflächen verschiedener Mischungen leicht Risse entstehen.

Bei Eisenbetonbauten wird das Mischungsverhältnis meist in Zement und Sand ausgedrückt. Für Deckenplatten z. B. mischt man in der Regel 1 Teil Zement mit 3 Teilen Sand, für größere Stärken auch 1 Teil Zement mit 3,5 bis 4 Teilen Sand. Bei Gewölben geht man vielfach bis 1 : 4 und 1 : 4,5 herunter. Indessen ist das Verhältnis 1 : 3 bis 1 : 4 als das Vorteilhafteste zu betrachten, denn hierbei ist außer der bedeutenden Festigkeit des Betons auch die Haftfestigkeit zwischen Eisen und Beton genügend groß. Eine magerere Mischung als 1 : 5 wendet man bei Eisenbeton nur selten an, da hier immer ziemlich hohe Beanspruchungen auftreten und deshalb große Festigkeit des Betons notwendig ist.

Wenn der Beton gut gestampft wird, enthält ein cbm durchschnittlich:

	bei Mischung 1 : 3	rund 450 kg Zement
>	>	1 : 4 > 350 >
>	>	1 : 5 > 300 >

Dabei können die Beimengungen entweder nur aus Sand oder auch aus Sand und Feinschlag oder Kies bestehen.

Bei Hennebique-Ausführungen ist es üblich, Sand und Kies bzw. Kleinschlag gesondert zu bestimmen.

Als Durchschnittswert gilt hierbei:

Zement	300 kg
Sand	0,400 cbm
Kies oder Kleinschlag	0,850 cbm.

Rechnet man dabei 1 cbm Zement zu 1400 kg, so ergibt dies nach Raumteilen: 1 Teil Zement mit 1,9 Teilen Sand und 4 Teilen Kies oder Steinschlag.

In derselben Weise werden auch die Mischungsverhältnisse des gewöhnlichen Betons bestimmt und zwar kommt auch hier in erster Linie die verlangte Festigkeit in Betracht. Außerdem ist aber besonders zu beachten, daß bei größeren Schottermengen auch genügendes Material, Sand zum Ausfüllen der Hohlräume notwendig ist. Um die verschiedenen Mischungsverhältnisse nach dieser Richtung hin richtig zu bestimmen, bringt man in ein Gefäß eine entsprechende Menge Schotter oder Kies und gießt dann soviel Wasser zu, daß es an der Oberfläche sichtbar wird. Die hierzu notwendige Wassermenge entspricht nun den vorhandenen Hohlräumen und ist durch Sand zu ersetzen. In derselben Weise läßt sich auch die notwendige Zementmenge ermitteln und zwar sind zu diesem Zweck die Hohlräume des betr. Sandmaterials festzustellen.

So ergibt sich z. B. für 540 l Kies oder Schotter, der 40% Hohlräume enthält, die erforderliche Mörtelmenge zu $540 \cdot \frac{40}{100} = 216$ l. Rechnet man hierzu noch 15% zur innigen Umhüllung der einzelnen Steine, so ergeben sich $216 \cdot \frac{15}{100} = 32,41 + 216 = 248$ l Sandmörtel. Betragen nun die Hohlräume dieses Sandmörtels 35% und rechnet man hierzu wie üblich noch 5% als Zuschlag, so sind $248 \cdot \frac{40}{100} = 99$ l Zement erforderlich. Das Mischungsverhältnis muß demnach rund 1 : 2,5 : 5,4 sein. Würde man in einzelnen Fällen weniger Zement oder Sandmörtel begeben als Hohlräume vorhanden sind, so entsteht undichter Beton, dessen Festigkeit naturgemäß geringer ist. In der Praxis führt man diese Untersuchungen trotzdem nicht immer aus, da vielfach eines der als normal bekannten Mischungsverhältnisse Anwendung findet. Oft angewandte Verhältnisse dieser Art sind:

1 Teil Zement	:	2 Teilen Sand	:	4 Teilen Kies oder	:	3 Teilen Schotter
1 >	>	: 3 >	>	: 6 >	>	4,5 >
1 >	>	: 4 >	>	: 8 >	>	6 >
1 >	>	: 5 >	>	: 10 >	>	7,5 >
1 >	>	: 6 >	>	: 12 >	>	8—9 >

Bei Verwendung der einen oder andern Mischung wird man besonders beachten, daß größerer Zementgehalt zwar erhöhte Festigkeit mit sich bringt, ebenso aber auch die nachteiligen Formänderungen. Man wird deshalb überall dort, wo nicht außergewöhnliche Bedingungen zu erfüllen sind, nicht zu fette Mischungen verwenden, um so mehr als auch mit magerem, gut verarbeiteten Beton bedeutende Festigkeit zu erzielen ist.

Zur Ermittlung der für die einzelnen Mischungen notwendigen Materialien kann folgende Tabelle dienen:

Mischungsverhältnis			Bedarf für 1 cbm Beton			
Zement	Sand	Steinschlag	Zement		Sand	Steinschlag (Schotter)
			1	1	1	1
1	2	3	282	395	600	900
1	3	4,5	200	280	600	900
1	4	6	154	215	600	900
1	5	7,5	120	168	600	900
1	6	9	105	147	600	900

§ 6. Wasserdurchlässigkeit und Frostschutz. Ebenso wie jedes andere Mauerwerk läßt auch Beton und Eisenbeton Wasser durch; doch hat der Beton den Vorteil, daß seine Dichtigkeit im Laufe der Zeit, durch Ablagerung kalkhaltiger Salze, zunimmt und dabei um so vollkommener wird, je fetter die Mischung ist.

Bei Behälterbauten, bei denen der zu leistende Widerstand größere Stärken verlangt, genügt es indessen, einen inneren Mörtelputz von fetter Mischung herzustellen, auf den man zweckmäßig noch eine dünne Schicht (2 bis 3 mm) reinen Zement bringt. So wurde unter andern der rund 1800 cbm fassende Versuchskanal in Dresden-Übigau in sehr magerer Mischung (1 : 6 : 8) ausgeführt und nur an der Innenseite mit Zementmörtel 1 : 3 geputzt. Auf diese Schicht wurde ein reiner Zementüberzug von 2 mm Stärke gebracht und gut geglättet. Die Ausführung zeigte trotz des bedeutenden Wasserdruckes (3,6 m) von Anfang an keine Durchlässigkeit.

Einzelne Fachleute, die sich hauptsächlich mit der Herstellung von Behältern mit dünnen Wandungen beschäftigen, verwenden dazu einen sehr fetten Mörtel und zwar

nach Raumteilen 1 : 2 oder 1 : 1,5. Nach dem Gewicht setzt man dabei für 1 cbm Sand 700 bis 800 kg Zement zu. Die Mischung erhöht nicht nur die Undurchlässigkeit, sondern sie vermehrt auch die Widerstandsfähigkeit gegen die chemische Einwirkung von Flüssigkeiten²⁾.

Obwohl die Betonierungsarbeiten bei Frostwetter meist unterbrochen werden, kommt es doch vor, daß einzelne Bauwerke trotz starkem Frost fertig gestellt werden müssen. In solchen Fällen wurde als Frostschutz dem Wasser bei der Betonbereitung verschiedentlich 2 bis 4 % Salz beigegeben, die Zusatzstoffe vor der Mischung aufgetaut und der Beton möglichst schnell verarbeitet. Von anderen Fachleuten wurde als Zusatz Chlorkalium in Mengen von 10 bis 20 % verwandt und auch hiermit günstige Resultate erzielt.

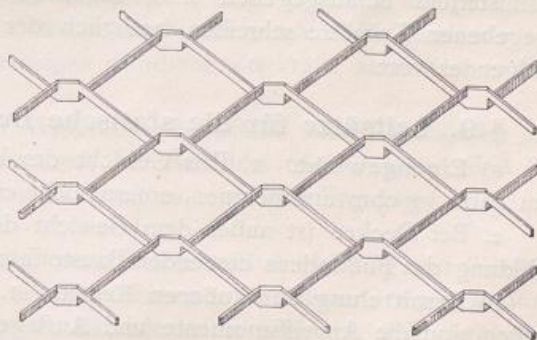
Für Abdichtungsarbeiten, wo es auf möglichst schnelles Abbinden des Betons oder Mörtels ankommt, empfiehlt sich eine Beimengung von Soda. Bei Anwendung der eben angeführten Frostschutzmittel ist jedoch zu beachten, daß der Zusatz von Salzen vielfach ein Ausblühen (Ausschlagen) des Betons zur Folge hat. Es empfiehlt sich deshalb ihre Verwendung nur dort, wo es auf gutes Aussehen der Sichtflächen nicht besonders ankommt. Sollen die Ansichtsflächen jedoch trotzdem möglichst gleichartig erscheinen, so wird man zweckmäßig einen Anstrich mit KESZLERSchen Fluaten (vgl. § 30: Putz) vorsehen.

§ 7. Das Eisen. Für die zur Aufnahme der Zug- und Schubkräfte notwendigen Armierungen verwendet man in der Hauptsache Flußeisen. Zwar würde für die bisher zulässigen Spannungen auch das weniger feste Schmiedeeisen genügen, doch ist dessen Preis ebenso hoch wie der für Flußeisen, so daß die Verwendung des letzteren immerhin größere Vorteile bietet.

Besonders zweckmäßig und in allen gewöhnlichen Fällen empfehlenswert, hat sich die Rundeisenform erwiesen, weshalb gerade diese im weitgehendsten Maße Verwendung findet. Außerdem legt man verschiedentlich auch I-, L-, + und S-Formen ein und für einfache Deckenplatten das sog. Streckmetall. Das letztere wurde von dem Amerikaner GOLDING eingeführt und besteht aus gewöhnlichen Blechen die durch Stanzen und Biegen in eine aus Abb. 6³⁾ ersichtliche Form gebracht werden. Für Deutschland wird das Streckmetall durch SCHÜCHTERMANN & KREMER in Dortmund geliefert und zwar sind die handelsüblichen Stärken und Maschenweiten dieser Einlagen verschieden, so daß sie den aufzunehmenden Spannungen entsprechend zu wählen sind.

In Amerika finden außerdem noch die mit besonderen Ansätzen versehenen Thacher- oder Knoteneisen Verwendung. Da sich diese aber nur für stärkere Bauteile eignen und die hierbei vergrößerte Haftfestigkeit durch einfaches umbiegen auch bei gewöhnlichen

Abb. 6. Streckmetall.



²⁾ In einzelnen Fällen versieht man diesen Zementputz auch noch mit besonderen Anstrichen wie KESZLERSchen Fluaten, Siderosthen-Lubrose, Leinöl und dgl. (siehe auch unter Anstriche). Auch der sog. Asbestzement fand schon mehrfach vorteilhafte Anwendung.

³⁾ Die Abb. 6 bis 16, 18, 20 bis 23, 30 bis 32, 34 bis 52, 54 bis 83 u. 86 bis 130 sind entnommen aus: R. WEDER, »Leitfaden des Eisenbetonbaues«, Leipzig 1906.

Rundeisen erreicht werden kann, scheint ihre Verwendung nicht allgemein empfehlenswert, um so mehr, als sie wesentlich teurer als Rundeisen sind. Zur Verbindung der einzelnen Einlagen ist in jedem Fall noch Eisendraht erforderlich, der vorher gegliht werden muß.

Eine besondere Prüfung des Eisens ist nicht immer notwendig, da die ziemlich vollkommenen Herstellungsverfahren nur selten fehlerhaftes Material liefern. Ebenso ist auch eine besondere Reinigung vor dem Einlegen überflüssig, vorausgesetzt, daß keine losen Rostkrusten und Schmutzteile vorhanden sind. Fest sitzender Rost kann also ohne Bedenken mit einbetoniert werden, da er nach den praktischen Erfahrungen und Versuchen eher eine Vergrößerung als eine Verminderung der Haftfestigkeit herbeiführt.

C. Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen.

§ 8. Allgemeines. Ähnlich wie bei den verschiedenen Baukonstruktionen aus einheitlichem Material, sind auch im Eisenbetonbau die ersten Anwendungen lediglich nach praktischen Gesichtspunkten erfolgt. Erst nachdem man erkannte, daß die Entwicklung dieser Bauweise nur dann eine bedeutungsvolle werden konnte, wenn eine zutreffende theoretische Untersuchung und Berechnung die Möglichkeit bietet, bei geringstem Materialaufwand genügende Sicherheit nachzuweisen, beschäftigten sich verschiedene Theoretiker eingehend mit dieser Frage.

Wie schon früher erwähnt, war es vor allem Regierungs-Baumeister KOENEN, der auf Grund der von Ingenieur A. WAYSZ und Prof. BAUSCHINGER angestellten Versuche eine Theorie entwickelte, die als erste dieser Art überhaupt gelten kann. Diese Berechnungsart findet noch heute, trotzdem innerhalb der letzten Jahre eine große Zahl ähnlicher Theorien aufgestellt wurden, vielfach Anwendung. Sie wurde durch Regierungs-Baumeister KOENEN neuerdings durch Berücksichtigung der von Prof. v. BACH festgestellten Formänderungsgesetze wesentlich verbessert und ist auch den Vorschriften, die als Leitsätze für die Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen vom Königl. Preußischen Ministerium herausgegeben sind, zugrunde gelegt. Diese im Mai 1907 neu herausgegebenen Leitsätze schreiben bezüglich der Annahmen für die statische Berechnung folgendes vor:

§ 9. Leitsätze für die statische Berechnung.

a) **Eigengewicht.** 1. Das Gewicht des Betons einschließlich der Eiseneinlagen ist zu 2400 kg/cbm 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.** 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. Über 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 Spannungsmoment an den Enden nur dann in Rechnung 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 $M = \frac{p \cdot b^2}{12}$ 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.** 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 aufzunehmen 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.** 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 Abschnitt c, 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 und Lagerhäusern: die wirkliche Eigenlast und die bis zu fünfzig 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 hundert v. H. erhöhte Nutzlast.

4. In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Druckfestigkeit beansprucht werden⁴⁾. 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.

§ 10. Druckspannungen in Stützen. Wird angenommen, daß sich eine Kraft P , die zentrisch auf einen Eisenbetonpfeiler einwirkt, gleichmäßig über den ganzen Betonquerschnitt verteilt und daß die Eiseneinlage symmetrisch angeordnet ist, so gilt, wenn f_b die Querschnittfläche des Betons, f_e diejenige des Eisens und k_b bzw. k_e die entsprechenden Beanspruchungen beider Materialien bezeichnen;

$$P = f_b \cdot k_b + f_e \cdot k_e.$$

Hierbei muß, wenn der innige Zusammenhang nicht gestört werden soll, die Dehnung bzw. Verkürzung im Beton gleich derjenigen im Eisen sein.

Bezeichnet $\alpha = \frac{1}{E_b}$ den Dehnungskoeffizient des Betons, $\beta = \frac{1}{E_e}$ denjenigen des Eisens und setzt man:

$$\frac{\alpha}{\beta} = \frac{\frac{1}{E_b}}{\frac{1}{E_e}} = \frac{E_e}{E_b} = n,$$

so wird, da $\alpha \cdot k_b = \beta \cdot k_e$ sein muß:

$$k_b = k_e \cdot \frac{1}{n} \quad \text{und} \quad k_e = k_b \cdot n.$$

Führt man diese Werte in die allgemeine Gleichung:

$$P = f_b \cdot k_b + f_e \cdot k_e \quad \text{ein, so wird} \quad P = f_b \cdot k_b + f_e \cdot k_b \cdot n \quad \text{oder}$$

$$P = k_b (f_b + f_e \cdot n). \tag{1}$$

⁴⁾ Die Leitsätze des deutschen Architekten- und Ingenieurvereins empfehlen auf Grund weitgehender Versuchsergebnisse, auch in Stützen die Beanspruchung bis zu $\frac{1}{5}$ der Bruchfestigkeit zuzulassen.

Setzt man den Wert für k_e ein, so wird

$$P = f_b \cdot k_e \cdot \frac{1}{n} + f_e \cdot k_e$$

oder

$$P = k_e \left(f_b \cdot \frac{1}{n} + f_e \right). \quad (2)$$

Das Verhältnis der beiden Elastizitätsmodule $n = \frac{E_e}{E_b}$ wird nach den Leitsätzen zu $\frac{2100000}{140000} = 15^5$) angenommen.

Beispiel. Welche zentrische Belastung P kann ein quadratischer, 3,2 m hoher Eisenbetonpfeiler von 25 cm Seitenlänge (Abb. 7) aufnehmen, wenn die Armierung durch 4 Rundeisen von 1,5 cm Durchmesser gebildet werden soll?

Die Bruchfestigkeit des betr. Betons sei zu 280 kg/qcm ermittelt. Da nach den Leitsätzen die zulässige Beanspruchung in Stützen nur $\frac{1}{10}$ der Bruchfestigkeit betragen darf, wird:

$$k_b = \frac{280}{10} = 28 \text{ kg/qcm} \quad \text{und da} \quad P = k_b (f_b + f_e \cdot n)$$

ist, so ergibt sich

$$P = 28 \left(25 \cdot 25 + 4 \cdot \frac{1,5^2 \cdot 3,14}{4} \cdot 15 \right) = 20467 \text{ kg.}$$

Ferner ist die Spannung im Eisen $k_e = k_b \cdot n = 28 \cdot 15 = 420 \text{ kg/qcm}$.

Da der Anfänger meist nicht imstande ist, für eine gegebene Belastung die notwendigen Abmessungen des Betonquerschnittes sowohl als auch des Eisenquerschnittes von vornherein richtig anzunehmen, wurden schon mehrfach besondere Tabellenwerke berechnet, aus denen die betr. Abmessungen entnommen werden können. Im allgemeinen wird man aber auch ohne solche Tabellen rasch und sicher zum Ziele kommen, wenn die Rechnung wie im folgenden Beispiel durchgeführt wird.

Beispiel. Welche Abmessungen muß eine 5,0 m hohe quadratische Eisenbetonsäule erhalten, wenn diese 30300 kg zentrischen Druck aushalten soll und mit 1% Eiseneinlage versehen wird? Die Bruchfestigkeit des Betons sei 250 kg/qcm. Damit wird die Betonspannung $k_b = \frac{250}{10} = 25 \text{ kg/qcm}$. Der Eisenquerschnitt $f_e = 1\%$ von f_b also $\frac{1}{100} f_b$. Es ergibt sich hiernach $P = k_b \left(f_b + 15 \cdot \frac{f_b}{100} \right)$ und daraus $f_b + \frac{15}{100} f_b = \frac{P}{k_b}$ oder $\frac{115}{100} f_b = \frac{P}{k_b}$; damit wird

$$f_b = \frac{P \cdot 100}{k_b \cdot 115} = \frac{303000 \cdot 100}{25 \cdot 115} = 1054 \text{ qcm.}$$

Mithin ist die Seitenlänge $a = \sqrt{1054} \cong 32,0 \text{ cm}$ (Abb. 8) und der erforderliche Eisenquerschnitt $f_e = \frac{1054}{100} = 10,54 \text{ qcm}$.

Zweckmäßig wählt man 4 Rundeisen, deren Durchmesser aus der Gleichung $\frac{10,54}{4} = \frac{d^2 \cdot \pi}{4}$ zu $d = \sqrt{\frac{10,54}{3,14}} \cong 1,8 \text{ cm}$ ermittelt wird. Die Spannung im Eisen ist $k_e = k_b \cdot n = 25 \cdot 15 = 375 \text{ kg/qcm}$.

5) Nach Versuchen von BACH schwankt dieser Wert zwischen 6 und 15 und ist abhängig von der Güte der Betonmischung.

Abb. 7. Berechnung eines Eisenbetonpfeilers.

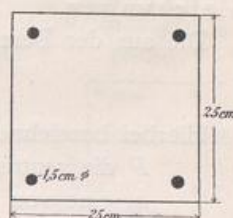
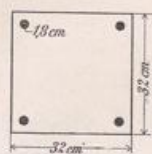


Abb. 8. Berechnung einer Eisenbetonsäule.



Als bekannt ist bei diesen Rechnungen nur die Belastung P , die zulässige Beanspruchung k_b und die anteilige Verwendung der Eiseneinlage anzunehmen. Die erstere ist in jedem praktischen Fall als Stützdruck gegeben, während k_b nach obigem von der Bruchfestigkeit des Betons abhängt und in der Regel mit 20 bis 30 kg/qcm eingeführt wird. Die Eiseneinlage f_e soll nach den Leitsätzen des Ingenieur- und Architekten-Vereins mindestens 0,8% vom Betonquerschnitt betragen, während Prof. MÖRSCH eine solche von 0,8 bis 2% empfiehlt. Innerhalb dieser Grenzen kann demnach die Größe der Einlagen ohne weiteres bestimmt werden und zwar wird man dort, wo geringere Säulenstärken erwünscht sind, die Menge des Eisens größer wählen, da dessen Druckbeanspruchung das 15fache der Betonspannung betragen kann.

§ 11. Knickfestigkeit. Obwohl bei Eisenbetonkonstruktionen infolge der meist vorhandenen Würfelfestigkeit des Betons ein Ausknicken der Stützen und Pfeiler nur ausnahmsweise zu befürchten ist, soll die Knickfestigkeit nach den Bestimmungen doch nachgewiesen werden, wenn die Höhe mehr als das 18fache der kleinsten Querschnitts-abmessung beträgt. Für die Berechnung benutzt man die EULERSchen Knickungs-Gleichungen.

Die aus der Berechnung der Baukonstruktionen bekannte EULERSche Formel lautet:

$$P = \frac{a \cdot \pi^2 \cdot E \cdot J}{s \cdot l^2}.$$

Hierbei bezeichnet

P die zentrische Belastung in kg.

a eine von der Befestigungsart des Stabes abhängende Zahl (vgl. Abb. 9 bis 12).

E das Elastizitätsmodul des Materials.

J das Trägheitsmoment des Querschnittes.

s den Sicherheitsgrad und

l die Länge des Stabes in cm.

π^2 setzt man genau genug = 10.

Für Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen läßt sich diese Formel nicht ohne weiteres anwenden, da E und J verschiedene Größen enthalten und zwar ist $E = E_b + E_e$ und $J = J_b + J_e$.

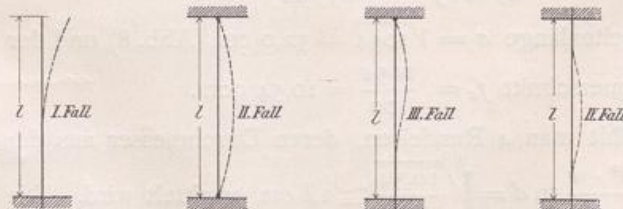
Damit nimmt obige Gleichung folgende Gestalt an:

$$P = \frac{a \cdot \pi^2 \cdot (E_b \cdot J_b + E_e \cdot J_e)}{s \cdot l^2}.$$

Setzt man hierin wieder $\frac{E_e}{E_b} = n$, so wird

$$P = \frac{a \cdot \pi^2 \cdot E_e \left(\frac{J_b}{n} + J_e \right)}{s \cdot l^2}, \quad (3)$$

Abb. 9 bis 12. Befestigungsart der Stützen.



a ist je nach der Befestigungsart (vgl. Abb. 9 bis 12) $\frac{1}{4}$, 1, 2 oder 4. Aus Formel 3 ergibt sich demnach, wenn man $E_e = 2\,000\,000$; $n = 15$; $\pi^2 = 10$ und s , d. h. den Sicherheitsgrad für Beton = 10 setzt, sowie P in Tonnen (t) und l in Metern (m) einführt:

für den I. Fall: $\frac{J_b}{15} + J_e = 20 \cdot P \cdot l^2$, oder auch $s = \frac{\frac{J_b}{15} + J_e}{2 \cdot P \cdot l^2}$ (4)

» » II. Fall: $\frac{J_b}{15} + J_e = 5 \cdot P \cdot l^2$, » » $s = \frac{2 \left(\frac{J_b}{15} + J_e \right)}{P \cdot l^2}$ (5)

» » III. Fall: $\frac{J_b}{15} + J_e = 2,5 \cdot P \cdot l^2$, » » $s = \frac{4 \left(\frac{J_b}{15} + J_e \right)}{P \cdot l^2}$ (6)

» » IV. Fall: $\frac{J_b}{15} + J_e = 1,25 \cdot P \cdot l^2$, » » $s = \frac{8 \left(\frac{J_b}{15} + J_e \right)}{P \cdot l^2}$ (7)

Beispiel: Der zuletzt auf Druck berechnete Pfeiler ist unter der Voraussetzung, daß er unten und oben festgehalten, aber nicht eingespannt wird, auf Knickfestigkeit zu untersuchen.

Nach dem II. Fall, Gleichung 5, ist $P = \frac{\frac{J_b}{15} + J_e}{l^2 \cdot 5}$; ferner $J_b = \frac{32^4}{12} \text{ cm}^4$ (Trägheitsmoment für □ Querschnitt) und $J_e = \frac{d^4 \cdot \pi}{64} + f_e \cdot y^2$; hierbei kann $\frac{d^4 \cdot \pi}{64}$, da es sehr klein ist, ohne Bedenken vernachlässigt werden. Folglich ist $J_e = 10,54 \cdot 12^2$ (Abb. 13 u. 14) und damit die zulässige Belastung:

$$P = \frac{\frac{32^4}{12 \cdot 15} + 10,54 \cdot 12^2}{5,0^2 \cdot 5} = 58,740 \text{ t} = 58\,740 \text{ kg.}$$

Da der Pfeiler nur 30300 kg aufzunehmen hat, ist genügende Sicherheit gegen Ausknicken vorhanden. Damit die einzelnen Eisen nicht für sich ausbiegen (knicken), muß der auf ein Eisen wirkende Druck in die Knickungsgleichung eingesetzt und die Entfernung der Querverbindungen l_1 berechnet werden. Es ist deshalb

$$P_{e1} = f_{e1} \cdot k_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot i}{s \cdot l_1^2},$$

woraus sich die zulässige Knicklänge der Eisenstäbe ergibt:

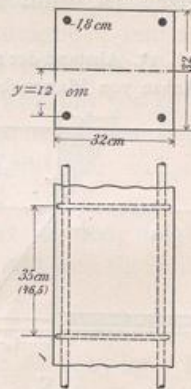
$$l_1 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot i}{s \cdot k_e \cdot f_{e1}}}$$

Da aber $i = \frac{d^4 \cdot \pi}{64}$ und $f_{e1} = \frac{d^2 \cdot \pi}{4}$ ist, so wird $\frac{i}{f_{e1}} = \frac{d^2}{16}$ und $l_1 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot d^2}{s \cdot k_e \cdot 16}}$
 $= \sqrt{\frac{10 \cdot 2\,000\,000 \cdot d^2}{5 \cdot k_e \cdot 16}}$, (s als Sicherheitsgrad für Eisen ist gleich 5 gesetzt). Hieraus berechnet sich

$$l_1 = 500 \cdot d \cdot \sqrt{\frac{1}{k_e}} \quad (8)$$

k_e wurde in dem Beispiel zu $25 \cdot 15 = 375 \text{ kg/qcm}$ ermittelt. Damit ergibt sich $l_1 = 500 \cdot 1,8 \sqrt{\frac{1}{375}} = 46,5 \text{ cm}$, d. h. die Eiseneinlagen müssen mindestens alle 46,5 cm durch wagerechte Bügel miteinander verbunden werden. Nach den Leitsätzen ist die Bügelentfernung indessen kleiner, höchstens zu 35 cm zu nehmen.

Abb. 13 u. 14.
Berechnung eines Pfeilers.



§ 12. Biegefestigkeit. Wie bekannt, berechnet sich die Biegefestigkeit homogener Körper mit konstantem Elastizitätsmodul nach der allgemeinen Gleichung

$$k = \frac{M}{W}.$$

Macht man bei Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen dieselben Annahmen wie für die obige Gleichung, nämlich, daß die einzelnen Querschnitte auch nach der Durchbiegung noch eben sind, so wird die Rechnungsweise dadurch wesentlich vereinfacht. Diese Annahme erscheint um so mehr zulässig, als die nach dieser Richtung hin gemachten Versuche keine großen Abweichungen von den so gewonnenen Rechnungsergebnissen zeigen.

Wird ein gerader Balken auf Biegung beansprucht, so entsteht bekanntlich in einem Teile Druckspannung (D), im andern Teile Zugspannung (Z). Die Druckspannung kann nun durch den Beton aufgenommen werden, während zur Aufnahme der Zugspannungen eine Eiseneinlage erforderlich ist. Denn obgleich auch der Beton eine gewisse Zugspannung aushalten kann, empfiehlt es sich doch, diese zu vernachlässigen, da hierdurch die Rechnungen wesentlich einfacher und die Konstruktionen sicherer werden.

a) Platten. Zur Entfernung des inneren Momentes, das dem äußeren gleich zu setzen ist, muß zunächst der Abstand χh , der neutralen Achse von Plattenoberkante bestimmt werden (Abb. 15). Bezeichnet S_b die Spannung des Betons im Abstand ι von der neutralen Achse, so wird die größte Beanspruchung

$$k_b = S_b \cdot \chi h.$$

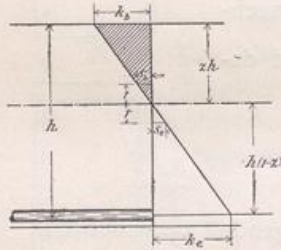
Ist ferner S_e die Spannung des Eisens im Abstand ι , so wird die maximale Spannung desselben

$$k_e = S_e (h - \chi h) = S_e \cdot h (1 - \chi).$$

Aus beiden Gleichungen folgt:

$$\frac{k_e}{k_b} = \frac{S_e \cdot h (1 - \chi)}{S_b \cdot h \cdot \chi}.$$

Abb. 15. Abstand der neutralen Achse von Plattenoberkante.

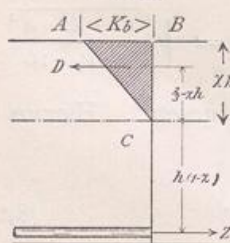


Da nun $\frac{S_e}{S_b}$ den Elastizitätsgrößen beider Stoffe entspricht, kann wieder wie früher gesetzt werden:

$$\frac{S_e}{S_b} = \frac{E_e}{E_b} = n. \text{ Damit wird}$$

$$\frac{k_e}{k_b} = n \cdot \frac{(1 - \chi)}{\chi}. \quad (9)$$

Abb. 16. Spannungsdreieck.



zur Höhe hat, stellt

$$D = k_b \cdot \frac{\chi h}{2} \cdot b.$$

Wählt man nun k_e , k_b und n , so läßt sich aus dieser Gleichung χ leicht bestimmen. Z. B. für $k_e = 1000 \text{ kg/qcm}$, $k_b = 40 \text{ kg/qcm}$ und n wie oben = 15, wird $\frac{1000}{40} = 15 \cdot \frac{(1 - \chi)}{\chi}$, woraus sich $\chi = \frac{3}{8}$ ergibt; d. h. die neutrale Achse liegt um $\frac{3}{8}$ der Höhe von der Plattenoberkante entfernt und nur dieser Teil wird auf Druck beansprucht.

Die Größe des Druckes in einer Ebene wird durch das Dreieck ABC (Abb. 16) dargestellt. Ein Prisma, welches dieses sog. Spannungsdreieck zur Grundfläche und die Querschnittsbreite b zur Höhe hat, stellt demnach den gesamten Druck D des Betons dar, es wird also

Da nun Druck und Zug gleich groß sind und der Eisenquerschnitt f_e den entstehenden Zug allein aufnehmen soll, muß $f_e \cdot k_e = k_b \cdot \frac{\chi \cdot h}{2} \cdot b$ sein und folglich

$$f_e = \frac{k_b}{k_e} \cdot \frac{\chi}{2} \cdot b \cdot h. \quad (10)$$

Hieraus ist der Querschnitt des erforderlichen Eisens zu berechnen, wenn der Betonquerschnitt bekannt ist.

Das innere Biegungsmoment M und damit die Plattenhöhe h ergeben sich aus dem Moment des Kräftepaars D und Z in Abb. 16. Der Abstand dieser Kräfte ist $\frac{2}{3}\chi h + h(1 - \chi)$. Da nun $D = Z$ ist, ergibt sich:

$$M = D \cdot \frac{2}{3}\chi \cdot h + D \cdot h(1 - \chi) = D \left[\frac{2}{3}\chi \cdot h + h(1 - \chi) \right].$$

Setzt man darin für D den gefundenen Wert ein, so wird

$$M = k_b \cdot \frac{\chi}{2} \cdot h \cdot b \left[\frac{2}{3}\chi \cdot h + h(1 - \chi) \right] = k_b \cdot \frac{\chi}{2} \cdot b \cdot h^2 \cdot \frac{3 - \chi}{3},$$

und daraus die Plattenhöhe

$$h = \sqrt{\frac{M \cdot 6}{k_b \cdot \chi (3 - \chi) \cdot b}}. \quad (11)$$

Aus dieser Gleichung läßt sich demnach die Plattenhöhe h direkt bestimmen. Zu dieser Höhe h ist noch ein gewisses Maß für Umhüllung der Eiseneinlagen zuzugeben und zwar wählt man dasselbe mindestens gleich der Eisenstärke (vgl. auch den Abschnitt D).

Beispiel: Eine 3,85 m weit gespannte, freiaufliegende Deckenplatte wird mit 500 kg/qm (Nutzlast und Eigengewicht) belastet. Welche Stärke und Eiseneinlage muß diese Platte erhalten, wenn die Bruchfestigkeit des Betons = 240 kg/qcm ist und die zulässige Spannung im Eisen 1000 kg/qcm betragen darf.

k_b kann nach den Leitsätzen gleich $\frac{1}{6}$ der Bruchfestigkeit gesetzt werden, folglich $k_b = \frac{240}{6} = 40$ kg/qcm; n sei wie früher = 15. Das äußere Moment ergibt sich für Balken auf 2 Stützen mit gleichmäßig verteilter Belastung zu $M = \frac{Q \cdot l}{8}$.

Für $b = 1,0$ m Plattentiefe wird die Belastung $Q = 1,0 \cdot 3,85 \cdot 500 = 1925$ kg. Die Stützweite l ist gleich der Lichtweite + Deckenstärke zu setzen; nimmt man die letztere zu 0,15 m an, so wird $l = 3,85 + 0,15 = 4,00$ m und somit $M = \frac{1925 \cdot 400}{8} = 96250$ kgcm.

Nach Gleichung 9 ist $\frac{1000}{40} = 15 \frac{(1 - \chi)}{\chi}$ und daraus $\chi = \frac{3}{8}$.

Damit wird nach Gleichung 11 $h = \sqrt{\frac{M \cdot 6}{k_b \cdot \chi (3 - \chi) \cdot b}}$, folglich

$$h = \sqrt{\frac{96250 \cdot 6}{40 \cdot \frac{3}{8} (3 - \frac{3}{8}) \cdot 100}} \cong 12,1 \text{ cm};$$

hierzu als Umhüllung der Eiseneinlagen 1,9 cm, gibt die gesamte Plattenhöhe zu 14 cm.

Die erforderliche Eiseneinlage bestimmt sich nach Gleichung 10 zu:

$$f_e = \frac{40}{1000} \cdot \frac{3}{8 \cdot 2} \cdot 100 \cdot 12,1 \cong 9,10 \text{ qcm}.$$

Wählt man Rundeisen mit 1,1 cm Durchmesser, so sind deren 10 Stück erforderlich, d. h. auf 1,00 m Plattentiefe sind 10 Stück anzuordnen, deren Abstände sich dann zu $\frac{100}{10} = 10$ cm ergeben.

Eine wesentliche Vereinfachung dieser Rechnungsweise ist durch nachstehende Tabelle II geschaffen, die mit Benutzung der oben entwickelten Formeln für $n = 15$ und $k_e = 1000$ kg/qcm berechnet ist.

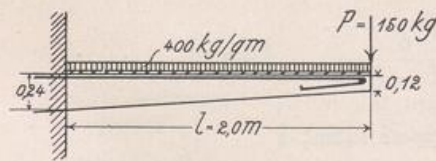
k_b kg/qcm	k_e kg/qcm	Plattenstärke h in cm bis Mitte Eiseneinlage	Eisenquerschnitt für 1,0 m Plattenbreite: f_e in qcm	Abstand der neutralen Faser von Plattenoberkante	Bemerkungen
20	1000	$0,0685\sqrt{M}$	$0,231 \cdot h$	$0,231 \cdot h$	M ist in kgcm einzusetzen. Die gesamte Plattenhöhe ist $h + \text{Umhüllung}$ und zwar trägt diese je nach der Stärke der Einlagen 1 bis 2 cm.
22	1000	$0,0632\sqrt{M}$	$0,273 \cdot h$	$0,247 \cdot h$	
25	1000	$0,0568\sqrt{M}$	$0,341 \cdot h$	$0,273 \cdot h$	
28	1000	$0,0518\sqrt{M}$	$0,414 \cdot h$	$0,295 \cdot h$	
30	1000	$0,0490\sqrt{M}$	$0,466 \cdot h$	$0,310 \cdot h$	
32	1000	$0,0465\sqrt{M}$	$0,519 \cdot h$	$0,324 \cdot h$	
35	1000	$0,0433\sqrt{M}$	$0,603 \cdot h$	$0,344 \cdot h$	
38	1000	$0,0410\sqrt{M}$	$0,690 \cdot h$	$0,363 \cdot h$	
40	1000	$0,0390\sqrt{M}$	$0,750 \cdot h$	$0,375 \cdot h$	
42	1000	$0,0376\sqrt{M}$	$0,811 \cdot h$	$0,386 \cdot h$	
45	1000	$0,0357\sqrt{M}$	$0,907 \cdot h$	$0,403 \cdot h$	
48	1000	$0,0340\sqrt{M}$	$1,000 \cdot h$	$0,419 \cdot h$	
50	1000	$0,0330\sqrt{M}$	$1,071 \cdot h$	$0,429 \cdot h$	

Diese Tabelle läßt sich auch für andere Beanspruchungen im Beton und Eisen leicht erweitern; ebenso kann für n ein anderer Wert, z. B. 10, eingesetzt werden. Für die meisten Fälle der Praxis genügen die hier bestimmten Werte indessen vollkommen, so daß weitere Rechnungen und auch besondere Tabellenwerke, die zum Teil recht umständlich sind, nicht erforderlich werden. Die praktische Verwendung der Tabelle zeigt sich in folgenden Beispielen:

1. Für das Beispiel auf S. 433 wurde das Moment zu $M = 96250$ kgcm ermittelt. Dafür ergibt sich nach Tabelle II, wenn $k_b = 40$ und $k_e = 1000$ kg/qcm betragen darf. $h = 0,039\sqrt{96250} = 12,1 + 1,9$ cm Umhüllung = 14 cm Plattenhöhe; die Einlage $f_e = 0,75 \cdot 12,1 = 9,08$ qcm, wofür 10 Stück 11 mm starke Rundestien f. d. lfd. m genügen. Ein Vergleich der Resultate ergibt, daß beide Werte mit den früher ermittelten genau übereinstimmen.

2. Die 2,0 m weit auskragende Galerie eines Saales (Abb. 17) soll durch eine Eisenbetonplatte gebildet werden, deren Beanspruchungen $k_b = 30$ und $k_e = 1000$ kg/qcm betragen dürfen. Als Nutzlast sind 400 kg/qm anzunehmen; außerdem ist das lfd. m Geländer mit 150 kg und das Eigengewicht der Platte mit 3 cm starker Asphaltabdeckung in der üblichen Weise einzuführen. Die Belastungen sind demnach: Nutzlast $2,0 \cdot 1,0 \cdot 400 = 800$ kg, Eigengewicht (mittlere Plattenstärke 0,18 + 0,03 Überd.)

Abb. 17. Berechnung der Galerie eines Saales.



$0,21 \cdot 2,0 \cdot 1,0 \cdot 2400 = 1008 = Q \cong 1800$ kg; Geländergewicht $P = 150$ kg. Damit wird $M = 1800 \cdot 100 + 150 \cdot 200 = 210000$ kgcm, und die Plattenstärke an der Einspannungsstelle nach Tabelle II $h = 0,049\sqrt{210000} = 22,4 + 1,6$ cm Umhüllung = 24 cm.

Ferner ist die Einlage $f_e = 0,466 \cdot 22,4 = 10,45$ qcm, wofür 10 Stück 1,2 cm starke Rundestien genügen. Nach dem freien Ende hin wird das Moment naturgemäß kleiner, weshalb die Plattenstärke allmählich bis auf 12 cm vermindert ist.

Plattenberechnung nach der durch die Leitsätze empfohlenen Methode. Wird in einzelnen Fällen die Berechnung der Spannungen nach den ministeriellen Bestimmungen verlangt, so ist in folgender Weise zu verfahren: Nach Abb. 18 ergibt sich, wenn f_e die Eiseneinlage auf die Plattenbreite b , χ den Abstand der neutralen Achse

von Plattenoberkante, h die gesamte Plattenhöhe und a die Stärke der Umhüllung darstellt.

$$\frac{b \cdot \chi^2}{2} = n \cdot f_e (h - a - \chi) \quad \text{und daraus}$$

$$\chi = \frac{n \cdot f_e}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot (h - a)}{n \cdot f_e}} - 1 \right]. \quad (\text{a})$$

Weiter folgt aus der Gleichung der äußeren und inneren Kräfte, wenn σ_b die Beton- und σ_e die Eisenspannung bezeichnet.

$$M = \sigma_b \cdot \frac{\chi}{2} \cdot b \left(h - a - \frac{\chi}{3} \right) = \sigma_e \cdot f_e \left(h - a - \frac{\chi}{3} \right);$$

damit wird aber
$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot \chi \cdot \left(h - a - \frac{\chi}{3} \right)} \quad (\text{b})$$

und
$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{\chi}{3} \right)}. \quad (\text{c})$$

Die Anwendung dieser Gleichungen erfolgt dann zweckmäßig so, daß man zunächst die erforderliche Plattenstärke und Einlage nach der Tabelle II bestimmt und die so gefundenen Werte in die Gleichungen a, b und c einsetzt.

Beispiel: Die 1,8 m weit gespannte durchgehende Platte einer Plattenbalkendecke erhält eine 1,1 m hohe Erdüberschüttung. Welche Stärke und Einlage ist erforderlich, wenn die Betonspannung $k_b = 20 \text{ kg/qcm}$ und die Eisenspannung $k_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ betragen darf. Wird die Stärke zunächst zu 0,25 m angenommen, so ergibt sich als Belastung

$$Q = 1,8 \cdot 1,0 (1,1 \cdot 1600 + 0,25 \cdot 2400) = 4248 \text{ kg für das m Plattentiefe.}$$

Damit wird, da die Platten als durchgehend zu betrachten sind,

$$M = \frac{Q \cdot l}{8} \cdot \frac{4}{5} = \frac{Q \cdot l}{10} = \frac{4248 \cdot 180}{10} = 76464 \text{ kgcm.}$$

Nach Tabelle II wird somit $h = 0,0685 \sqrt{76464} = 18,94 + 2,1 \text{ cm Umhüllung} = 21 \text{ cm}$ und $f_e = 0,231 \cdot 18,9 = 4,37 \text{ qcm}$; dafür genügen 9 Stück 0,8 m starke Rundeisen.

Nach den ministeriellen Bestimmungen ergeben sich mit diesen Werten folgende Spannungen:

$$\chi = \frac{15 \cdot 4,52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 (21 \cdot 2,1)}{15 \cdot 4,52}} - 1 \right] = 4,43 \text{ cm,}$$

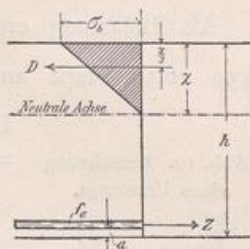
$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 76464}{100 \cdot 4,43 \left(21 - 2,1 - \frac{4,43}{3} \right)} = 19,8 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{76464}{4,52 \left(21 - 2,1 - \frac{4,43}{3} \right)} = 970 \text{ kg/qcm.}$$

Diese Ergebnisse zeigen also, daß die Tabellenwerte auch den Vorschriften nach jeder Richtung hin genügen.

Die Gleichungen 9, 10 und 11, ebenso wie diejenigen a, b und c, lassen sich naturgemäß auch zur Berechnung von Balken und Unterzügen aus Eisenbeton anwenden, vorausgesetzt, daß diese nicht als Plattenbalken konstruiert werden. Die Tabelle II dagegen kann hier nicht direkt Anwendung finden, da die Breite b verschiedene Werte erhält.

Abb. 18. Plattenberechnung nach den ministeriellen Bestimmungen.



Beispiel: Eine Speisesaaldecke soll zur Unterstützung der Mittelwand einen Unterzug aus Eisenbeton erhalten, dessen Breite b nicht über 30 cm beträgt. Welche Höhe und Einlage ist erforderlich, wenn die Belastung f. d. lfd. m 900 kg und die Lichtweite 5,6 m beträgt? Die Betonspannung k_b soll 40 und die Eisenspannung 1000 kg/qcm nicht überschreiten.

Als Belastung ergibt sich: Nutzlast $900 \cdot 5,6 = 5040$ kg, Eigengewicht für den $0,30 \cdot 0,50$ stark angenommenen Balken: $0,30 \cdot 0,50 \cdot 5,6 \cdot 2400 = \frac{2016 \text{ kg}}{Q = 7056 \text{ kg}}$.

Die Spannweite für 0,50 m Balkenhöhe wird nun $l = 5,6 + 0,5 = 6,10$ m und

$$M = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{7056 \cdot 610}{8} = 538000 \text{ kgcm.}$$

Da für $k_b = 40$ und $k_e = 1000$ nach Tabelle II $\chi = 0,375$ ist, wird nach Gleichung 11

$$h = \sqrt{\frac{538000 \cdot 6}{40 \cdot 0,375 (3 - 0,375) \cdot 30}} \cong 52 \text{ cm;}$$

+ 3 cm Umhüllung gibt als Gesamthöhe 55 cm (Abb. 19).

Die erforderliche Einlage wird nach Gleichung 10

$$f_e = \frac{40}{1000} \cdot \frac{0,375}{2} \cdot 30 \cdot 52 = 11,67 \text{ qcm,}$$

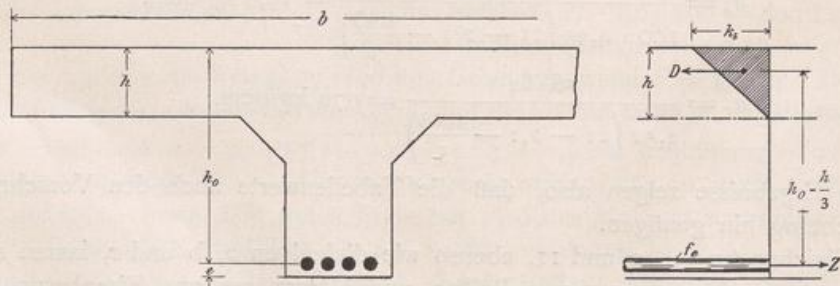
wofür 4 Stück 2 cm starke Rundeisen genügen.

Besonders beachtenswert erscheint noch, daß die Querschnittshöhe durch Verminderung der Spannung im Eisen geringer wird, während die Menge der Einlagen wächst. Es liegt demnach bis zu einem gewissen Grade in der Hand des Konstrukteurs, die Platten- und Balkenhöhen den gegebenen Verhältnissen möglichst anzupassen.

b) **Plattenbalken.** Die Plattenbalken haben den besonderen Vorteil, daß dort, wo die Druckspannungen im oberen Teile entstehen, auch die Deckenplatte auf eine gewisse Breite zu statischer Mitwirkung kommt. Die neutrale Achse fällt hierbei meist in die Nähe der Plattenunterkante.

Liegt sie innerhalb der Platte, ist also der Abstand χ kleiner als die Deckenstärke h , so gelten für die Berechnung dieselben Gleichungen, die für einfache Platten angegeben

Abb. 20 u. 21. Berechnung der Plattenbalken.



wurden, nur mit dem Unterschiede, daß die wirksame Breite b (Abb. 20), die nach den Leitsätzen bis $\frac{1}{3}$ der Spannweite betragen darf, einzuführen ist.

Für χ gleich h , d. h. die neutrale Achse in Plattenunterkante angenommen, wird, da $Z = D$ und der Abstand dieses Kräftepaars (vgl. Abb. 21) $h_0 - \frac{1}{3}h$ ist, $M = Z \cdot (h_0 - \frac{1}{3}h)$ und daraus

$$Z = \frac{M}{h_0 - \frac{h}{3}} \quad (12)$$

Weiter folgt aus $Z = f_e \cdot k_e$,

$$k_e = \frac{Z}{f_e} \quad \text{oder} \quad f_e = \frac{Z}{k_e} \quad (13)$$

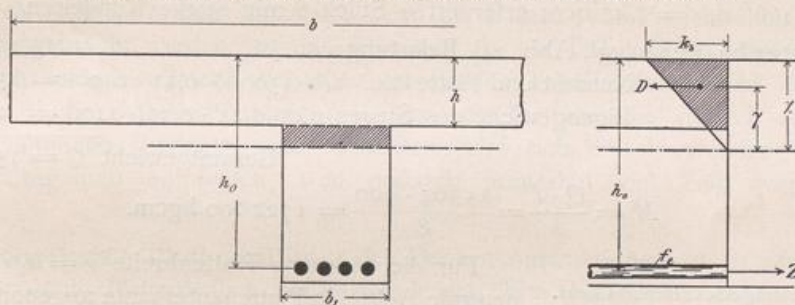
Endlich wird, da $D = Z = k_b \cdot \frac{h}{2} \cdot b$ ist,

$$k_b = \frac{2Z}{b \cdot h} \quad (14)$$

Die Gleichungen 12 bis 14 sind besonders für Proberechnungen zu empfehlen, da man mit ihrer Hilfe die annähernd richtigen Abmessungen des erforderlichen Beton- und Eisenquerschnittes leicht bestimmen kann.

Liegt die neutrale Achse innerhalb des Steges (Abb. 22 u. 23), so wähle man für genauere Berechnungen das nachstehende Verfahren. Auch hierbei sind die geringen

Abb. 22 u. 23. Berechnung der Plattenbalken wenn χ größer als h .



im Steg entstehenden Druckspannungen und die Zugspannungen des Betons vernachlässigt. Alle Bezeichnungen behalten ihre bisherige Bedeutung, und f_e stellt auch hier den gesamten Eisenquerschnitt dar.

Setzt man wie bei den Platten: $\frac{k_e}{k_b} = \frac{E_e \cdot (h_0 - \chi)}{E_b \cdot \chi}$, so wird mit

$$\frac{E_e}{E_b} = n \quad k_e = n \cdot k_b \frac{(h_0 - \chi)}{\chi}$$

Ferner ist, da $Z = D$ sein muß,

$$k_e \cdot f_e = k_b \frac{b \cdot \chi}{2} - \frac{k_b(\chi - h)}{\chi} b \frac{(\chi - h)}{2} \quad (\text{Abb. 22 u. 23}).$$

Für k_e den gefundenen Wert gesetzt, gibt:

$$n \cdot k_b \frac{(h_0 - \chi)}{\chi} \cdot f_e = k_b \frac{b \cdot \chi}{2} - k_b \frac{(\chi - h)^2 \cdot b}{\chi \cdot 2} \quad \text{und daraus} \quad (15)$$

$$\chi = \frac{2 \cdot n \cdot h_0 \cdot f_e + h^2 \cdot b}{2(n \cdot f_e + h \cdot b)}$$

Die Entfernung des Druckmittelpunktes von der neutralen Achse wird nun:

$$y = \chi - \frac{h}{2} + \frac{h^2}{6(2\chi - h)} \quad (16)$$

Damit lassen sich die Druckkräfte $D = Z$ und die Spannungen k_e und k_b bestimmen; denn es ist $M = D(h_0 - \chi + y)$, woraus sich ergibt

$$D = Z = \frac{M}{h_0 - \chi + y}, \quad (17)$$

$$k_e = \frac{Z}{f_e}, \quad (18)$$

$$k_b = \frac{k_e \cdot \chi}{n(h_0 - \chi)}. \quad (19)$$

Beispiel: Die 9,0 m weit gespannte Decke eines Geschäftshauses soll durch Plattenbalken gebildet werden, deren Abstand von Mitte zu Mitte 2,6 m beträgt. Welche Abmessungen und Einlagen sind erforderlich, wenn als Nutzlast, einschließlich Fußbodenbelag, 300 kg/qm einzuführen sind und $k_b = 30$, $k_e = 1000$ kg/qcm betragen darf.

1. Platte: Belastung: Nutzlast $= 2,6 \cdot 1,0 \cdot 300 = 720$ kg,
Eigengewicht $0,12 \cdot 2,6 \cdot 1,0 \cdot 2400 = 749$ kg,
mithin $Q \cong 1470$ kg.

Für die Feldmitten wird $M = \frac{Q \cdot l}{8} \cdot \frac{4}{5} = \frac{Q \cdot l}{10} = \frac{1470 \cdot 260}{10} = 38\,220$ kgcm.

Mithin nach Tabelle II $h = 0,049 \sqrt{38\,220} = 9,6$ cm + 1,4 cm Umhüllung = 11 cm und $f_e = 0,466 \cdot 9,6 = 4,47$ qcm erfordert 9 Stück 8 mm starke Rundeseisen.

2. Plattenbalken: (vgl. Abb. 24) Belastung:

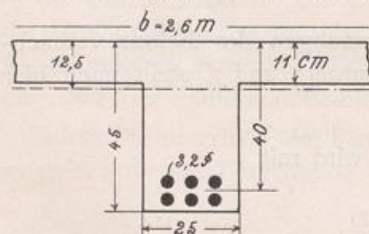
Nutzlast und Platte $9,0 \cdot 2,6 \cdot (300 + 0,11 \cdot 2400) = 13\,198$ kg,

Eigengewicht des Steges $9,0 \cdot 0,25 \cdot 0,39 \cdot 2400 = 2\,106$ kg,

Gesamtgewicht $Q = 15\,304$ kg.

Folglich $M = \frac{Q \cdot l}{8} = \frac{15\,304 \cdot 900}{8} = 1\,722\,000$ kgcm.

Abb. 24. Berechnung eines Plattenbalkens.



Für die wirksame Plattenbreite $b = 2,6$ m und die neutrale Achse in Plattenunterkante angenommen, gibt nach Gleichung 12

$$Z = \frac{1\,722\,000}{40 - \frac{11}{3}} = 47\,400 \text{ kg.}$$

Mit $k_e = 1000$ wird demnach $f_e = \frac{47\,400}{1000} = 47,4$ qcm, und nach Gleichung 14

$$k_b = \frac{2 \cdot 47\,400}{260 \cdot 11} \cong 33 \text{ kg/qcm.}$$

Da $k_b = 30$ kg/qcm betragen darf, sind die Abmessungen nahezu richtig gewählt; im andern Falle wäre jetzt eine weitere Annahme zu machen und die einfache Rechnung zu wiederholen.

Da 47,4 qcm Eiseneinlage notwendig ist, werden 6 Stück 3,2 cm starke Rundeseisen gewählt, die einen Gesamtquerschnitt von $f_e = 48,24$ qcm haben. Damit ergibt sich für die genauere Rechnung:

$$\chi = \frac{2 \cdot 15 \cdot 48,24 \cdot 40 + 260 \cdot 11^2}{2(15 \cdot 48,24 + 260 \cdot 11)} = 12,5 \text{ cm.}$$

Da die neutrale Achse außerhalb der Platte liegt, wird

$$y = 12,5 - \frac{11}{2} + \frac{11^2}{6(25 - 11)} = 8,4 \text{ cm,}$$

$$D = Z = \frac{M}{h_0 - \chi + y} = \frac{1\,722\,000}{35,9} = 47\,900 \text{ kg,}$$

$$k_e = \frac{Z}{f_e} = \frac{47\,900}{48,24} = 993 \text{ kg,}$$

$$k_b = \frac{k_e \cdot \chi}{n(h_0 - \chi)} = \frac{993 \cdot 12,5}{15(40 - 12,5)} = 30,05 \text{ kg.}$$

Wegen der Berechnung der Bügel siehe § 13, b, β .

Ein Vergleich der gefundenen Spannungen mit den zuerst ermittelten läßt erkennen, daß es in solchen Fällen vielfach genügt, wenn die neutrale Achse in Plattenunterkante angenommen wird. Um vollständig sicher zu gehen, empfiehlt es sich, nach der ersten Berechnung noch χ genau zu bestimmen; zeigt dieser Wert nur geringe Abweichungen von h , so kann die weitere Rechnung ohne Bedenken unterbleiben.

Auch hier könnten nun in ähnlicher Weise wie bei den Platten direkte Dimensionierungsformeln entwickelt werden, doch erhalten diese eine ziemlich umständliche Form, da die Balkenhöhe auch von der Plattenstärke und der wirksamen Plattenbreite abhängig ist. Man kommt deshalb meist schneller zum Ziel, wenn die annähernd richtigen Abmessungen zunächst nach den Gleichungen 12 bis 14 bestimmt und dann, wie in dem vorstehenden Beispiel, mit den genaueren Formeln 15 bis 19 nachgerechnet werden.

Etwas einfachere Formen entstehen, wenn die Balken- und Plattenhöhe in bestimmte Verhältnisse gebracht werden, so daß h immer als ein Teil von h_0 eingeführt werden kann. Doch auch hier lassen sich die betreffenden Tabellenwerte nicht immer direkt verwenden, da die Balkenentfernung und damit die Plattenstärke vielfach von den örtlichen Verhältnissen abhängig sind. Trotzdem wird sich ihre Verwendung in Spezialbüros naturgemäß empfehlen, weil dadurch immerhin viel Zeit gespart werden kann.

c) Durchgehende Plattenbalken. Bei Deckenkonstruktionen ist es oft notwendig, daß weitgespannte Plattenbalken zur Verminderung ihres Querschnitts eine oder mehrere Unterstüütungen erhalten. Wählt man nun hierzu einfache Säulen aus Eisenbeton oder Eisen, so ist es nicht immer möglich, daß die Balken auf diesen verhältnismäßig schmalen Stützpunkten gestoßen werden. Damit entstehen aber die sogenannten durchgehenden Balken, die besondere Untersuchungen erfordern.

Bei diesen Konstruktionen ergeben sich wohl innerhalb der Felder positive Momente, d. h. die Zugspannungen wirken im unteren Teil, über den Stützpunkten aber treten negative Momente auf, die eine Zugbeanspruchung der obersten Fasern zur Folge haben. Während also innerhalb der Felder der Plattenbalken als solcher statisch zur Wirkung kommt, ist über den Stützen nur der einfache rechteckige Balkenquerschnitt zu berücksichtigen, da die in der Zugzone gelegene Betonplatte keine Zugspannungen aufnehmen kann.

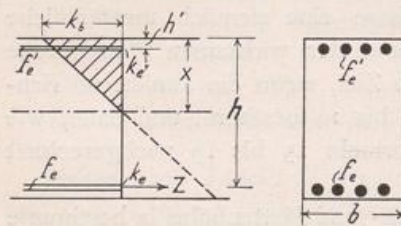
Die Rechnungen sind deshalb entweder so durchzuführen, daß der über den Stützen notwendige Balkenquerschnitt bestimmt und auf die ganze Länge durchgeführt wird, oder man ermittelt die erforderlichen Querschnitte für die Stützpunkte und Felder, letztere mit Rücksicht auf die Wirkung als Plattenbalken, und führt die eine Höhe allmählich in die andere über. Die sichtbare Trägerhöhe würde also verschieden groß. Dieser Umstand beeinträchtigt das gute Aussehen der Konstruktion indessen nicht so stark als verschiedentlich angenommen wird. Man sollte deshalb bei Decken für architektonisch nicht hervorragende Innenräume keine Bedenken gegen diese wirtschaftlich günstigste Anordnung tragen. Bei Hallen, Überdachungen und dgl. ist es außerdem möglich, die

Verstärkung über den Stützen nach oben zu verlegen, so daß die Innenansicht der Balken gleichmäßig stark bleibt.

Ist es in einzelnen Fällen nicht angängig, daß eine Verstärkung nach oben oder unten durchgeführt wird und sollen die wirtschaftlichen Vorteile trotzdem möglichst ausgenutzt werden, so kann man die Balkenstärke der Felder eventuell auch über den Stützen beibehalten. Dadurch werden naturgemäß größere Spannungen im Beton und Eisen bedingt, die durch eine besondere Einlage in der Druckzone aufzunehmen sind. Hier wird demnach eine doppelte Armierung notwendig, deren Berechnung sich aus folgendem ergibt.

d) Doppelte Armierung rechteckiger Querschnitte. Soll ein rechteckiger Platten- oder Balkenquerschnitt außer der Zugarmierung auch in der Druckzone eine Einlage erhalten, so ergibt sich mit den Bezeichnungen der

Abb. 25 u. 26. Berechnung einer doppelten Armierung.



$$f_e \cdot k_e = k_b \cdot \frac{\chi}{2} \cdot b + f_e' \cdot k_e' \quad (20)$$

Ferner verhält sich wie früher bei den Platten

$$\frac{k_b}{E_b} : \frac{k_e}{E_e} = \chi : h - \chi, \quad (21)$$

oder auch

$$\frac{k_b}{E_b} : \frac{k_e'}{E_e} = \chi : \chi - h'. \quad (22)$$

Das innere Moment mit Bezug auf den Angriffspunkt von Z als Drehpunkt wird nun

$$M = k_b \cdot \frac{\chi}{2} \cdot b \left(h - \frac{\chi}{3} \right) + f_e' \cdot k_e' (h - h'). \quad (23)$$

Setzt man wieder $\frac{E_e}{E_b} = n$, so ergibt sich aus Gleichung 21

$$k_e = \frac{n \cdot k_b (h - \chi)}{\chi} \quad (24)$$

und aus Gleichung 22

$$k_e' = \frac{n \cdot k_b (\chi - h')}{\chi} \quad (25)$$

Mit Einsetzen dieser Werte in die Gleichung 20 erhält man zur Bestimmung von χ die quadratische Gleichung

$$\chi^2 + 2\chi \cdot n \frac{f_e + f_e'}{b} = \frac{2n}{b} (h \cdot f_e + h' \cdot f_e') \quad (26)$$

und damit aus Gleichung 23

$$k_b = \frac{M \cdot \chi \cdot 6}{b \cdot \chi^2 \cdot (3h - \chi) + 6 \cdot f_e' \cdot n (\chi - h') \cdot (h - h')} \quad (27)$$

Für den Gang der Rechnung ergibt sich demnach, daß man nach Annahme der einzelnen Abmessungen zunächst den Abstand χ der neutralen Achse bestimmt, dann die Betonspannung k_b und mit dieser k_e bzw. k_e' ermittelt.

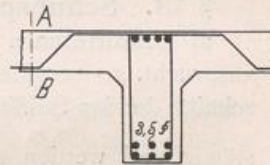
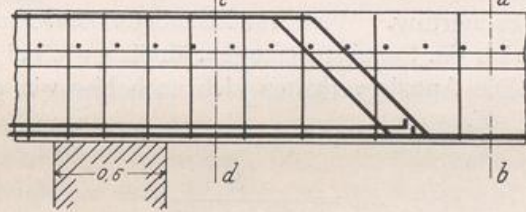
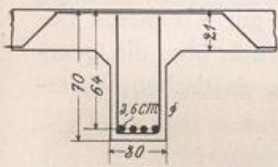
Da Versuchsrechnungen mit den Gleichungen 26 und 27 immerhin einen gewissen Zeitaufwand erfordern, hat man schon mehrfach versucht, auch für solche Fälle Dimensionierungsformeln aufzustellen. Da aber der Balkenquerschnitt gewöhnlich schon durch das Moment in Feldmitte bestimmt ist und die zulässigen Höhen und Breiten für Unterzüge usw. meist mit Rücksicht auf die architektonische Ausgestaltung zu wählen sind, kommt es in der Hauptsache nur auf die Ermittlung der notwendigen Einlagen in der Druck- und Zugzone an. Für diese ergibt sich nach SALINGER (der Eisenbeton in

Theorie und Konstruktion), wenn k die größte Biegungsspannung ohne Rücksicht auf die vorhandenen Einlagen, $\left(k = \frac{M}{W}\right)$ und μ' bzw. μ die anteilige Druck- bzw. Zugarmierung bezeichnet, folgende Tabelle III.

k_e	k_b	μ'	μ	k
1000	50	$\frac{k - 55,1}{2790}$	$0,0107 + 0,53 \mu'$	$55,1 + 2790 \mu'$
1000	40	$\frac{k - 39,4}{2100}$	$0,0075 + 0,40 \mu'$	$39,4 + 2100 \mu'$
1000	33,3	$\frac{k - 29,6}{1640}$	$0,0056 + 0,31 \mu'$	$29,6 + 1640 \mu'$
1000	28,6	$\frac{k - 23,1}{1310}$	$0,0043 + 0,25 \mu'$	$23,1 + 1310 \mu'$
1000	25	$\frac{k - 18,6}{1070}$	$0,0034 + 0,20 \mu'$	$18,6 + 1070 \mu'$

Mit diesen Werten läßt sich bei gegebenen Balkenquerschnitt und Biegemoment zunächst k und dann die erforderliche Druck- und Zugeinlage direkt bestimmen, so daß die nach den Gleichungen 24, 25 und 27 berechneten Spannungen sofort die zulässigen Größen erhalten.

Abb. 27 bis 29. Berechnung eines durchgehenden Plattenbalkens.

Abb. 27. Schnitt ab .Abb. 28. Schnitt AB .Abb. 29. Schnitt cd .

Beispiel: Der aus Abb. 27 bis 29 ersichtliche Plattenbalken soll als durchgehender Träger über eine 60 auf 30 cm starke Mittelstütze geführt werden. Welche Zug- und Druckeinlagen muß er über der Stütze erhalten, wenn die Spannweite der zwei Felder je 6,70 m und die gleichmäßig verteilte Belastung für jedes Feld 27454 kg beträgt. Die größten Spannungen sollen 40 kg/qcm im Beton und 1000 kg/qcm im Eisen nicht überschreiten.

Das Maximalmoment über der Mittelstütze ist negativ und wird für gleichmäßige Belastung und gleich große Feldweiten bei Balken auf 3 Stützen

$$M = -\frac{Q \cdot l}{8} = -\frac{27454 \cdot 670}{8} = 2299272 \text{ kg/cm.}$$

Da hiernach die Zugspannungen im oberen Teil entstehen, kommt nur der rechteckige 30 mal 64 cm starke Balkenquerschnitt zur Wirkung. Für diesen ergibt sich

$$k = \frac{M}{W} = \frac{2299272}{\frac{30 \cdot 64^2}{6}} = 112 \text{ kg/qcm.}$$

Damit wird nach Tabelle III mit $k_b = 40$ und $k_e = 1000$ kg/qcm.

$$\mu' = \frac{112 - 39,4}{2100} = 0,035 \text{ und die erforderliche Druckeinlage}$$

$$f'_e = \mu' \cdot f_b = 0,035 \cdot 30 \cdot 64 = 58,2 \text{ qcm.}$$

Ebenso wird $\mu = 0,0075 + 0,40 \cdot \mu' = 0,0075 + 0,40 \cdot 0,035 = 0,0217$ und die erforderliche Zueinlage $f_e' = \mu \cdot f_b = 0,0217 \cdot 30 \cdot 64 = 41,66$ qcm. Wählt man nun entsprechend den gefundenen Werten als Druckeinlage 6 Stück Rundeisen mit 3,5 cm Durchmesser, so wird $f_e' = 57,73$ qcm.

Ebenso ergibt sich für die Zugarmierung mit 4 Rundeisen von je 3,6 cm Durchmesser $f_e = 40,4$ qcm (vgl. Abb. 27 bis 29). Damit wird nach Gleichung 26

$$\chi + 2\chi \cdot 15 \frac{40,4 + 57,73}{30} = \frac{2 \cdot 15}{30} (64 \cdot 40,4 + 6 \cdot 57,73)$$

und daraus $\chi = 24,01$ cm von unten gemessen.

Nach Gleichung 27 wird ferner

$$k_b = \frac{2209272 \cdot 24,01 \cdot 6}{30 \cdot 24,01^2 (3 \cdot 64 - 24,01) + 6 \cdot 57,73 \cdot 15 (24,01 - 6) \cdot 64 - 6} = 39,77 \text{ kg/qcm}$$

und nach Gleichung 24 bzw. 25

$$k_e = \frac{15 \cdot 39,77 (64 - 24,01)}{24,01} = 993 \text{ kg/qcm},$$

$$k_e' = \frac{15 \cdot 39,77 (24,01 - 6)}{24,01} = 447 \text{ kg/qcm}.$$

Die Druckarmierung kann also auch hier, wie schon bei den Stützen festgestellt wurde, nicht bis zur Grenze beansprucht werden; k_b und k_e dagegen zeigen, daß die benutzte Tabelle eine gute Unterlage für die Dimensionierung darstellt.

§ 13. Schubspannungen.

a) **Unmittelbare Abscherung.** Wird ein Eisenbetonquerschnitt auf Abscheren beansprucht, so verteilen sich die Schubspannungen, ähnlich wie bei Druck, über die Querschnitte beider Stoffe. Die Anteile verhalten sich auch hier wie die elastischen Widerstände und werden mit $\frac{E_e}{E_b} = n$, für Beton

$$k_{bs} = \frac{S}{f_b + f_e \cdot n} \quad (28)$$

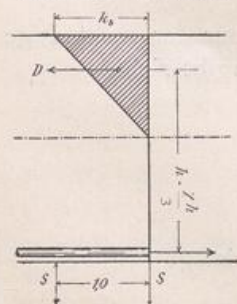
und für Eisen

$$k_{es} = \frac{S}{\frac{f_b}{n} + f_e} \quad (29)$$

Hierbei bedeuten wie früher f_b und f_e die Querschnittsflächen und S die in diesen wirkende Schubkraft.

b) **Abscherung in Platten und Plattenbalken.** a) *Platten.* Die Schubkraft ist bei den auf Biegung beanspruchten Platten und Balken über den Auflagern am größten. Sie erzeugt Spannungen, die in der neutralen Achse des Betonquerschnittes und am Umfange der Eiseneinlage auf Abscheren wirken.

Abb. 30. Berechnung der Schubkraft in Platten.



Bezeichnet S die Schubkraft für einen beliebigen Querschnitt und $h - \frac{\chi \cdot h}{3}$ den Abstand von D und Z (Abb. 30), so besteht die Momentengleichung:

$$D \cdot \left(h - \frac{\chi \cdot h}{3} \right) = S \cdot 1,00,$$

woraus sich ergibt
$$D = \frac{S \cdot 1,00}{h - \frac{\chi \cdot h}{3}}$$

Ist b die Breite des betreffenden Querschnittes, so wird damit die größte Schubspannung k_s , die in der neutralen Schicht wirkt:

$$k_s = \frac{D}{b \cdot 1,0} = \frac{S \cdot 1,0}{\left(h - \frac{\chi \cdot h}{3}\right) b}, \quad \text{oder} \\ k_s = \frac{3S}{b \cdot h(3 - \chi)}. \quad (30)$$

Zur Bestimmung der am Umfang der Eiseneinlage wirkenden Schubspannung k_{s_1} (Haftspannung) ist die Zugkraft Z durch die pro Längeneinheit auf der Breite b vorhandene Eisenoberfläche U zu dividieren.

Da $Z = D$ ist, kann man auch setzen: $k_{s_1} \cdot U = D$ und damit

$$k_{s_1} = \frac{3S}{h(3 - \chi) \cdot U}. \quad (31)$$

Beispiel. Wie groß ist die Schubspannung k_s in der neutralen Schicht und k_{s_1} am Eisenumfang der auf Seite 433 berechneten Eisenbetonplatte an der Einspannungsstelle?

Die Schubkraft S ist gleich der halben Belastung $\frac{Q}{2} = \frac{1950}{2} = 975$ kg. Ferner ist die Plattenbreite $b = 100$ cm, die Plattenhöhe $h = 14$ cm und Abstand der neutralen Faser nach Tabelle II: $\chi = 0,375$. Damit ergibt sich:

$$k_s = \frac{3 \cdot 975}{100 \cdot 14 (3 - 0,375)} = 0,80 \text{ kg/qcm.}$$

Da der Umfang U der Eiseneinlagen auf die Breite $b = 1,1 \cdot 3,14 \cdot 10 = 34,54$ qcm ist, wird die Haftspannung

$$k_{s_1} = \frac{3 \cdot 975}{14 \cdot (3 - 0,375) 34,54} = 2,30 \text{ kg/qcm.}$$

Allgemein kann angenommen werden, daß bei gewöhnlichen Platten die Schubspannungen sehr klein sind und ihre Berechnung deshalb entbehrlich erscheint. Aus demselben Grunde sind auch bei Platten keine Bügel notwendig. Zeigt die Haftspannung einen größeren Wert als 4,5 kg/qcm, so empfiehlt es sich, die Eisen an den Auflagern rechtwinklig abzubiegen.

β) *Plattenbalken (Bügelberechnung)*. Bei den Plattenbalken werden die Schubspannungen besonders im Balken selbst ziemlich groß, so daß zu ihrer Aufnahme vielfach abgebogene Eisen oder besondere Bügel notwendig werden. Die aus Rund- oder Flacheisen hergestellten Bügel übertragen die bedeutenden Schubkräfte, die in der Nähe der neutralen Faser entstehen, auf weniger beanspruchte Teile. Sie entlasten also die gefährlichen Stellen und werden bei praktischen Ausführungen in manchen Fällen so stark gewählt, daß sie die gesamten Schubspannungen übertragen können.

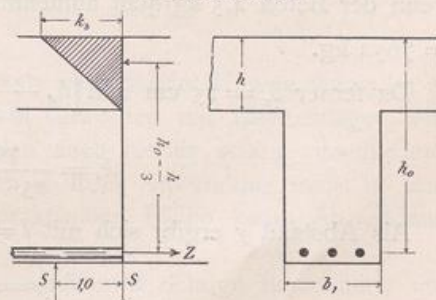
Die Größe der Schubspannung läßt sich in der für Platten angegebenen Weise ermitteln. An Stelle der Plattenbreite b tritt hier die Breite

des Balkens b_1 und der Hebelarm von D wird $h_0 - \frac{h}{3}$ (Abb. 31 u. 32).

Werden die übrigen Bezeichnungen wie dort gewählt, so ist:

$$k_s = \frac{S}{b_1 \left(h_0 - \frac{h}{3}\right)} \quad (32)$$

Abb. 31 u. 32. Berechnung der Schubspannung in Plattenbalken.



und

$$k_{sx} = \frac{S}{\left(h_0 - \frac{h}{3}\right) U} \quad (33)$$

Die Bestimmung der Schubspannungen in Plattenbalken erfolgt demnach in ähnlicher Weise wie bei den Platten, nur wird es hier oft vorkommen, daß die zulässige Schubbeanspruchung im Beton, die nur 4,5 kg/qcm betragen darf, überschritten wird. Dann sind für den verbleibenden Teil Einlagen notwendig, deren Zahl und Abstand wie folgt ermittelt werden kann.

Bezeichnet z die Anzahl der Bügel, f_s den gesamten Bügelquerschnitt einer Balkenbreite, k_{es} dessen zulässige Spannung und y diejenige Entfernung vom Auflager, bei der die Schubarmierung beginnen muß, so gilt:

$$z \cdot f_s \cdot k_{es} = (k_s - 4,5) \cdot \frac{y}{2} \cdot b_x \quad \text{und daraus} \\ z = \frac{(k_s - 4,5) \cdot y \cdot b_x}{f_s \cdot k_{es} \cdot 2} \quad (34)$$

k_s ist hierin nach Gleichung 32 zu ermitteln, während y für gleichmäßige Belastung aus der Proportion

$$k_s : (k_s - 4,5) = \frac{l}{2} : y \quad \text{zu} \\ y = \frac{(k_s - 4,5) \cdot l}{k_s \cdot 2} \quad (35)$$

bestimmt wird, wenn l die Spannweite des Balkens bezeichnet.

Die Verteilung der Bügel erfolgt nun, indem man die einzelnen Schubkraftflächen gleich groß macht. Dies geschieht am einfachsten graphisch durch Auftragen der Wurzeln von 1 bis z oder in der aus Abb. 33 ersichtlichen Form. Soll die gesamte Schubkraft durch Bügel aufgenommen werden, so vereinfacht sich die Gleichung 34 in

$$z = \frac{k_s \cdot b_x \cdot l}{k_{es} \cdot f_s \cdot 4} \quad (36)$$

Beispiel. Welche Schubspannungen entstehen in dem auf Seite 438 berechneten Plattenbalken am Auflager und wieviel Bügel sind auf einer Balkenhälfte erforderlich, wenn der Beton 4,5 kg/qcm aufnehmen kann. Es ist die Schubkraft $S = \frac{Q}{2} = \frac{15304}{2} = 7652$ kg.

Da ferner $b_x = 25$ cm und $\left(h_0 - \frac{h}{3}\right) = \left(40 - \frac{11}{3}\right) = 36,33$ cm, so wird

$$k_s = \frac{7652}{25 \cdot 36,33} = 8,42 \text{ kg/qcm.}$$

Als Abstand y ergibt sich mit $l = 9,0$ m,

$$y = \frac{(8,42 - 4,5) \cdot 9,0}{8,42 \cdot 2} = 2,1 \text{ m} \quad \text{und damit die Anzahl}$$

der Bügel, wenn $k_{es} = 800$ kg/qcm zulässig sind und 1,0 cm starke Rundisen beiderseits hochgeführt werden $\left(f_s = \frac{2 \cdot 1,0^2 \cdot 3,14}{4} = 1,6 \text{ qcm}\right)$,

$$z = \frac{(8,42 - 4,5) \cdot 210 \cdot 25}{1,6 \cdot 800 \cdot 2} = 9 \text{ Stück.}$$

Die Abstände dieser Eisen ergeben sich aus Abb. 33.

Für etwaige Zugspannungen hingegen setzt man den vorhandenen Eisenquerschnitt in Rechnung, der dabei meist so gewählt wird, daß er alle Zugspannungen, die im ungünstigsten Fall entstehen, allein aufnehmen kann.

Nachdem die äußeren Kräfte, die in den einzelnen Querschnitten wirken, nach bekannten Regeln bestimmt sind, wählt man zur Berechnung der Kantenpressungen zweckmäßig die Gleichung:

$$k = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}.$$

Hierin bedeutet P die rechtwinklig zur Fugenrichtung wirkende Seitenkraft der einwirkenden Kraft in kg, F die Querschnittsfläche in qcm, M das Moment, das durch die Kraft P erzeugt wird, wenn diese außerhalb der Achse angreift und W das Widerstandsmoment des vorhandenen Querschnittes.

Setzt man in dieser Gleichung das Moment $M = P \cdot e$, ferner $F = 100 \cdot b$ (Fugenbreite b in cm auf 100 cm Gewölbetiefe) und $W = \frac{100 \cdot b^2}{6}$, so wird, wenn k_d die Druckspannung und k_z die Zugspannung bezeichnet:

$$k_d = \frac{P}{100b} + \frac{P \cdot e}{\frac{100b^2}{6}}, \text{ oder}$$

$$k_d = \frac{P}{100b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right) = \text{kg/qcm} \quad (37)$$

und ohne Rücksicht auf die Eiseneinlage

$$k_z = \frac{P}{100 \cdot b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right) = \text{kg/qcm}. \quad (38)$$

Für die gesamte Zugkraft Z in kg, die in der so beanspruchten Lagerfuge b auftritt und durch Eiseneinlagen aufzunehmen ist, gilt dann:

$$Z = \frac{b}{2} \cdot \frac{k_z^2 \cdot 100}{k_d + k_z}. \quad (39)$$

Hierin ist b in cm, k_z und k_d in kg/qcm zu setzen. Nachdem Z gefunden ist, läßt sich die erforderliche Einlage leicht berechnen, da wie früher $Z = f_e \cdot k_e$ sein muß.

Beispiel. Für ein 20,0 m weit gespanntes Eisenbetongewölbe, das mit Hilfe der Stützlinientheorie untersucht wurde, ergab sich bei 20 cm Scheitel- und 25 cm Kämpferstärke im Scheitel ein Horizontalschub von 36000 kg. Es würde somit bei gleichmäßiger Druckverteilung (die Stützlinie fällt mit Fugenmitte zusammen) eine Spannung entstehen:

$$k = \frac{P}{F} = \frac{36000}{100 \cdot 20} = 18,0 \text{ kg/qcm}.$$

Die Untersuchung zeigt aber, daß der Durchgangspunkt der Stützlinie im Scheitel 5,4 cm von der Fugenmitte nach oben zu entfernt liegt. Somit ergibt sich

$$\text{nach Gleichung 37: } k_d = \frac{36000}{100 \cdot 20} \left(1 + \frac{6 \cdot 5,4}{20} \right) = 47,16 \text{ kg/qcm},$$

$$\text{ferner nach Gleichung 38: } k_z = \frac{36000}{100 \cdot 20} \left(1 - \frac{6 \cdot 5,4}{20} \right) = 11,16 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{und nach Gleichung 39: } Z = \frac{20}{2} \cdot \frac{11,16^2 \cdot 100}{47,16 + 11,16} = 2140 \text{ kg}.$$

Wählt man k_e der größeren Sicherheit halber nur gleich 600 kg/qcm, so wird

$$f_e = \frac{2140}{600} = 3,57 \text{ qcm}$$

und die Anzahl der Stäbe, wenn Rundeisen mit 0,8 cm Durchmesser Verwendung finden,

$$\chi = \frac{3,57}{0,5} \cong 8 \text{ Stück für das lfd. m Gewölbetiefe.}$$

Die Entfernung der einzelnen, an der inneren Leibung anzubringenden Stäbe wird dann $\frac{100}{8} = 12,5$ cm. Wie schon oben erwähnt, ist diese Berechnungsart nicht ganz einwandfrei, doch wird sie in gewöhnlichen Fällen des Hochbaues und bei kleinen und mittleren Spannweiten vollständig genügen.

D. Herstellung der einzelnen Bauteile in Eisenbeton und ihre Verwendung im Hochbau.

§ 15. Platten. Da bei den freiaufliegenden, auf Biegung beanspruchten Platten die Zugspannungen im unteren Teil entstehen, sind hier die Eisenstäbe möglichst dicht an die untere Kante der Platte zu legen und zwar in der Richtung der Hauptspannungen. Dabei ist jedoch darauf zu achten, daß die einzelnen Stäbe noch genügend mit Beton umhüllt sind. Für dünne Drähte sind für diese Umhüllung 5 mm als Mindestmaß anzunehmen, während stärkere nicht unter 10 mm erhalten sollen.

Beim MONIERsystem (Abb. 34) werden außer diesen die Zugspannungen aufnehmenden sogenannten Tragstäben senkrecht dazu noch Verteilungsstäbe angeordnet, die den Zweck haben, die Tragstäbe während der Herstellung in der richtigen Lage zu halten. Die Kreuzungsstellen dieser Stäbe werden hierbei mit Bindedraht verbunden, so daß ein vollständig zusammenhängendes Eisennetz entsteht. Die Entfernung und Stärke der Tragstäbe ergibt sich durch Rechnung, während man für die Verteilungsstäbe Rundeisen von 5—8 mm Durchmesser wählt und diese in Abständen von 10—30 cm anordnet.

Anstatt dieser in neuerer Zeit allgemein üblichen einfachsten Art der Armierung verwenden die verschiedenen Konstrukteure hiervon mehr oder weniger abweichende Einlagen.

So legen einige die Stäbe nicht parallel, sondern unter einem bestimmten Winkel zur Hauptspannung. Hierbei müssen die Trag- und Verteilungsstäbe naturgemäß von gleicher Stärke sein (System SCHLÜTER). Andere behalten die parallele Richtung bei und verändern nur die Querschnittsform der Einlage. So verwendet HYATT als Tragstäbe hochkant gestellte Flacheisen (Abb. 35), die in besonderen Bohrlöchern die Verteilungsstäbe (Rundeisen) aufnehmen. Für sehr schwache Platten

Abb. 34. MONIER-Platte.

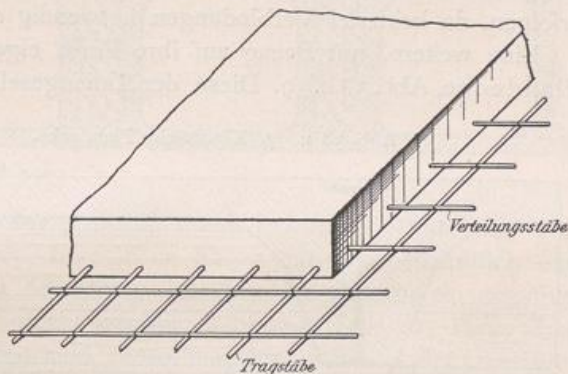
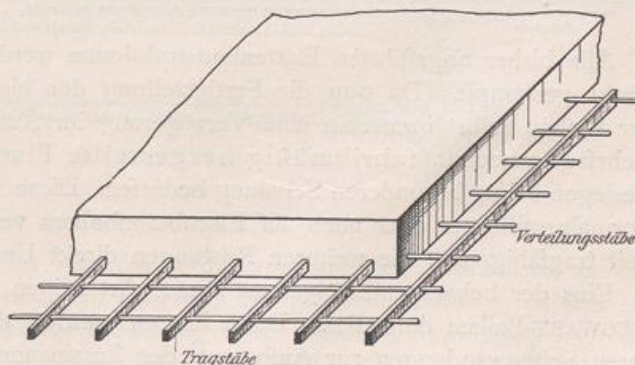
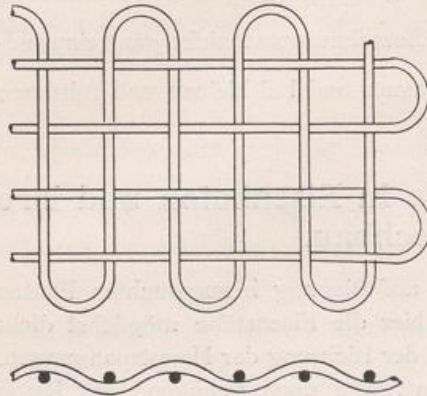


Abb. 35. Platte nach System HYATT.



wählt man verschiedentlich auch eine dem System COTTANCINS ähnliche Anordnung, bei dem schwache Drähte von 5 mm und weniger Stärke (Abb. 36 u. 37) als Gewebe verflochten werden.

Abb. 36 u. 37. System COTTANCIN.



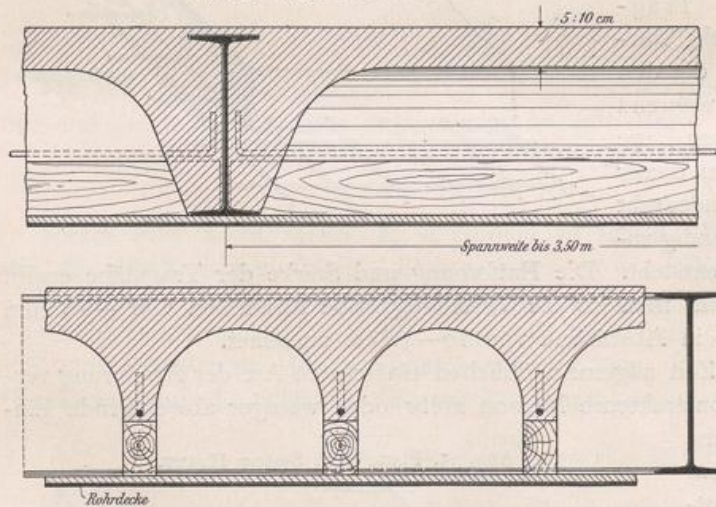
Das Verlegen dieser Drahtnetze erfordert indessen viel Zeit und Arbeitsaufwand, weshalb sich hier die RABITZbauweise meist besser eignet. Bei dieser finden gewöhnliche galvanisierte Drahtgittergewebe, wie sie im Handel üblich sind, Verwendung, so daß die Herstellung der Einlagen sehr schnell und gleichartig erfolgen kann.

In ähnlicher Weise läßt sich auch das Streckmetall (vgl. Abb. 6, S. 425) verwenden und zwar kann diese in verschiedenen Stärken und Maschenweiten erhältliche Einlage auch für stärkere Platten Verwendung finden. Als Vorteil des Streckmetalles ist anzuführen, daß die Spannungsverteilung durch die netzartige Anordnung begünstigt wird, so daß eine ungleichartige Beanspruchung einzelner Teile

ausgeschlossen erscheint. Außerdem kann auch hierbei das Einlegen rasch und genau erfolgen, da keinerlei Verbindungen notwendig sind.

Eine weitere, mit Bezug auf ihre Form eigentümliche Platte bildet die KÖNENSCHER Plandecke, Abb. 38 u. 39. Diese, der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbau in Berlin

Abb. 38 u. 39. KÖNENSCHER Plandecke.



patentierte Decke ist eine mit Hohlräumen versehene Eisenbetonplatte, die unten meist mit einer durchgehenden ebenen Rohrdecke verbunden wird. Als besonderer Vorteil dieser Platte ist es zu bezeichnen, daß sie jeder beliebigen Trägerhöhe angepaßt werden kann, einen hohen Grad von Schalldichtigkeit besitzt und sehr leicht und billig ist. Der Preis für das Quadratmeter beträgt für Spannweiten bis zu 3,50 m nur 5,60 bis 5,80 M.

Alle bisher angeführten Plattenkonstruktionen werden in der Regel auf der Baustelle direkt gestampft. Da nun die Fertigstellung der hierzu notwendigen Schalungen und der Einbau selbst immerhin eine Verzögerung im Aufbau verursachen, hat man schon mehrfach versucht, fabrikmäßig hergestellte Plattenteile zu verwenden, die beim Verlegen keiner besonderen Schalung bedürfen. Diese fertigen Teile werden entweder auf Normalprofilträger oder auch auf Eisenbetonbalken verlegt und sind von vornherein soweit tragfähig, daß die weiteren Rüstungen direkt Unterstützung finden können.

Eins der bekanntesten Systeme dieser Art zeigen die Abb. 40 u. 41, die den sog. SIEGWART-Balken darstellen. Diese Platten werden durch hohle Betonbalken gebildet, deren Seitenwandungen zur Aufnahme der Zugspannungen Rundeseisen oder Drähte erhalten. Die ausgetrockneten Teile kommen fertig auf die Baustelle und werden hier

ohne Verschalung auf die Mauern bzw. Träger dicht nebeneinander verlegt und die Längsfugen mit Zement vergossen.

Die einzelnen Balken werden 25 cm breit und in vier verschiedenen Stärken 12, 15, 18 und 21 cm hergestellt. Die Stärke der Eiseneinlagen schwankt zwischen 5 und 10 mm. Die Länge der Balken beträgt 5,5, 6,5 und 7,5 m; doch können auch größere Spannweiten durch kurze Balken überdeckt werden, wenn man die Stoßfugen wechselseitig anordnet und besondere Drahtanker einlegt.

In vielen Fällen liegen die Platten nicht, wie bisher angenommen, frei auf, sondern sie erhalten an den Auflagern bzw. Stützpunkten eine Einspannung, indem sie entweder über eiserne Träger oder Eisenbetonbalken hinweggeführt werden, oder indem die Einspannung durch besondere Anordnungen an den Umfassungsmauern geschaffen wird. In solchen Fällen entsteht bekanntlich eine Verringerung des Biegemomentes in der Mitte, und über den Stützen ein negatives Moment. Durch dieses negative Stützmoment werden im oberen Teile der Platte Zugspannungen bedingt und die Eiseneinlagen sind demzufolge hier nahe an der Oberkante anzuordnen (vgl. auch die Berechnung). Dieser Bedingung tragen die einzelnen Systeme auf verschiedene Weise Rechnung.

Die KOENENSche Voutenplatte (Abb. 42 u. 43) z. B. zeigt die Eisenstäbe mit den Auflagern und Stützpunkten zugfest verbunden. Durch die Krümmung der Einlagen wird es dabei möglich, daß je ein Eisen genügt und dieses immer an der Zugseite der

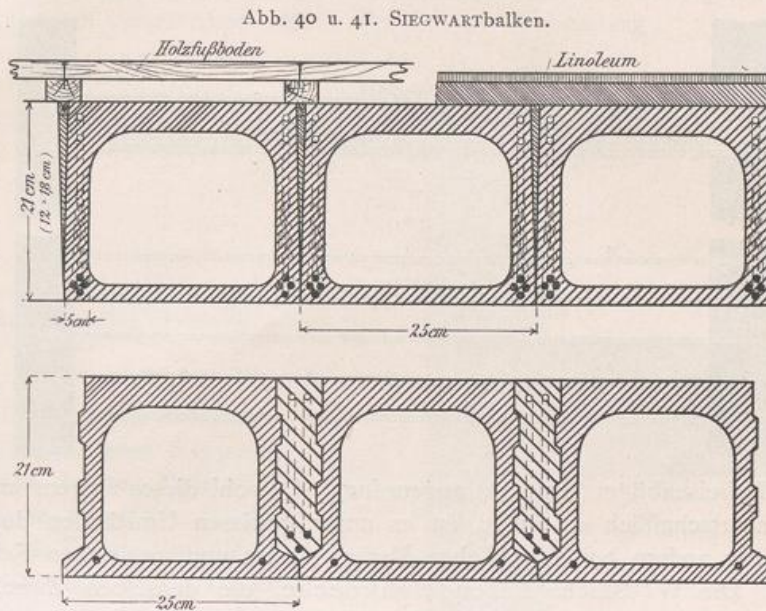
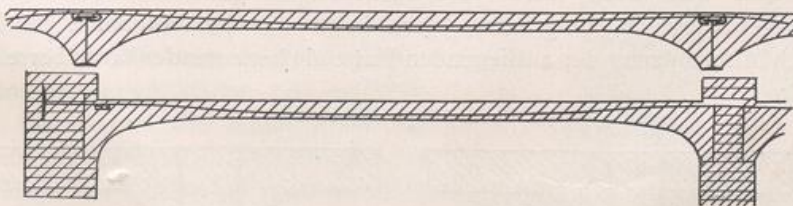


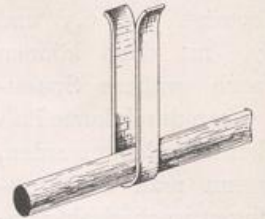
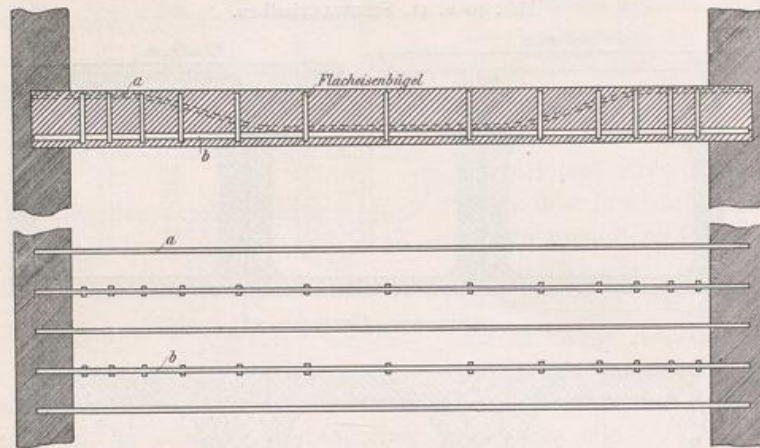
Abb. 42 u. 43. KOENENSche Voutenplatte.



Platte vorhanden ist. Außerdem ist hier durch die voutenartigen Anschlüsse an den Endstrecken das größere Biegemoment über den Stützen berücksichtigt, so daß nur selten noch eine besondere Verstärkung notwendig wird. Dieselbe Anordnung zeigt das System KLETT, nur werden hier an Stelle der Rundeisen Flacheisen mit aufgenieteten Winkelstückchen verwendet.

Beim System HENNEBIQUE (Abb. 44 bis 46) verwendet man in solchen Fällen zwei Lagen von Eisenstäben. Die eine (*b*) ist hierbei gerade und liegt im untern Teil der Platte, während eine zweite Lage (*a*) abgebogen wird und über den Stützen im oberen

Abb. 44 bis 46. Platte nach System HENNEBIQUE.



Teile liegt. Außerdem werden zur besseren Verbindung des Betons mit den Einlagen und zur Aufnahme von Schubspannungen noch

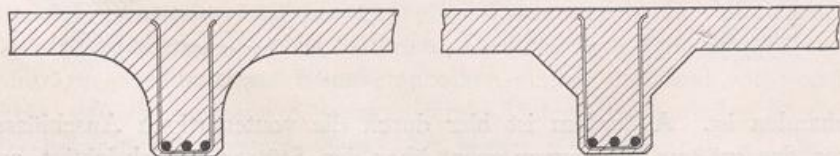
Flacheisenbügel (Abb. 46) angeordnet. Obwohl dieses System im Vergleich zum vorigen unwirtschaftlich erscheint, ist es unter gewissen Umständen doch empfehlenswert, so unter andern bei beweglichen Verkehrslasten und ungleichen Feldweiten.

Die WAYSZSche Eisengelenkdecke, die denselben Zweck wie die KÖNENSche Voutenplatte verfolgt, wird durch Flacheisen armiert, die dort, wo das Biegemoment sehr klein (*o*) ist, durch Gelenke verbunden werden. Hierdurch wird es möglich, die Eiseneinlagen den größeren Stützmomenten entsprechend zu verstärken.

§ 16. Plattenbalken. Während bei den einfachen Monierplatten und ähnlichen Systemen für die eigentlich tragenden Konstruktionen vielfach noch eiserne Träger Verwendung finden, werden in allen anderen Fällen auch diese, also Säulen, Unterzüge und Träger usw. in Eisenbeton hergestellt. Eine mit bezug auf Wirtschaftlichkeit besonders zweckmäßige Tragkonstruktion dieser Art ist der Plattenbalken, der entsteht, indem man die Deckenplatte mit dem, diese unterstützenden Eisenbetonträger innig verbindet und entsprechend armiert. Hierdurch wird ein statisch wirksamer Querschnitt geschaffen, bei dem die Materialausnutzung noch günstiger ist als beim armierten, rechteckigen Querschnitt.

Zwar könnte man auch hierbei den rechteckigen Querschnitt des Balkens so bemessen, daß er allein tragfähig wäre, doch kann für die Aufnahme der Druckspannungen durch Mitbenutzung der aufliegenden Platte ein bedeutender Vorteil erreicht werden.

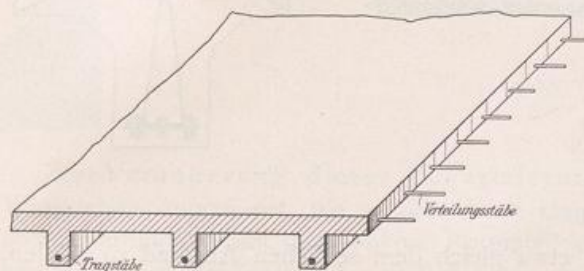
Abb. 47 u. 48. Verbindung zwischen Platte und Balken.



Um die Verbindung zwischen Platte und Balken wirksam zu gestalten, müssen die daselbst auftretenden bedeutenden Schubspannungen, denen die Scherfestigkeit des Betons unter Umständen nicht genügt, durch senkrechte oder unter einem bestimmten Winkel

geneigte Eiseneinlagen aufgenommen werden. Außerdem wird man die Übergänge von Deckenplatte und Balken zur besseren Übertragung der Kräfte in der aus Abb. 47 u. 48 ersichtlichen Weise verstärkern, also gewissermaßen auch hier Vouten anwenden. Die Anordnung der Einlagen ist, wie bei den Platten, wiederum abhängig von der Art der Auflagerung der einzelnen Balken, und zwar kommen hier außer den einfachen, geraden Einlagen (Abb. 47 u. 48) noch verschiedene andere Formen zur Anwendung.

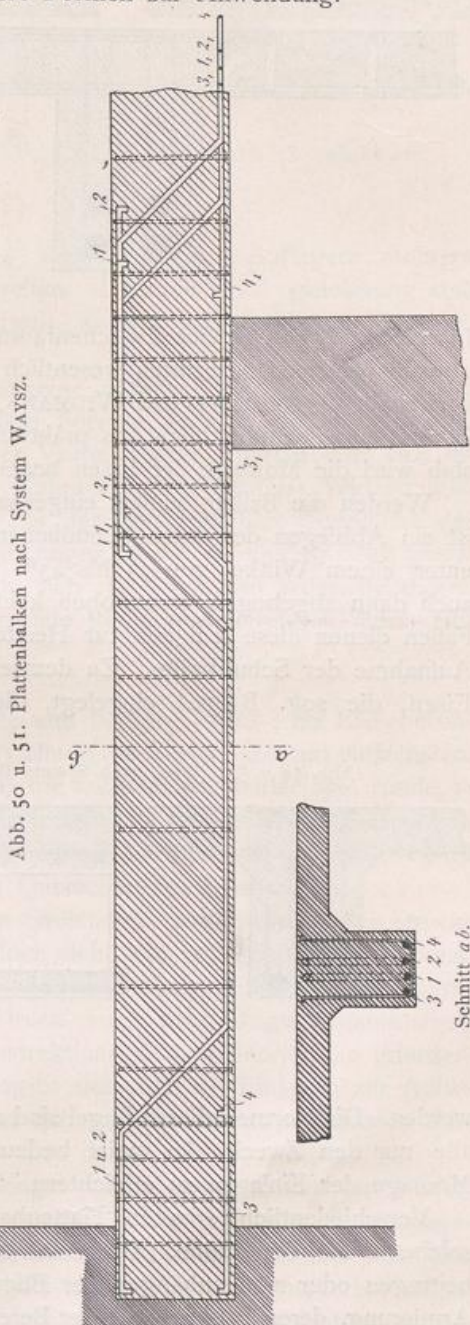
Abb. 49. Rippenplatte.



Die einfachen geraden Einlagen finden ihre Anwendung bei den sogenannten Rippenplatten, der einfachsten Art des Plattenbalkens. Hierbei werden die Tragstäbe der gewöhnlichen Platte durch die Einlage im unteren Teil der Rippe gebildet (Abb. 49), während die Verteilungstäbe für sich allein die Einlage der Platte darstellen. Jede Rippe bildet also mit den anliegenden Plattenteilen einen Balken, bei dem die Platte den oberen, auf Druck beanspruchten Teil und die Einlage in der Rippe den unteren, auf Zug beanspruchten Teil bildet.

Der wirtschaftliche Vorteil besteht dabei darin, daß die Betonmasse zwischen den einzelnen Rippen, die nach der Berechnung ohnehin keine Spannungen aufnimmt, fortbleibt. Für den auf Zug beanspruchten Teil wird also gerade nur soviel Beton verwendet als zur Einbettung der Eisen unbedingt notwendig ist.

Für größere Spannweiten und Belastungen genügen diese einfachen Rippenplatten naturgemäß nicht mehr. Die Abmessungen der Stege werden dann wesentlich stärker und an Stelle des einen Eisens wird die durch Rechnung ermittelte Stückzahl eingelegt. Der Abstand der einzelnen Eisen wird dabei so groß gewählt, daß eine vollkommene Umhüllung der Stäbe möglich ist und zwar wird dies in genügendem Maße erreicht, wenn dieser Abstand etwa gleich der Eisenstärke ist. Besonders beachtenswert ist dabei, daß man die Einlage möglichst weit nach der Unter- bzw. Oberkante legt, da hierdurch ihre Wirksamkeit vergrößert wird.



Aus diesem Grunde legt z. B. auch die Firma WAYSZ, wenn angängig, alle Eisenstäbe in eine Ebene (Abb. 50 u. 51), obwohl hierdurch eine größere Balkenbreite bedingt ist. Wird die Zahl der Stäbe sehr groß, so läßt sich dieser Grundsatz naturgemäß nicht mehr festhalten, man wird dann zwei Reihen übereinander anordnen müssen (Abb. 52).

Abb. 52. Plattenbalken nach System HENNEBIQUE.

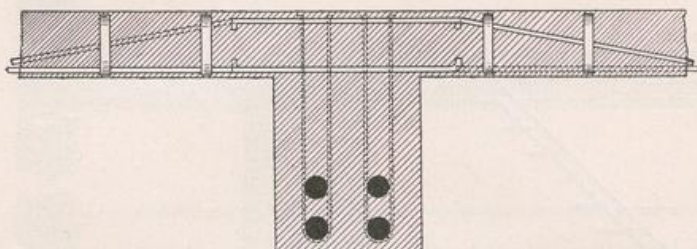
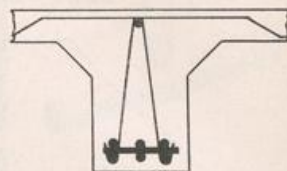


Abb. 53. Eiseneinlage nach DICKERHOFF & WIDMANN.



In solchen Fällen ist der Zwischenraum etwa gleich dem seitlichen Abstand zu wählen, obwohl verschiedene Firmen wesentlich kleinere Werte noch als genügend erachten. So verwendet DICKERHOFF und WIDMANN eine Anordnung wie sie in Abb. 53 dargestellt ist und zwar hauptsächlich aus praktischen Gründen, denn durch den eingelegten Querstab wird die Montage der Eisen bedeutend erleichtert.

Werden die Balken seitlich eingespannt oder über mehrere Stützen weitergeführt, so ist ein Abbiegen der unten befindlichen Einlagen notwendig. Dies erfolgt in der Regel unter einem Winkel von 35 bis 45° (vgl. Abb. 50). Vielfach werden einzelne Eisen auch dann abgelenkt, wenn oben keine Zugspannungen aufzunehmen sind. In solchen Fällen dienen diese lediglich zur Herstellung einer guten Verbindung und zur teilweisen Aufnahme der Schubkräfte. Zu demselben Zweck werden meist auch noch besondere Eisen, die sog. Bügel eingelegt, die entweder von Flach- oder Rundeisen gebildet

Abb. 54 u. 55. Bügel nach System BOUSSIRON.

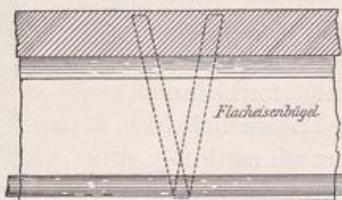
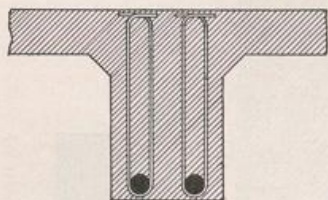
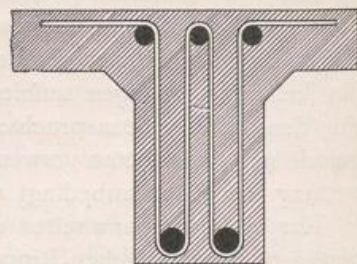


Abb. 56. Bügel nach MACIACHINI.



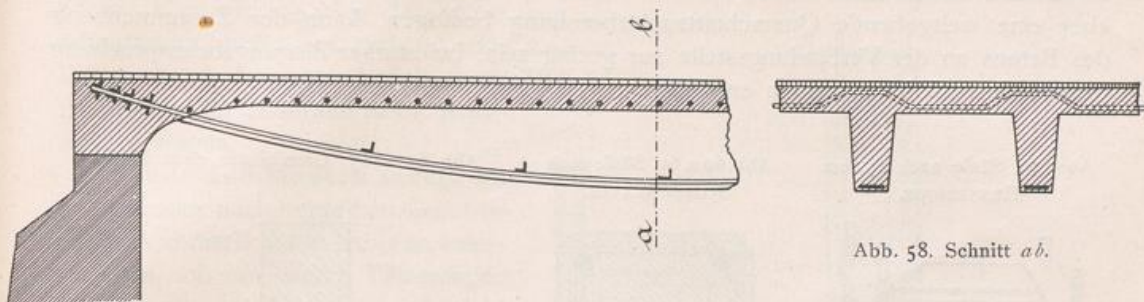
werden. Die Formen dieser Bügel sind ziemlich verschieden (Abb. 54 bis 56); doch haben alle nur den Zweck, die meist bedeutenden Schubspannungen aufzunehmen, und die Montage der Einlagen zu erleichtern.

Verschiedentlich erhalten Plattenbalken außer der Zugarmierung auch noch eine solche in der Druckzone. Diese soll entweder zur Verminderung der Beanspruchungen beitragen oder zum anhängen der Bügel dienen. Im ersten Fall entsteht eine doppelte Armierung, deren Wirkung bei der Berechnung berücksichtigt werden kann, während dies im zweiten Fall nicht zulässig ist.

Eine besondere Art von Plattenbalken bilden die sog. MÖLLERträger (Abb. 57 u. 58), die als Einlage ein fischbauchartig durchgebogenes Flacheisen erhalten. Da die

Momente nach den Auflagern hin geringer werden, vermindert sich die Balkenstärkedementsprechend.

Abb. 57 u. 58. MÖLLERScher Gurträger.

Abb. 58. Schnitt *a b*.

Zur Verankerung dieser Zugarmierung werden an den Auflagern mehrere Winkleisen aufgenietet, die in den Beton eingreifen. Dadurch wird gleichzeitig eine starre Verbindung mit dem oberen Plattenteil erzielt, so daß keine weiteren Einlagen, wie Bügel und dgl. notwendig sind.

Außer Professor MÖLLER verwenden auch einzelne andere Konstrukteure statt der jetzt allgemein üblichen Rundeisenarmierung andere Formen, so z. B. die sog. Kegewelle oder die Kahneisen usw. Ein besonderer Vorteil dieser Abarten läßt sich indessen nicht feststellen, obwohl z. B. durch die Kahneisen eine größere Widerstandsfähigkeit gegen Haftspannungen erreicht wird. Bei der beträchtlichen Oberfläche der Rundeisenstäbe bleiben aber auch da die Haftspannungen meist so niedrig, daß genügende Sicherheit verbürgt ist. Außerdem lassen sich die Rundeisen jeder beliebigen Trägerform ohne Schwierigkeit anpassen, da man alle Richtungsänderungen durch einfaches abbiegen erreichen kann.

§ 17. Säulen und Wände. Die einfachste und billigste Form einer Eisenbetonsäule ist die quadratische, denn hierfür ist die Herstellung der Form selbst am einfachsten. Doch lassen sich auch andere Querschnittsformen, wie sechseckige, achteckige, runde, ja sogar besonders profilierte ohne besondere Schwierigkeiten herstellen. Im Hochbau sollen die Eisenbetonsäulen meist solche aus Guß- oder Schmiedeeisen ersetzen, es wird also darauf ankommen, einen möglichst geringen Querschnitt zu erhalten.

Wenn nun auch die Hauptbeanspruchung von Säulen im wesentlichen durch Druckspannungen erzeugt wird, genügt es in der Regel doch nicht, die Einlagen nur anzuordnen, um den Betonquerschnitt durch Einbettung einer gewissen Menge Eisen zu verringern. Denn in den meisten Fällen werden außer den Druck- auch noch Biegungsspannungen auftreten und es ist Zweck der Einlage, dem Konstruktionsteil auch hierfür die erforderliche Widerstandsfähigkeit zu verleihen. Daraus ergibt sich, daß die Einlagen zur Achse der Säulen usw. symmetrisch anzuordnen sind und daß man außerdem in gewissen Abständen Querverbindungen vorsehen muß.

Die Hauptarmierung muß dabei in solchen Mengen vorhanden sein, daß die Würfel Festigkeit des Betons erreicht wird. Nach den Leitsätzen ist hierfür eine kleinste Längsarmierung von 0,8% der Querschnittsfläche erforderlich, während Prof. MÖRSCH eine solche von 0,8% bis 2% empfiehlt. Aber auch die Entfernung der Querverbindungen (Bügel) ist nach den Ergebnissen der erwähnten Versuche von großer Bedeutung für die Bruchfestigkeit. Prof. MÖRSCH empfiehlt mit Bezug darauf diese Entfernung 5 cm geringer als die Säulendicke, jedoch nicht über 35 cm zu wählen. Außerdem ist hierfür, wie in den Berechnungen gezeigt wurde, die Knicklänge der Eiseneinlagen maßgebend.

Zurzeit werden die Armierungen auch hierbei noch verschieden angeordnet. So verwendet HENNEBIQUE z. B. für die Längsarmierung Rundeisen, die durch aufgesteckte Eisenbleche oder auch Flacheisen verbunden werden (Abb. 59). Da diese Flacheisen aber eine weitgehende Querschnittsunterbrechung bedingen, kann der Zusammenhang des Betons an der Verbindungsstelle nur gering sein, bei starker Bieungsbeanspruchung werden deshalb leicht Fugen entstehen.

Abb. 59. Säule nach System HENNEBIQUE.

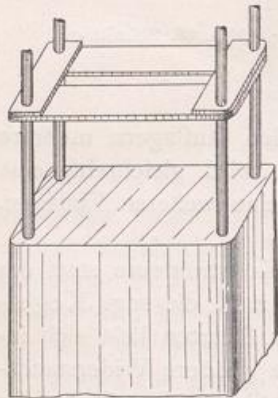


Abb. 60 u. 61. Säule nach System WAYSZ.

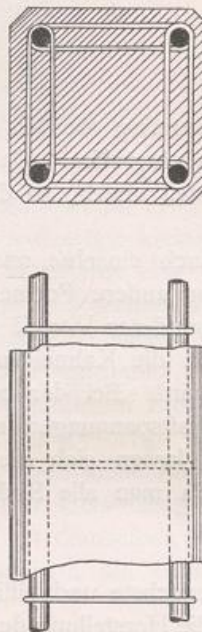
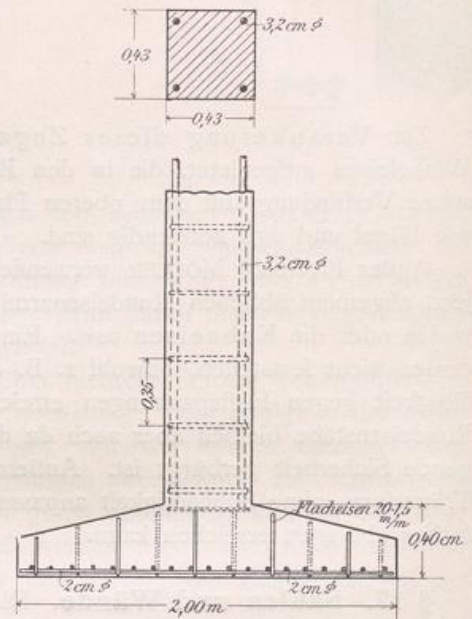


Abb. 62 u. 63. Grundplatte eines Pfeilers.



Die meisten Systeme verwenden für die Längsstäbe und ebenso für die Bügel Rundeisen (Abb. 60 u. 61). Die letzteren erhalten dabei gewöhnlich eine Stärke von 7 bis

10 mm, während die Durchmesser der Hauptarmierung nach Maßgabe der erforderlichen Gesamt-Querschnittsfläche bestimmt werden (vgl. die Berechnungen). Als Normalmaß kommen dabei etwa 15 bis 40 mm Durchmesser in Betracht.

Der Fuß der Eisenbetonsäulen und Pfeiler wird vielfach durch einen Rost von 3 bis 5 mm starken Flacheisen oder auch durch eine Eisenplatte gebildet, auf der die Längsstäbe aufsitzen. Diese Sicherungen sind indessen nicht unbedingt notwendig, weshalb man die Längseisen auch ohne jede Eisenunterstützung direkt im Beton aufhören läßt.

Die Abmessungen der Betonfußplatte selbst sind naturgemäß so groß zu wählen, daß die zulässige Beanspruchung des Untergrundes nicht überschritten wird. Im Vergleich zum Säulenquerschnitt wird die Platte infolgedessen ziemlich groß werden, so daß auch hier meist eine Eisenarmierung notwendig ist, die alle an der Unterkante entstehenden Zugspannungen aufnimmt. Diese Einlage muß bei quadratischem Querschnitt nach beiden Richtungen gleich sein und läßt sich wie bei den einfachen Platten direkt berechnen. So zeigt Abb. 63 die Grundplatte eines Pfeilers, der 100 t Belastung aufzunehmen hat. Die \square angeordnete Platte vermindert diesen Druck auf 2,5 kg/qcm Baugrund. Bei Bestimmung der Plattenstärke und Armierung wurde angenommen, daß diese 2,5 kg/qcm gleichmäßig von unten wirken, während von oben die Hälfte der Belastung im Abstand $\frac{43}{4}$ cm von der Mitte aus angreift.

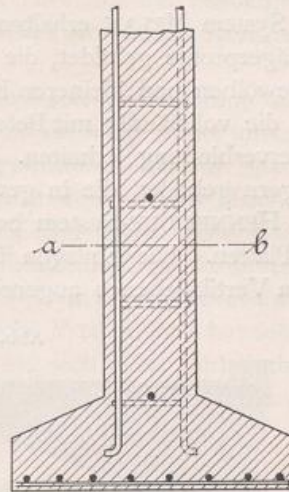
Wird bei hohen Säulen ein Stoß der einzelnen Eisen erforderlich, so kann dieser am einfachsten durch Überschieben eines kurzen Gasrohres (Abb. 64), gedeckt werden. Außerdem kann bei durchgehenden Säulen eine Verringerung des Querschnittes im oberen Teil verlangt sein. Diesem wird dann gewöhnlich durch Abkröpfen der einzelnen Eisen Rechnung getragen.

Wände und Mauern werden im wesentlichen nach denselben Gesichtspunkten armiert, nur ist dabei zu unterscheiden, ob sie starke Belastungen erhalten oder nur ihr eigenes Gewicht und eventuelle seitliche Einwirkungen auszuhalten haben. Im ersten Fall wählt man in der Regel wagerechte und senkrechte Stäbe, die abwechselnd in verschiedenen Ebenen liegen. Alle senkrechten Stäbe sind dabei durch Bügel mit der Betonmasse verbunden (Abb. 65 u. 66). Die Armierung von Wänden nach der MONIER-Bauweise geschieht in derselben Weise wie bei den Platten angegeben. Dasselbe gilt auch für die RABITZ-Bauweise, bei der an Stelle eines Netzes von geraden Stäben ein Drahtgewebe verwendet wird.

Abb. 64.
Stoß der
einzelnen
Eisen bei
hohen
Säulen.



Abb. 65 u. 66. Armierung von Wänden.



§ 18. Gewölbe. Die Herstellung von Gewölben in Eisenbeton geschieht im wesentlichen nach denselben Regeln wie diejenige der ebenen Platten. Die Einlage soll hier in erster Linie die Festigkeit des Betons überall dort unterstützen, wo aus der Biegung entstandene Zugspannungen auftreten. Außerdem soll sie in einzelnen Fällen auch die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen Druck erhöhen. In den Anfangsstadien des Eisenbetonbaues begnügte man sich, das Gewölbe nur durch eine Einlage dicht an der inneren Leibung zu armieren. Bedenkt man aber, daß in einem Gewölbe zusammengesetzte Biegung auftritt und daß bei geringer Stärke eines Halbkreis- oder Stichbogen- gewölbes die Zugspannungen nicht nur an der inneren Leibung, sondern auch am Gewölberücken in der sog. Bruchfuge auftreten können, so erscheint es notwendig, auch hier eine Einlage vorzusehen. Diese Bruchfuge liegt bei gewöhnlicher Belastung meist dicht über den Kämpfern, man wird deshalb die Einlage am Rücken gewöhnlich an den Kämpfern beginnen lassen und über einen Teil des Gewölbes hinführen (Abb. 67).

Abb. 67. Gewölbe von Eisenbeton.



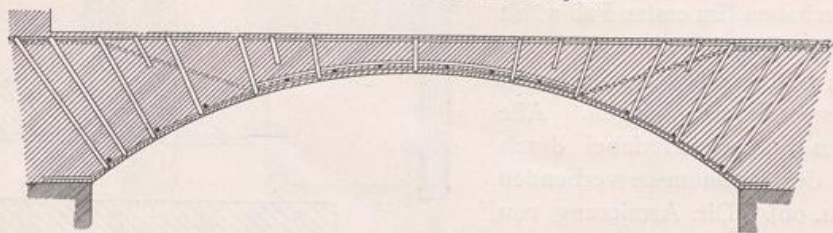
Die MONIER-Bauweise findet bei den Gewölben dieselbe Anwendung, wie bei den Platten, und zwar erhalten Gewölbe von geringer Spannweite für Decken und dergl. nur eine Einlage an der inneren Leibung. Für größere Gewölbe dagegen wendet man außer dieser noch eine teilweise Armierung im Rücken an, die sich bei sehr veränder-

licher Belastung meist über die ganze Rückenfläche hinzieht. Die Tragstäbe werden gebogen und folgen dem Umriß der inneren bzw. äußeren Leibung. Die Verteilungsstäbe dagegen werden normal zu den ersteren angeordnet und mittels Drahtschlingen mit diesen verbunden.

Beim System MELAN erhalten die Tragstäbe einen größeren Querschnitt und werden durch Trägerprofile gebildet, die nach der vorhandenen Bogenform gekrümmt sind. Bei Deckengewölben und kleineren Konstruktionen bestehen diese Bogen aus \perp -Eisen, oder I-Eisen, die vollständig mit Beton umschlossen werden und meist nur an den Kämpfern eine Querverbindung erhalten. Bei größerer Bogenstärke werden die Einlagen aus Gitterträgern gebildet, die in gewissen Abständen durch Querträger verbunden werden.

Beim HENNEBIQUE-System benutzt man für Gewölbe nahezu dieselben Einlageweisen wie für Platten. Die Einlagen im Gewölberücken und der Leibung sind paarweise in denselben Vertikalebene angeordnet (Abb. 68). Über jeden dieser Stäbe werden Bügel

Abb. 68. Gewölbe nach HENNEBIQUE.



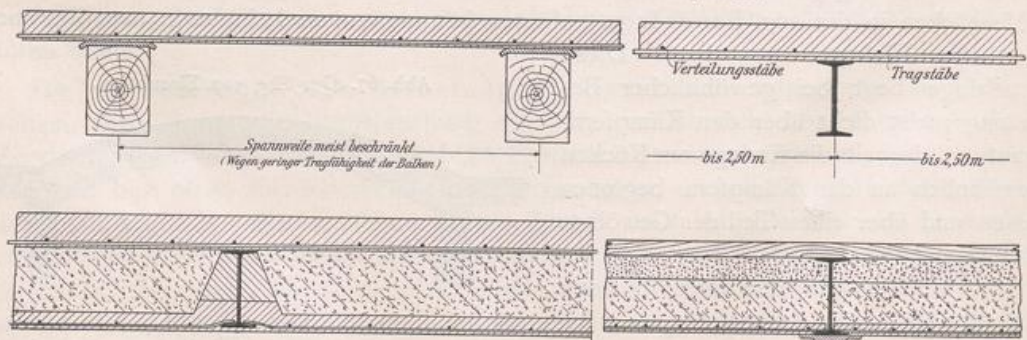
gebracht, die eine innigere Verbindung mit dem Beton herbeiführen sollen. Senkrecht zu den als Tragstäbe wirkenden Rundenisen ordnet man noch Verteilungsstäbe an, die über den ersteren lagern und durch Drähte mit diesen verbunden sind. Auf weitere Gewölbearmierungen und konstruktive Einzelheiten soll bei Besprechung ausgeführter Bauten zurückgekommen werden.

§ 19. Ebene und gewölbte Deckenkonstruktionen.

a) **Ebene Decken.** Für ebene Decken finden in der Regel die gewöhnlichen Eisenbetonplatten Verwendung, die entweder als Überdeckung auf Holz- oder Eisenbalken gebracht werden oder die als selbsttragende Konstruktionen direkt auf den Umfassungs- und Mittelwänden ein Auflager finden.

Die einfachste Art ist die gewöhnliche MONIERplatte, die auf dem oberen Flansch der Träger (Abb. 70) bzw. auf dem Holzbalken aufliegt und entweder fertig angeliefert

Abb. 69 bis 72. Ebene Decken aus MONIERplatten.



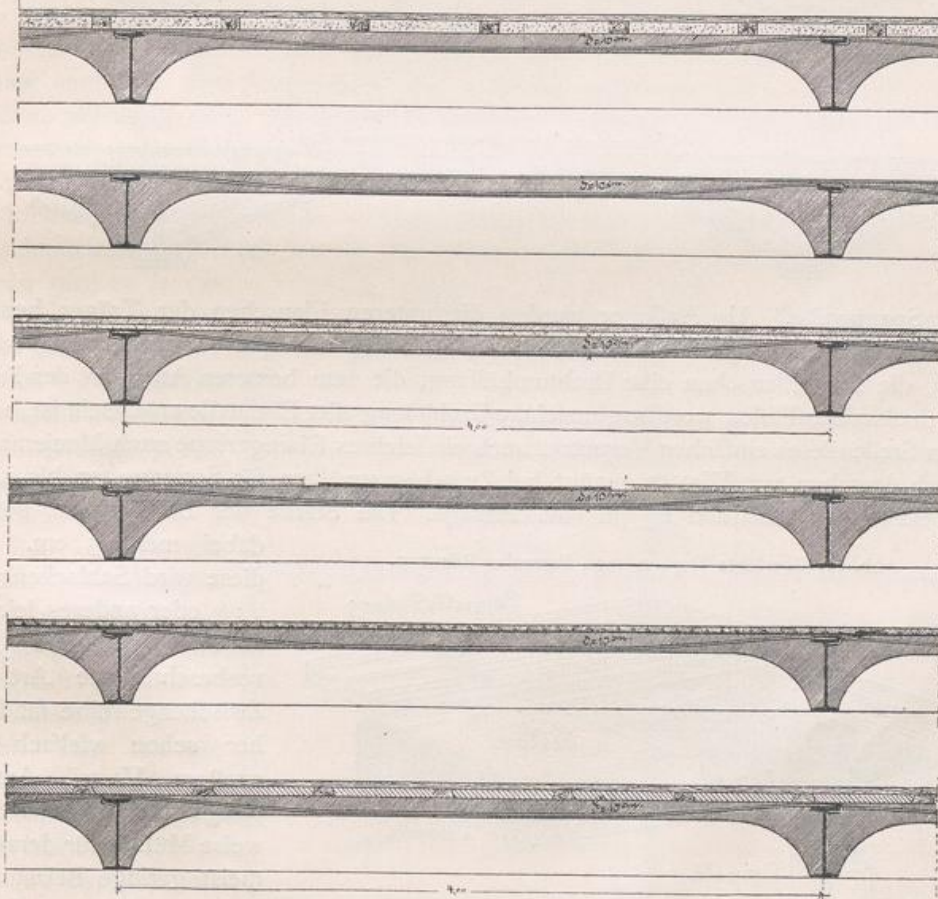
oder an Ort und Stelle eingestampft wird. Sollen die Träger frei bleiben, so umhüllt man sie mit Beton oder einer Eisenbetonschicht zum Schutz gegen Feuergefahr. Im

anderen Falle legt man auf die unteren Flanschen der Träger ebenfalls Platten, die unter Umständen durch einfache Gipsdielen gebildet werden können, da sie nur ihr eigenes Gewicht zu tragen haben. Sind die Träger aus Holz, so werden diese Platten durch Schrauben befestigt. Der Raum zwischen beiden kann entweder frei bleiben oder zur Schalldämpfung mit leichten Stoffen, wie Gipsschutt, Asche, Korkstein, Korkziegel und dergl. ausgefüllt werden (Abb. 69 bis 71).

Wird die untere Platte genügend stark ausgebildet, so kann die Belastung unter Umständen direkt durch die Ausfüllung übertragen werden und die obere Platte infolgedessen fortfallen (Abb. 72). Die ebenen Monierplatten finden gewöhnlich nur für Spannweiten bis 2,5 m Anwendung, da sonst die Abmessungen zu groß werden. Als Mischungsverhältnis wählt man in der Regel 1 Teil Zement zu 3 Teilen Sand. Die Stärke der Platte und die Menge der Einlagen wird durch Rechnung bestimmt (vgl. die Berechnung).

Bei größeren Weiten verwendet man entweder Gewölbeform oder Bauweisen wie die KOENENSche Voutenplatte und ähnliche. Die KOENENSche Voutenplatte hat seit einigen Jahren eine außerordentliche Verbreitung gefunden, da sie sich allen Verhältnissen anpassen läßt und auch architektonisch wirksam ausgestaltet werden kann. Trotz geringer Stärke kann man mit ihr Spannweiten bis 6,5 m überdecken.

Abb. 73 bis 78. Ebene Decken aus KÖNENSchen Voutenplatten.

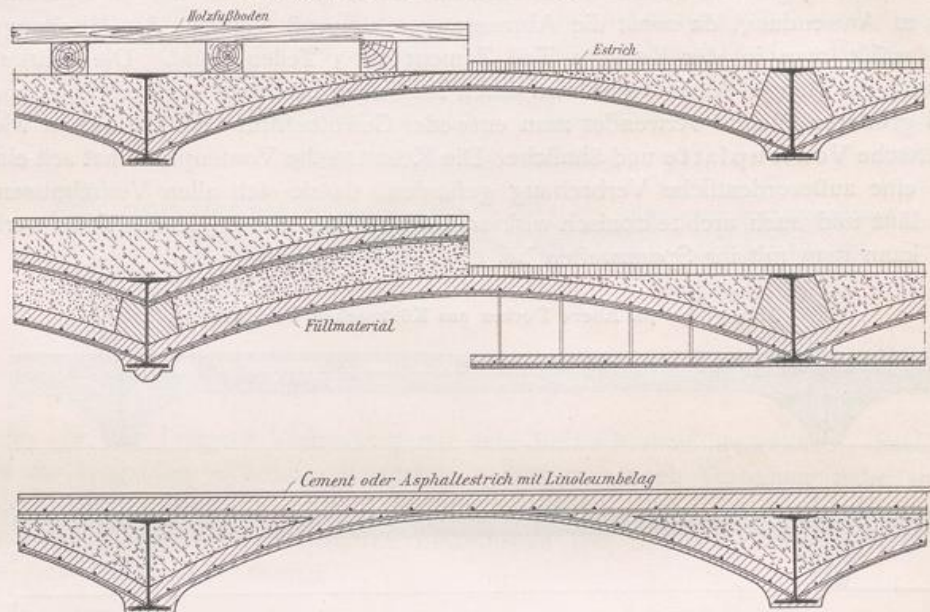


Die Abdeckung der oberen Fläche geschieht, wie die Abb. 73 bis 78 zeigen, hier sowohl, als auch bei den verschiedenen anderen Systemen, dem Charakter des Bauwerkes

entsprechend, auf die verschiedenste Weise. Als Mischungsverhältnis wählt man 1 : 3 bis 1 : 4, Zement und Sand oder Sand mit Steingrus.

b) **Gewölbte Decken.** Denselben Zweck, der bei Verwendung der eben besprochenen eingespannten Platten verfolgt wird, erreicht man zum Teil auch durch Anordnung von Zwischengewölben. Die gebräuchlichsten Bauweisen dieser Art sind diejenigen nach MONIER, MELAN, WAYSZ, WÜNSCH und andere. Die Hauptarten der Zwischengewölbe nach MONIER sind in den Abb. 79 bis 81 gegeben; der Stich derselben beträgt meist

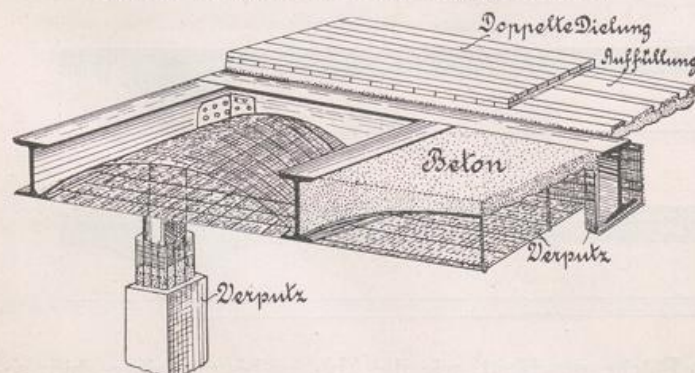
Abb. 79 bis 81. Gewölbe nach System MONIER.



$\frac{1}{10}$ der Spannweite. Als Auflager werden die unteren Flanschen der Träger benutzt. Die Unteransicht wird gewöhnlich geputzt und es erhalten hier, wie auch bei den Voutenplatten, die Trägerflanschen eine Drahtumhüllung, die zum besseren Anhaften des Putzes dient. In einzelnen Fällen, wo eine glattsichere Umhüllung aller Eisenteile erwünscht ist, bringt man an Stelle dieses einfachen Verputzes auch ein leichtes Eisengerippe nach Monierart an.

Nach Angaben von WAYSZ genügt bei Zwischengewölben für Spannweiten bis 5,0 m und Belastungen bis 1200 kg/qm eine Einlage. Die Stärke der Betonschicht beträgt dabei meist 5 cm. Auf

Abb. 82. Gewölbte Decken nach Bauweise RÖBLING.



von Profileisen als Einlage (vgl. § 18, die Gewölbe) weniger wirtschaftlich ist.

diese wird Schlackenbeton 1 : 8 oder anderes leichtes Material gebracht. Die vorbeschriebene Art der Zwischengewölbe fand bisher schon vielfach mit großem Vorteil Anwendung; dagegen ist die Bauweise MELAN für derartige, meist geringe Belastungen nicht so beliebt, da sie infolge der Verwendung

Die Bauweise RÖBLING (Abb. 82) findet besonders in Amerika vielfach Anwendung. Als Armierung kommt dabei ein Drahtgewebe zur Verwendung, das von bogenförmigen, quer durch die Maschen gezogenen Stäben gehalten wird. Auf den so gebildeten Bogen wird Beton in Mischung ein Teil Zement mit zwei Teilen Sand und fünf Teilen Asche, 5 bis 7,5 cm stark, ohne zu stampfen, aufgebracht. Soll die Wölbung nicht sichtbar bleiben, so wird eine zweite ebene Einlage an Zugstangen, welche die Träger verbinden, angebracht und ebenso wie die Gewölbe verputzt.

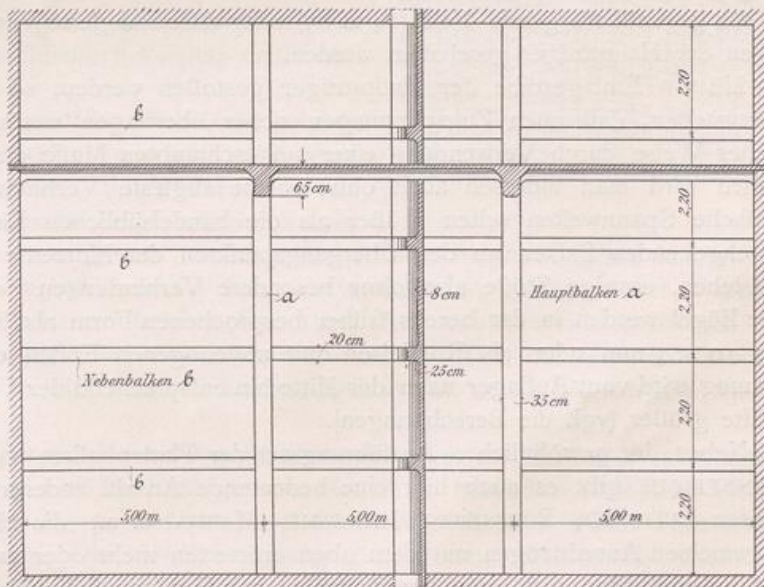
§ 20. Plattenbalken-Decken. Die Eisenbetonbalken mit Decke können zu denselben Überdeckungen wie die bisher genannten Verwendung finden, wenn die Spannweite größer ist. Wie schon erwähnt, ist hierbei der wirtschaftliche Vorteil noch größer als bei einer Platte von gleicher Stärke. Trotzdem wird die Anwendung des Plattenbalkens erst von einer gewissen Grenze bzw. Spannweite wirklich wirtschaftlich, da bis dorthin die größeren Kosten, die durch umständlichere Einschalung erzeugt werden, die Materialersparnisse ausgleichen. Außerdem bieten Platten den Vorteil geringerer Bauhöhe und schneller Ausführung, so daß man mit Berücksichtigung dessen die Plattenbalken im Hochbau in der Regel erst bei Spannweiten von 5,0 m und mehr anwendet.

Die Balkenverteilung bei einer auszuführenden Decke hängt zunächst von der Tragfähigkeit der betreffenden Bauweise ab. Da man aber nach früheren imstande ist, innerhalb gewisser Grenzen beliebige Weiten durch die eine oder andere Plattenart zu überspannen, so wird die Verteilung weniger hiervon, als von der Form der zu überdeckenden Räume und von den Ansprüchen, die in bezug auf deren Ausschmückung gemacht werden, abhängig sein. Besonders in letzterer Beziehung gestatten aber die Plattenbalken nach jeder Richtung hin großen Spielraum.

Bei Wohngebäuden z. B. kann die Balkenverteilung meist gänzlich von den Dekorationsbedürfnissen abhängig gemacht werden. Damit ist aber dem Ausführenden betreffs der Ausschmückung einzelner Räume ein großer Vorteil in die Hand gegeben, denn die Balken bleiben in der Regel sichtbar und lassen sich infolge der leichten Formbarkeit des Betons auf die verschiedenartigste Weise architektonisch ausgestalten.

Bei Decken mit großen Belastungen kommen dagegen die Tragfähigkeits- und Festigkeitsverhältnisse ausschließlich in Betracht. Hier soll die Spannweite der ebenen Deckenplatten 3,0 bis 3,5 m nicht überschreiten, und zwar mit der Begründung, daß dann die gesamte Deckenbreite für den Balken noch als mitwirkend gelten kann. In den unter C angeführten Leitsätzen ist hingegen festgelegt, daß als wirksame Plattenbreite

Abb. 83. Decke mit Haupt- und Nebebalken.

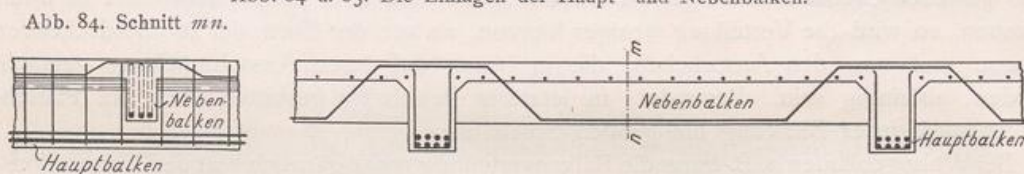


in allen Fällen nur $\frac{1}{3}$ der Spannweite des Balkens in Rechnung zu setzen ist. Man wird deshalb die Entfernung der Balken auch von ihrer Spannweite abhängig machen, da in allen Fällen, wo die Decke möglichst vollkommen zur Mitwirkung kommt, die Wirtschaftlichkeit am größten ist.

Für größere Räume wählt man vielfach sog. Haupt- und Nebenbalken (Abb. 83). Die Hauptträger erhalten dann etwa 5,0 m Abstand, während sich die Entfernung der rechtwinklig zu diesen angeordneten Nebenträger aus den Bedingungen für die Spannweite der Zwischenplatte ergibt. Um hier möglichst wirtschaftlich zu konstruieren, wählt man die Abstände der Haupt- und Nebenbalken vielfach auch so, daß für die Platten nahezu quadratische Formen entstehen. Dann darf das Biegemoment für die Platten zu $\frac{p \cdot l^2}{12}$ angenommen werden, wenn p die Belastung für das lfd. m und l die größte Spannweite der Platte in cm bezeichnet. Da hierbei über den Balken negative Spannungsmomente entstehen, sind die Einlagen der Platten nach oben zu führen (vgl. die Berechnungen).

Die Abmessungen der einzelnen Balken und die erforderlichen Einlagen ergeben sich in jedem Fall aus dem aufzunehmenden Biegemoment und müssen durch Rechnung begründet werden. Ihre Breite ist so zu wählen, daß alle notwendigen Einlagen Platz

Abb. 84 u. 85. Die Einlagen der Haupt- und Nebenbalken.



finden; als Abstände sind dabei die bei den Plattenbalken angegebenen zu berücksichtigen. Eine vollkommene Einspannung der Hauptträger wird sich nur selten erreichen lassen, hingegen kann eine solche für die Nebenträger durch einfaches Überführen der Einlagen in das gegenüberliegende Feld (84 u. 85) oder durch zugfeste Verbindung mit den Einlagen der Hauptträger geschaffen werden.

Müssen Einlagestäbe der Hauptträger gestoßen werden, so ist dieser Stoß derart herzustellen, daß auch Zugspannungen sicher übertragen werden. Dies wird in einfacher Weise durch Verwendung einer aufgeschraubten Muffe erreicht. In den meisten Fällen wird man indessen auch ohne solche zugfeste Verbindungen auskommen, da einfache Spannweiten selten größer als die handelsüblichen Eisenstäbe sind und bei durchgehenden Balken an den Übergangspunkten der Momente keine Zugspannungen entstehen, etwaige Stöße also ohne besondere Verbindungen bewirkt werden können. Die Bügel werden in der bereits früher besprochenen Form als Flacheisen 20×15 mm bis 50×3 mm oder als Rundisen mit abgebogenen Enden eingebracht. Ihre Entfernung wird vom Auflager nach der Mitte hin entsprechend der Verringerung der Schubkräfte größer (vgl. die Berechnungen).

Neben der gewöhnlichen Ausführungsart der Plattenbalken nach System WAYSZ und HENNEBIQUE gibt es auch hier eine bedeutende Anzahl anderer Systeme, so die Bauweisen LUITPOLD, BOUSSIRON, RANSOME, MATRAI u. a., die aber alle bezüglich ihrer allgemeinen Anordnungen mit dem oben erörterten mehr oder weniger übereinstimmen. Sie unterscheiden sich, wie bereits früher mit Bezug auf die Platten erwähnt, lediglich durch abweichende Form und Lage der Eisen, deren Verteilung aber trotzdem den entwickelten allgemeinen Grundsätzen mehr oder weniger Rechnung trägt.

Als besonderer Vorteil der Plattendecken sowohl als auch der Plattenbalken-Decken ist noch zu erwähnen, daß sich in ihnen Öffnungen von beliebiger Größe und Form ohne jede Schwierigkeit aussparen lassen. In solchen Fällen, z. B. bei Treppen, Oberlichtern usw. läßt man die Einlagen an den betreffenden Stellen aufhören und stützt die Enden durch eine Querstange, die dann gewissermaßen als Wechselbalken wirkt.

§ 21. Wände. Für die Herstellung von Wänden wurde der Eisenbeton bisher nicht in dem Umfang angewandt, wie es nach dem früher Gesagten zu erwarten wäre. Der Grund hierfür ist ohne weiteres einzusehen, denn bei gewöhnlichen Gebäuden haben die Mauern und Wände selten große Belastungen aufzunehmen; sie sollen hier vielmehr nur eine dichte Umschließung der einzelnen Räume bilden. Betonwände halten aber bekanntlich die Wärme weniger gut zurück und erhöhen außerdem den Feuchtigkeitsgehalt der Luft. Diese schon für Mittel- und Scheidewände sehr empfindlichen Nachteile werden für Umfassungswände weiter dadurch erhöht, daß man gegenwärtig noch nicht überall imstande ist, die vielfach künstlerischen Formen für die Ausgestaltung der Fassaden aus Eisenbeton herzustellen. Nach den verschiedenen Versuchen, die nach dieser Richtung hin gemacht worden sind, ist jedoch anzunehmen, daß es bald gelingen wird, auch hierin eine gewisse Vollkommenheit des Eisenbetonbaues zu erreichen.

Nach Monierart werden die Mauern entweder hergestellt, indem man das Eisengeflecht, wie bei den Platten, an Ort und Stelle anbringt und mit Mörtel überzieht bzw. umstampft, oder indem man die Monierplatten vorher anfertigt und nur zum Aussetzen eines Eisen- oder Holzträgerwerkes benutzt. Im ersten Falle werden die Tragstäbe wagerecht, und die Verteilungstäbe senkrecht angebracht und durch Bindedraht miteinander verbunden. Soll die Wand keine Belastung auf ihre Unterstüzung ausüben, so kann die Anordnung der Tragstäbe nach dem aus Abb. 86 ersichtlichen System erfolgen. Die Stärke solcher Wandungen beträgt einschließlich Verputz meist nur 5 cm.

Für stärkere Mauern und für solche, die seitlich ausgebogen werden können, verwendet man vorteilhaft zwei Moniergewebe. Auch für Fassaden kommen meist Hohlmauern in Frage, die durch zwei Monierwände eingeschlossen werden. Sollen diese Wände an gewöhnliches Mauerwerk angeschlossen werden, so läßt man die Tragstäbe zweckmäßig genügend tief in dieses eingreifen. Es empfiehlt sich in solchen Fällen bei Verwendung von Ziegelsteinen die Abstände der Tragstäbe mit Rücksicht darauf zu wählen. Tür- und Fensteröffnungen werden gewöhnlich durch Holz oder C-Eisen eingefast, an denen die Einlageeisen zu befestigen sind.

Die Rabitzbauweise wird auch hier in der schon bei den Platten besprochenen Art angewandt, und zwar wird das Drahtgewebe hier durch besondere Holz- oder Eisenrahmen in der Mitte der Mauer fest verspannt und eventuell noch durch etwa 1 cm starke Eisenstäbe versteift. Die zur Verwendung gelangenden Drahtgewebe bestehen meist aus verzinktem Eisendraht von 1,0—1,2 mm Stärke mit 20 mm weiten Maschen. Wie bei den oben besprochenen Monierwänden wird auch hier vielfach anstatt Zementmörtel eine Mischung von Gips, Kalk, Sand und Leimwasser benutzt.

Abb. 86. Keine Belastung auf ihre Unterstüzung ausübende Wand.

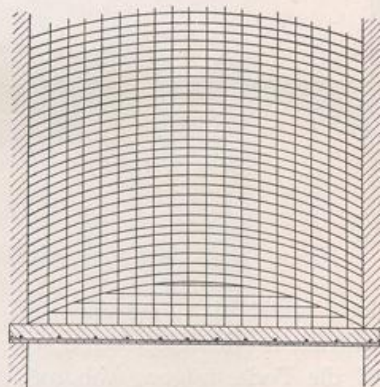
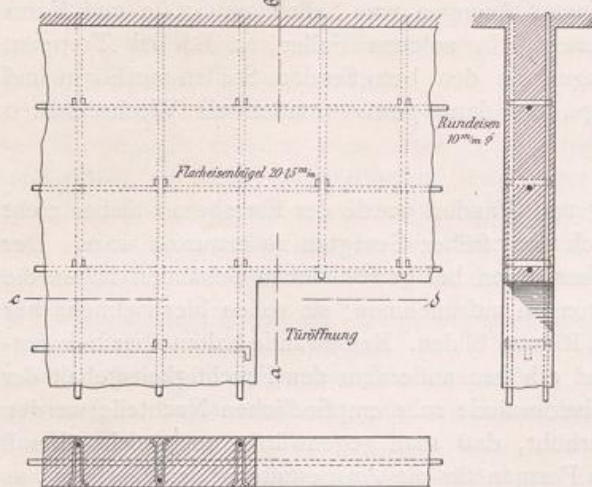


Abb. 87 bis 89. Mauern nach System HENNEBIQUE.



Die Mauern nach der HENNEBIQUE-Bauweise werden ähnlich ausgeführt. Sie erhalten Stärken von 5, 10 oder 15 cm und werden meist in der aus den Abb. 87 bis 89 ersichtlichen Weise armiert.

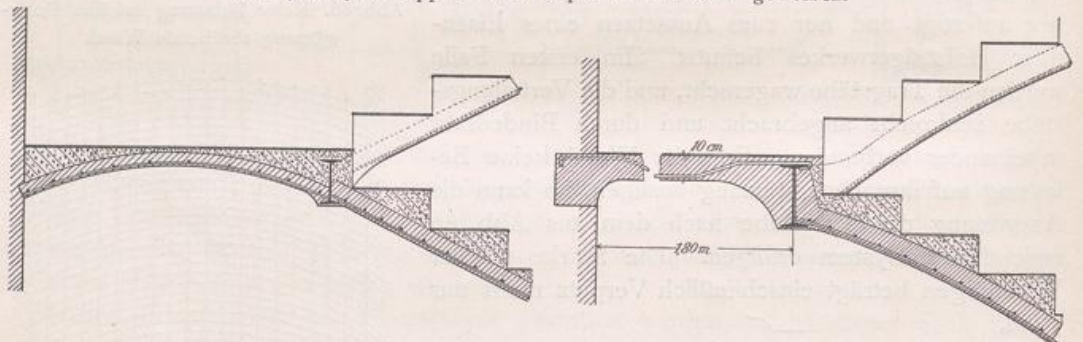
§ 22. Treppen.

Soll bei einem Gebäude möglichst vollständige Feuer-sicherheit geschaffen werden, so ist es ohne Frage von besonderer Wichtigkeit, daß auch die Treppenanlagen von Eisenbeton hergestellt werden. Diesem Grundsatz hat man denn auch in neuester Zeit im weitgehendsten Sinne Rechnung getragen und zwar sind es besonders Ausführungen von

Eisenbetontreppen nach den Systemen MONIER und HENNEBIQUE, die zahlreich und vielgestaltig ausgeführt wurden.

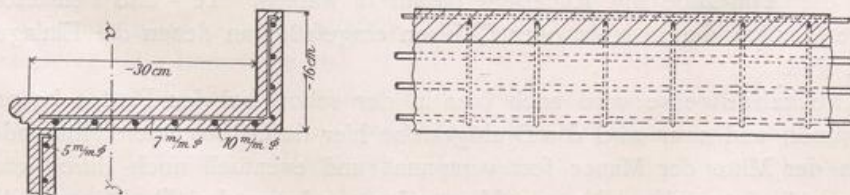
Beim System MONIER wird der Eisenbeton in der Hauptsache zur Herstellung der Füllungsplatte, die eben oder gewölbt sein kann, verwendet (Abb. 90 u. 91). Diese

Abb. 90 u. 91. Treppe mit Monierplatten und Moniergewölben.



Platte stützt sich entweder auf die Treppenmauern oder auf die Wangen von I- und C-Profilen oder Eisenbeton, oder aber sie stützt sich als Gewölbe auf den Boden und auf die Podestträger (Abb. 91). Für ihre Armierung gelten dieselben Regeln, wie sie bei den einfachen Platten beschrieben wurden. Allgemein wird man das Gewölbe nach Möglichkeit der Treppenneigung anpassen, damit die Aufschüttung gering wird.

Abb. 92 u. 93. Treppenstufen aus Eisenbeton.



Ist dies ausnahmsweise nicht zugänglich, so empfiehlt es sich, auch die Stufen aus Eisenbeton herzustellen. Hierbei bilden die Steigungen kleine senkrechte Wände (Abb. 92 u. 93), die auf dem Gewölbebogen stehen und mit den Auftritten innig ver-

bunden sind. Bei regelmäßigen Treppen werden diese zusammenhängenden Stücke zweckmäßig vorher fertig gestellt und nacheinander aufgebracht. Nach demselben Verfahren kann man naturgemäß auch freitragende Treppen herstellen. So wurden unter anderen schon solche mit 1,5 m Ausladung ausgeführt, trotzdem die Einspannung in der Mauer nur 26 cm betrug. Im Gegensatz zu den aufliegenden Stufen ist hier die Einlage des Auftrittes möglichst dicht an die obere Seite zu bringen.

In ähnlicher Weise findet auch das System HENNEBIQUE Anwendung. Die Treppentwangen aus Eisenbeton, gleichviel ob gerade oder gekrümmt, sind hier ähnlich den

Abb. 94. Freitragende Treppe.



Balken desselben Systems armiert. Besonderes Interesse erwecken die vielfach ausgeführten freitragenden Treppen dieses Systems. So zeigen die Abb. 94 bis 98 eine derartige Lösung unter besonders schwierigen Umständen. Diese freitragende Treppe mit geknickter Eisenbetonwange, die auf der Deutschen Städte-Ausstellung in Dresden im Jahre 1903 berechtigtes Aufsehen erregte, besaß 3 Läufe und 2 Zwischenpodeste, die lediglich durch eine vorhandene Wange getragen wurden. Die Festigkeit dieser außerordentlich leicht gehaltenen Konstruktion erwies sich bei der nach Schluß der Ausstellung vorgenommenen Bruchbelastung als ganz bedeutend.

Eine andere Anordnung zeigt Abb. 99, die eine konsolartige Armierung erkennen läßt. Am äußersten Ende ist hier noch ein starker Stab eingelegt, der in die Platte der Treppenabsätze eingeführt wird und gewissermaßen als Stützwange wirkt.

Außer den genannten werden auch vielfach Treppen nach den Systemen WAYSZ, LOLAT, MATRAI u. a. hergestellt, doch würde eine spezielle Behandlung aller Einzelheiten zu weit führen.

Abb. 95 bis 99. Freitragende Treppe.

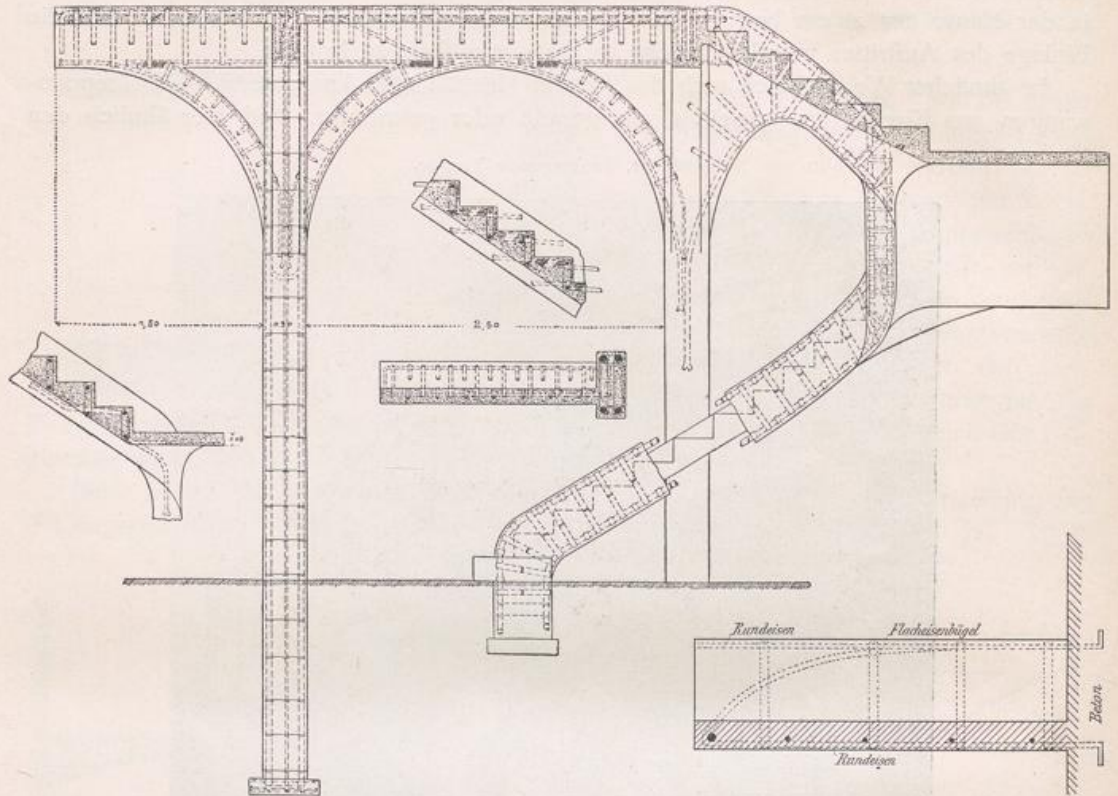


Abb. 99. Konsolartige Armierung.

§ 23. Dächer.

a) **Das Pultdach.** Die einfachste Art der Dachausführung in Eisenbeton ist das Pultdach. Hier besteht die ganze Anordnung nur in einer ebenen oder gewölbten, eventuell durch Rippen oder Balken verstärkten Platte, deren Herstellung und Armierung genau nach den früher gegebenen Regeln erfolgt. Besondere Erwähnung verdient die Art der Abdeckung dieser dem Einfluß von Temperatur- und Witterungsverhältnissen besonders ausgesetzten Bauteile. Sollten diese ohne jeden Schutz bleiben, so würden ohne Frage sehr bald Risse entstehen, die das Dach undicht machten. Man verwendet deshalb gegenwärtig meist eine 10—15 cm starke Lage von Kies, Schlacken usw. und sucht diese nach Möglichkeit feucht zu halten. Andere bringen zuerst eine 5—6 cm starke Sandschicht und auf diese eine 7—8 cm starke Kiesschicht auf. Vielfach verwendet man z. Z. auch den sog. Holzzement, der, wie bekannt, aus einer undurchdringlichen, dehnbaren Masse besteht, die mehrere Lagen stark auf Papier aufgebracht wird. Zwischen diesen und den Beton bringt man zweckmäßig eine dünne Sandschicht.

HENNEBIQUE empfiehlt bei Ausführung von Dächern noch folgende Vorsichtsmaßnahmen: a) die Zwischenplatten sind nach beiden Richtungen hin mit Einlage zu versehen, da hierdurch die Rissebildung bedeutend eingeschränkt wird. b) In Abständen von 15—20 m sind Ausdehnungsfugen von 2—3 mm Breite vorzusehen, die mit Asphalt oder Pixolin, d. i. eine Mischung von Teer und pechartigen Stoffen, ausgefüllt werden. c) Etwaige Rippen oder Träger sind auch in der Druckzone mit Einlage zu versehen;

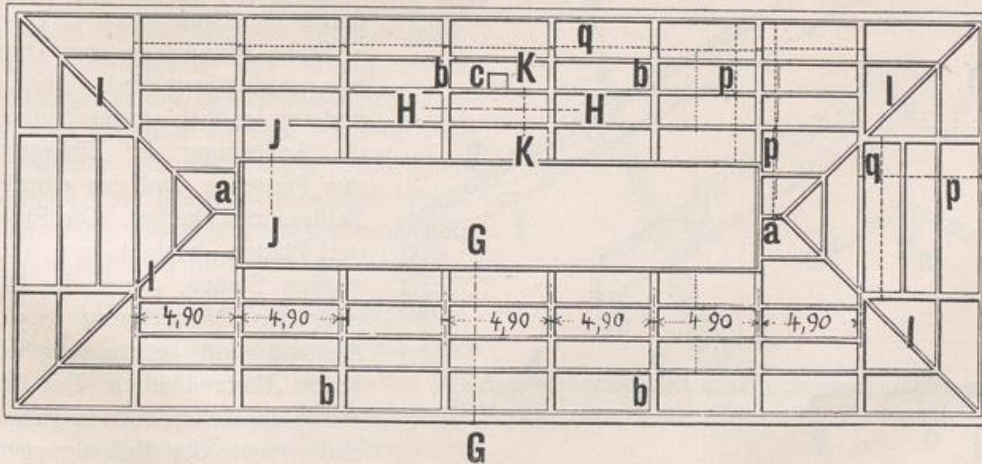
außerdem ist die Beanspruchung des Betons geringer als bei Decken zu wählen. d) Jede Einspannung an den Mauern ist zu vermeiden; hier sind vielmehr Gleitfugen vorzusehen, die eine freie Ausdehnung ermöglichen. Diese Vorsichtsmaßregeln sind ohne Frage von großer Bedeutung und sollten überall beachtet werden (vgl. auch § 28, d: Temperatureinflüsse).

b) **Sattel- und Walmdächer.** Alles bisher über die Flachdächer Gesagte gilt auch bei Herstellung von Sattel- oder Walmdächern. Auch hier sind es wieder die gewöhnlichen Arten der Deckenplatten, die entweder durch Eisenträger oder aber durch Rippen bzw. Balken aus Eisenbeton gestützt werden. Als Schutz gegen Temperatureinflüsse kann man jedoch keine Sand- oder Kiesschicht vorsehen, da hierzu die Neigung der Dachflächen meist zu steil ist. Man wählt deshalb hierfür zweckmäßig die sonst gebräuchlichen Eindeckungen. So kann man Ziegeldach auf einbetonierten Holzleisten befestigen. Einfacher ist es noch, Schiefer zu verwenden, denn hier können die einzelnen Schiefer direkt auf den Beton, der mit einer Beimischung von Schlacken gebildet wird, aufgenagelt werden. Für gewerbliche Anlagen empfiehlt sich außerdem die Verwendung von Papier, Pappe oder Filz, die mit Teer oder Asphalt getränkt werden.

Bezüglich der vorzunehmenden Teilungen und Einzelheiten geben die Abb. 100 bis 107 ein Beispiel. Das 48,0 m lange und 18,0 m breite Gebäude ist vollständig in Eisenbeton eingedeckt und zu beiden Seiten des Firstes mit Oberlichtern versehen. Die Plattenbalkendecke wird von den Umfassungen und zwei Säulenreihen getragen. Letztere sind von Eisenbeton hergestellt und auf 2,2 m im Quadrat großen Grundplatten gegründet. Die Deckenträger liegen in Abständen von 4,8 m und werden durch senkrecht dazu angeordnete Nebenträger in Abständen von 1,65 m belastet. Bei Annahme von 500 kg Nutzlast für das Dachgeschoß ergaben sich die Abmessungen für die Hauptbalken zu 60 cm Höhe und 35 cm Breite, für die Nebenträger zu 35 cm Höhe und 15 cm Breite. Die dazwischen gespannten Deckenplatten haben eine Stärke von 6 cm.

Abb. 100 bis 107. Walmdach in Eisenbeton.

Abb. 100 Grundriß.



Das Walmdach, dessen Grundriß durch Abb. 100 dargestellt wird, ist nach allen Seiten unter 30° geneigt. Die Anordnung der Balken geschah dabei ähnlich wie bei der eben besprochenen Decke. Die Abmessungen derselben konnten jedoch kleiner werden, da hier das Eigengewicht infolge Verwendung von Schlackenbeton wesentlich vermindert wurde. Nur 2 Sparren *a* gehen bis zum First und sind in ihrem oberen

Teil mit einer besonderen 10 mm starken Einlage versehen. Alle übrigen Sparren b reichen nur bis an den Wechselbalken d des Oberlichtes und sind nach Abb. 103

Abb. 101. Innenansicht.

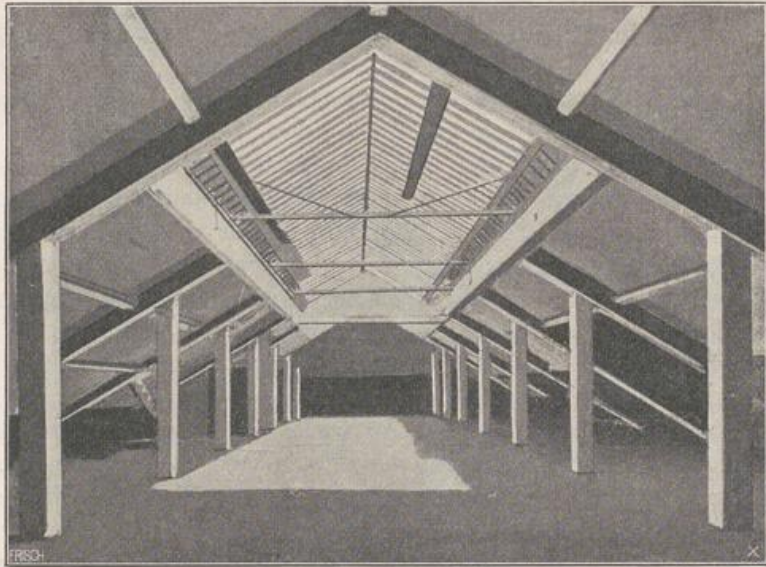
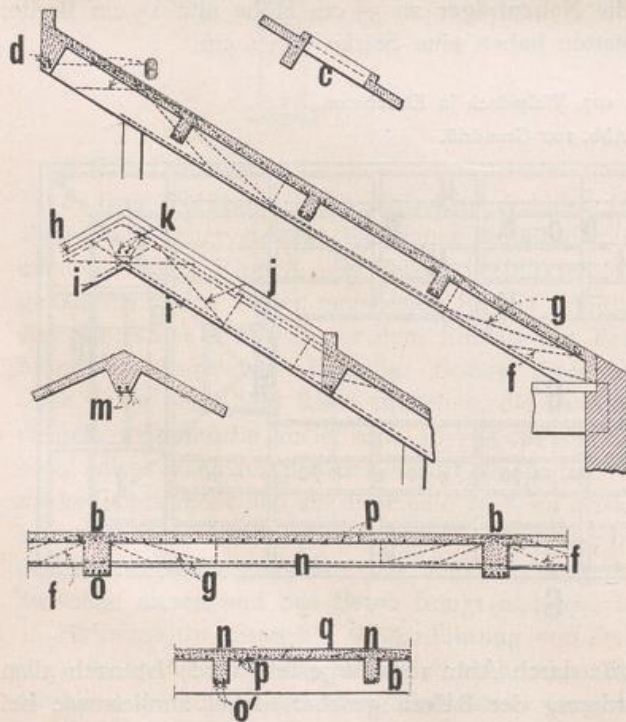


Abb. 102 bis 107. Einzelheiten.



armiert; d , e , f und g sind Einlagestäbe von 22 mm Durchmesser. Die Entfernung der Pfetten, die 28 cm hoch und 15 cm breit sind, beträgt 1,65 m.

Abb. 105 zeigt einen Schnitt durch die Gratsparren l , in den 2 Stäbe m von 29 mm Durchmesser eingelegt sind. Abb. 106 und 107 endlich veranschaulichen die Anordnung der Einlagen in den Pfetten n und den einzelnen Feldern des Daches. Die Einlage der Platten besteht aus 6 mm starken Stäben, die in der Richtung der Dachneigung 17,5 cm Abstände und rechtwinklig dazu 30 cm Abstände haben. Der Beton wurde ziemlich trocken aufgebracht und wegen der Befestigung der Schiefer noch mit einer 6 mm hohen Mörtelschicht von 1 Teil Zement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen gesiebter Kohlschlacke versehen.

c) Das Wölbdach. Eine besondere Dachform bildet außerdem das Wölbdach nach Monierart (Abb. 108). Diese gewölbten Formen wurden schon bis 25 m Spann-

weite ausgeführt und zwar zeigten die einzelnen trotz verschiedener Bedenken bisher keinerlei Mängel. Allerdings ist auch hier besonders darauf zu achten, daß eine genügende Beweglichkeit der einzelnen Teile möglich ist, da gerade bei diesen, der unmittelbaren Temperatureinwirkung ausgesetzten Bauteilen bedeutende Formänderungen eintreten. Die Pfeilhöhe beträgt gewöhnlich $\frac{1}{6}$ — $\frac{1}{8}$ der Spannweite.

Zur Aufnahme des oft bedeutenden Horizontalschubes legt man an den Kämpfern gewöhnlich L-Profile ein, die durch angeschraubte oder angenietete Zugstangen verbunden werden. Das Dach selbst wird nach erfolgter Zementierung meist mit Asphalt- oder Dachpax-Pappe überzogen oder auch nur mit einem Dachpaxanstrich versehen. Um das durch Dünste oder Dämpfe bedingte Abtropfen zu verhindern, bringt man oftmals eine Isolierung aus Korkplatten oder Gipsdielen mit doppelter Dacheindeckung auf. Außerdem ist in solchen Fällen für gute Lüftung Sorge zu tragen.

Ebenso wie bei den Decken und Treppen ist auch für Dächer die weitgehendste Verwendung von Eisenbeton nur zu empfehlen, denn die Feuersicherheit dieser Bauwerke ist eine nahezu unbegrenzte.

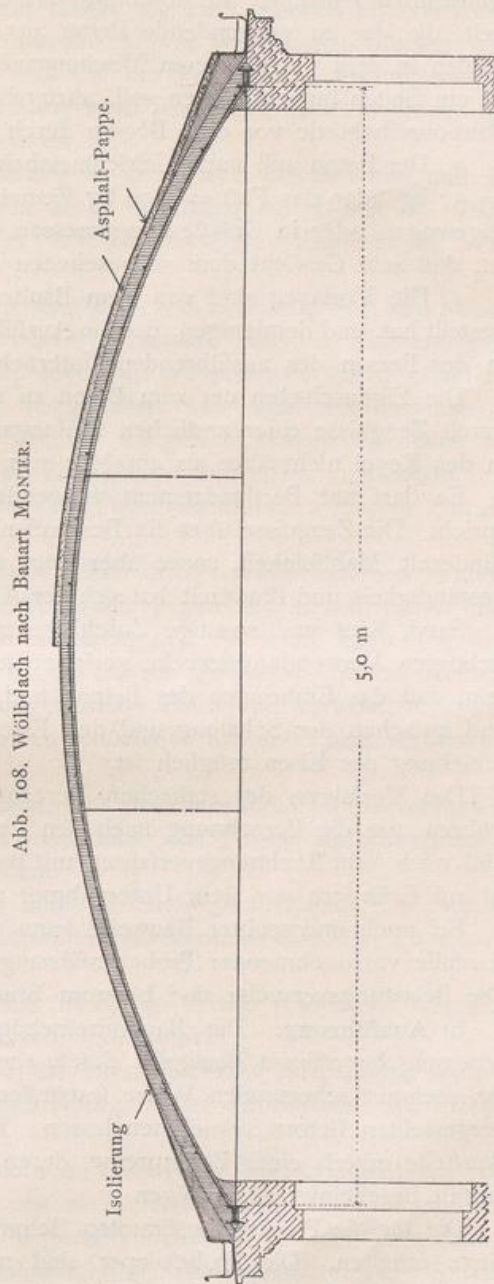
E. Die praktische Ausführung.

Auch hier sollen vor Besprechung der Einzelheiten die einschlägigen Bestimmungen, die nach Verordnung des Königl. Preuß. Ministeriums bei den Bauausführungen zu beachten sind, angeführt werden. Obwohl diese für die übrigen deutschen Staaten nicht direkt maßgebend sind, stimmen sie in den Hauptpunkten doch mit den verschiedenen Baupolizeiverordnungen überein.

§ 24. Allgemeine Vorschriften.

a) Prüfung. 1. Der Ausführung von Bauwerken oder Bauteilen aus Eisenbeton hat eine besondere baupolizeiliche Prüfung voranzugehen. Zu diesem Zwecke sind bei Nachsichtung der Bauerlaubnis für ein Bauwerk, das ganz oder zum Teil aus Eisenbeton hergestellt werden soll, Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, aus denen die Gesamtanordnung und alle wichtigen 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 Bau-



teile 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.

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.

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.

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.

Das Verfahren der statischen Berechnung muß mindestens dieselbe Sicherheit gewähren, wie die Berechnung nach den Leitfäden des Architekten- und Ingenieur-Vereins und nach dem Rechnungsverfahren mit Beispielen der ministeriellen Bestimmungen. Dies ist auf Erfordern von dem Unternehmer nachzuweisen.

Bei noch unerprobter Bauweise kann die Baupolizeibehörde die Zulassung von dem Ausfalle vorzunehmender Probeausführungen und Belastungsversuche abhängig machen. Die Belastungsversuche sind bis zum Bruche durchzuführen.

b) Ausführung. 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.

Die für die Prüfung bestimmten Betonkörper müssen Würfelform von 30 cm Seitenlänge 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.

Der Zement ist in der Ursprungspackung auf die Verwendungsstelle anzuliefern.

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.

Die Verarbeitung der Betonmasse muß in der Regel sofort nach ihrer Fertigstellung begonnen werden und vor Beginn ihres Abbindens beendet sein.

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 und starker Regen zu schützen und vor der Verwendung umzuschaukeln.

Die Verarbeitung der eingebrachten Betonmasse muß stets ohne Unterbrechung bis zur Beendigung des Stampfens durchgeführt werden.

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.

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.

Die Schalungen und Stützen der Decken und Balken müssen vollkommenen Widerstand gegen Durchbiegung 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.

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.

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.

Die einzelnen Betonschichten müssen tunlichst frisch auf frisch verarbeitet werden; auf alle Fälle ist die Oberfläche der älteren Schicht aufzurauen.

Beim Weiterbau auf erhärtetem Beton muß die alte Oberfläche aufgeraut, sauber abgekehrt, angenäßt und unmittelbar vor Aufbringung neuer Betonmasse mit einem dünnen Zementbrei eingeschlemmt werden.

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. Vor der Fortsetzung der Arbeiten im höheren Geschoß ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Nachricht zu geben.

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.

Nach längeren Frostzeiten darf beim Eintritt milderer Witterung die Arbeit erst wieder aufgenommen werden, nachdem die Zustimmung der Baupolizeibehörde eingeholt ist.

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.

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.

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.

Ist das Einstampfen erst kurze Zeit vor Eintritt von Frost beendet, so ist beim Entfernen der Schalung und der Stützen besondere Vorsicht zu beachten.

Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind mit Rücksicht darauf, daß die Erhärtung des Betons durch den Frost verzögert wird, die oben genannten Fristen um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.

Beim Entfernen der Schalungen und Stützen müssen durch besondere Vorkehrungen, wie Keile, Sandtöpfe u. dgl., Erschütterungen vermieden werden.

Von der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen ist der Baupolizeibehörde rechtzeitig, und zwar mindestens drei Tage vorher, Anzeige zu machen.

Über 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. Bei der Abnahme müssen die Bauteile an verschiedenen, von dem abnehmenden Beamten zu bestimmenden Stellen freiliegen, so daß die Art der Ausführung zu erkennen ist. Auch bleibt es vorbehalten, die einwandfreie Herstellung, den erreichten Erhärtungsgrad und die Tragfähigkeit durch besondere Versuche festzustellen.

Bestehen über das Mischungsverhältnis und den Erhärtungsgrad begründete Zweifel, so können Proben aus den fertigen Bauteilen zur Prüfung entnommen werden.

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 anheim gestellt. Probelastungen sollen erst nach 45 tägiger Erhärtung des Betons vorgenommen und auf den nach Ermessen der Baupolizeibehörde unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden.

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 $0,5 g + 1,5 p$ nicht übersteigen.

Bei höheren Nutzlasten als 1000 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 einen Streifen zu verteilen, dessen Länge gleich der Spannweite und dessen Breite ein Drittel der Spannweite, mindestens aber 1 m ist. Die Auflast soll hierbei den Wert von $g + 2p$ nicht übersteigen. Als Eigenlast gelten die sämtlichen zur Herstellung der Decken und Fußböden bestimmten Bauteile, als Nutzlasten die in § 9, d, 3 (Leitsätze für die statische Berechnung) aufgeführten erhöhten Werte.

Bei Probelastungen von Stützen ist ein ungleichmäßiges Setzen der Bauteile und eine das zulässige Maß überschreitende Belastung des Untergrundes zu verhüten.

§ 25. Die Betonbereitung. Die nach den bereits früher besprochenen Gesichtspunkten ausgewählten Baustoffe werden entweder durch Hand oder auf maschinellem Wege gemischt. Dem zweiten Verfahren ist dabei in jeder Beziehung der Vorzug zu geben, da diese Mischungen immer gleichmäßiger werden und durch die ununterbrochene Herstellung viel Zeit gespart werden kann. Die Betonbereitung durch Hand wird sich deshalb nur dort empfehlen, wo kleinere Mengen erforderlich sind und die Verarbeitung oft unterbrochen werden muß. Da aber gerade der zuletzt genannte Umstand bei Eisenbetonbauteilen oft eintritt, findet man hier die Handmischung trotz der angeführten Nachteile noch ziemlich oft, während für reine Betonbauten fast ausnahmslos Maschinenmischung angewandt wird.

Für die Betonmischung durch Hand ist eine besondere, genügend große Mischbühne herzustellen, auf die zunächst der trockene Sand und Zement gebracht wird. Beide Stoffe werden nun ohne Wasserzusatz innig gemischt und erst dann wird das vorher gut angefeuchtete Stein- oder Kiesmaterial zugegeben. Nachdem auch dieses in genügender Weise untermengt ist, wird allmählich das erforderliche Wasser zugeführt und die Mischarbeit solange fortgesetzt, bis alle Rohstoffe gleichartig verteilt und mit Zement umhüllt sind. Die Menge des Wassers, die beizugeben ist, hängt im wesentlichen von der Temperatur ab und ist deshalb ziemlich verschieden. Nach Ansicht einzelner Praktiker empfiehlt es sich, der Mischung möglichst wenig Wasser beizugeben, da durch zu große Nässe poröser Beton entsteht, der bezüglich seiner Form und Festigkeit weniger gut ist als trockener, sog. erdfeuchter. Andererseits ist aber auch zu beachten, daß zu trockener Beton nur unvollständig und unregelmäßig abbindet.

Um festzustellen, ob der Wasserzusatz genügend ist, nimmt man gewöhnlich etwas Beton und ballt ihn in der Hand zusammen, dabei muß sich das Wasser an der Oberfläche zeigen und der Ballen nach Öffnen der Hand seine Form behalten. Im allgemeinen empfiehlt es sich, dem Eisenbeton etwas mehr Wasser zuzugeben als dem gewöhnlichen Beton, da er hierdurch formbarer wird und sich besser an die Einlagen anschmiegt.

Bei der Maschinenmischung findet gegenwärtig eine große Anzahl verschiedener Systeme Verwendung. Gewöhnlich sind diese zwar fast alle zweckentsprechend, doch zeigen einzelne immerhin solche Unvollkommenheiten, daß sich beim Ankauf besondere Sorgfalt empfiehlt. So wird man dort, wo möglichst bequeme und schnelle Platzveränderung erwünscht ist, immer direkt fahrbare Maschinen verwenden, wie sie z. B. von der Firma Gauhe, Gockel & Co. in Oberlahnstein in den Handel gebracht werden. Für größere Massen wird man dagegen besser feststehende Maschinen mit besonderer Lokomobile und möglichst selbsttätiger Materialzuführung wählen. Die Herstellung der Mischungen erfolgt auch hier in derselben Weise wie von Hand. Es ist also besonders darauf zu achten, daß die Materialien zunächst trocken gemischt werden und nur die gröberen Kies- und Steinteile angefeuchtet beigegeben werden, da sie sonst das Mischwasser zum größten Teil allein aufsaugen würden.

Alle Mischungen, gleichviel ob durch Hand oder Maschine hergestellt, sind sofort nach ihrer Fertigstellung zu verarbeiten, weshalb man nie zu große Mengen auf einmal mischen darf.

§ 26. Das Zurichten der Eiseneinlagen. Mit derselben Sorgfalt wie die Betonmischung bereitet und eingebracht wird, müssen auch alle Eiseneinlagen vorbereitet werden. Es ist deshalb in jedem Falle genau darauf zu achten, daß alle notwendigen Abbiegungen und Verbindungen den aufzunehmenden Krafrichtungen entsprechend hergestellt werden. Damit dies aber ohne Verzögerungen erfolgen kann, ist es empfehlenswert, alle gekrümmten Einlagen schon bei der Projektbearbeitung besonders heraus zu zeichnen, und mit genauen Maßangaben zu versehen.

Ist für einfache Bauteile keine Verbindung zwischen den einzelnen Stücken der Einlage erforderlich, so beschränkt sich das Zurichten der Stäbe in der Regel auf ziemlich einfache Arbeiten, die man zumeist auf der Baustelle selbst vornimmt. Sind nur kleine Durchmesser vorhanden, so kann das Eisen in einfacher Weise mit Hilfe einer Gabelschere, die nach Art der Bleischere arbeitet, geschnitten werden. Größere Querschnitte schneidet man dagegen mit dem Meißel ab, und zwar in kalten oder bei sehr kräftigen Eisen in warmen Zustande.

Sollen die Enden der Stäbe zur Erhöhung der Haftfestigkeit hakenförmig umgebogen werden oder sind sonstige größere Abbiegungen notwendig, so können diese mit dem aus den

Abb. 109 u. 110. Apparat zum Abbiegen der Stäbe.

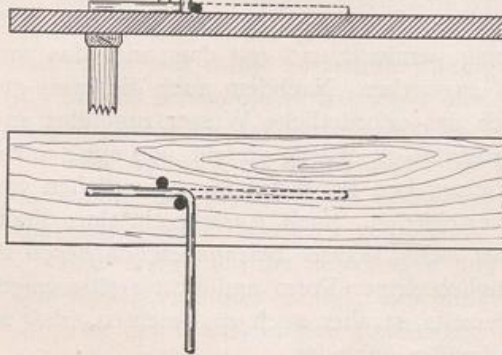


Abb. 111 u. 112. Schraubenpresse.

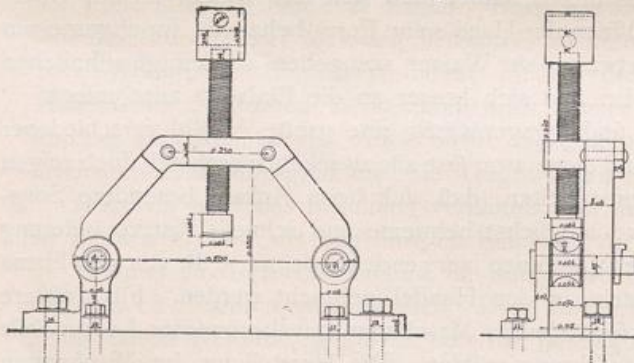


Abb. 109 u. 110 ersichtlichen äußerst einfachen Apparat durchgeführt werden. Dieser besteht aus einem sog. Biegetisch, der in einfachster Form durch eine oder mehrere Pfosten gebildet wird, auf denen in entsprechenden Abständen Eisenbolzen befestigt werden. Zwischen diese Bolzen werden die einzelnen Eisenstäbe geführt und durch Hand in die gewünschte Form gebracht. Auf solche Weise lassen sich Stäbe bis zu 30 mm Stärke leicht biegen, während für größere Durchmesser die sog. Schraubenpresse (Abb. 111 u. 112) oder die besonders zu diesem Zweck konstruierte Biegemaschine benutzt wird. Die letztere eignet sich dabei besonders dort, wo große Mengen gleichartig gebogener Stäbe notwendig sind.

Bei Stäben mit kleinen Durchmessern, die nur geringe Krümmung erhalten, kann man diese eventuell direkt über dem Gerüstbogen ausführen. Nicht zulässig ist es aber, daß die Biegung durch das Gewicht des Betons bewirkt

wird. Wenn dies bei einzelnen Ausführungen trotzdem geschieht, so ist es als ein Fehler in der Herstellung zu betrachten, denn der Beton wird durch die Elastizität der Eisenstäbe in seinem Abbinden gehindert. Genügt die handelsübliche Länge der Stäbe nicht, wird also ein Stoß nötig, so sollte man sich bei stärker beanspruchten Stäben nicht mit einfacher Drahtverbindung begnügen, sondern die Enden, falls Zugspannungen aufzunehmen sind, mit einer Muffe zusammenfassen. In einzelnen Fällen wird man indessen doch ohne solche auszukommen suchen; dann sind die Enden aber soweit aneinander vorbeizuführen, daß die geringere Festigkeit an dieser Stelle dadurch sicher ersetzt wird. Sind nur Druckspannungen aufzunehmen, so genügt das Überschieben eines Gasrohres.

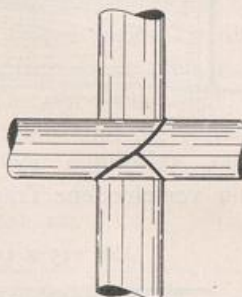
Im allgemeinen können die Eiseneinlagen in ihrer Beschaffenheit ohne besondere Reinigung in den Beton eingebracht werden, es ist also nicht notwendig, den festliegenden Rost zu entfernen. Nur dort, wo lose Krusten vorhanden sind, müssen diese beseitigt werden.

Alle Verbände zwischen den Stäben werden in der Regel durch $\frac{3}{4}$ bis 1 mm starke, einfache oder doppelte Eisendrähte hergestellt (Abb. 113). Der Draht wird dabei um die Stäbe gewunden und mit der Zange zusammengedreht. Sind stärkere Querverbindungen notwendig, so ist es zweckmäßig, auf dem Bauplatz eine Stanzmaschine aufzustellen, die auch für das Zuschneiden der Stäbe und Bügel eingerichtet ist.

Außer den runden oder profilierten Stäben kommen bei verschiedenen Bauweisen, wie schon früher erwähnt, noch besondere Einlagen zur Verwendung, die ein besonderes Zurichten erfordern. Dies ist namentlich bei den Geweben oder eisernen Gitterwerken der Fall. Neuerdings erhält man jedoch auch diese Gewebe fertig im Handel und es hat nur das Anbringen derselben von sachkundiger Hand zu erfolgen.

Manche Bauweisen besitzen wiederum eine Eiseneinlage, deren Einzelteile so miteinander verbunden sind, daß sie eine eigene Tragfähigkeit besitzen (vgl. MELAN u. a.). Bei diesen erfordert der Aufbau des Gerippes naturgemäß bedeutend mehr Arbeit. Im allgemeinen gleicht diese Herstellung in ihrem Wesen dem gewöhnlichen Eisenbau.

Abb. 113. Verbindung der Stäbe bei der MONIER-Bauweise.



§ 27. Die Schalungen.

a) **Allgemeines.** Bei den verschiedenen Bauausführungen stellt man entweder alle Konstruktionen an Ort und Stelle selbst her, oder man fertigt gewisse Teile, oftmals auch alle Einzelbestandteile, schon vorher auf einem besonderen Werkplatz an. Im letzten Fall werden die Stücke erst dann nach der Baustelle gebracht, wenn sie genügend alt sind und nicht allein den Transport und ihr eigenes Gewicht, sondern auch das Gewicht der Rüstungen und Materialien, die für den weiteren Ausbau erforderlich sind, aushalten können.

Bei Bauten von größerem Umfang wird man indessen die Herstellung am Platze selbst vorziehen und nur besondere Teile, die auf dem Werkplatz fabrikmäßig hergestellt werden, fertig auf die Baustelle bringen. In diesem Fall macht sich die Ausführung eines besonderen Gerüsts, das zur Aufnahme des lose aufgebrauchten Betons dient, notwendig.

Die Herstellung dieser Schalungen und Lehrgerüste erfolgt im wesentlichen nur nach praktischen Überlegungen und Gesichtspunkten, da man bis jetzt keine allgemein gültigen Regeln hierfür kennt. Für alle Anordnungen ist es jedoch empfehlenswert, nachstehende Grundsätze zu beachten.

a) Schalungen müssen genügende Tragfähigkeit und Steifigkeit besitzen, damit sie ohne größere Formveränderungen das Gewicht des Betons, die Wirkung des Stampfens und die bei der Arbeit beschäftigten Leute tragen.

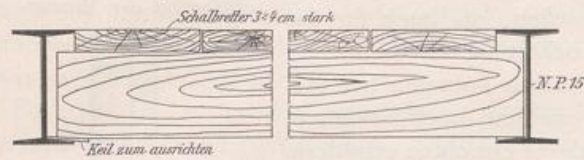
b) Sie müssen ferner das Ausrüsten ohne besondere schwierige Handarbeit gestatten und in allen Teilen leicht zu stützen und zu befestigen sein. Die mit dem Beton in Berührung kommenden Flächen sollen so glatt und dicht als möglich sein, damit das Glätten des fertigen Bauwerkes auf ein Mindestmaß beschränkt wird.

Die Schalungen selbst wird man in den meisten Fällen aus Holz herstellen. Hierbei sind die Bretter, die den Beton direkt aufnehmen, so zu verlegen, daß sie sich unter dem Einfluß der Betonfeuchtigkeit ausdehnen können.

b) **Platten.** Für gewöhnliche Decken zwischen I-Trägern bringt man die Brett-schalung, falls keine Vouten vorhanden sind, auf Querhölzern unter, die zwischen die Träger geklemmt werden (Abb. 114).

Hat die Decke Gewölbe- oder Voutenform, so sind die Querträger (eiserne oder hölzerne Biegen) nach der verlangten Form zu schneiden.

Abb. 114. Schalung für gewöhnliche Decken.



Das Anbringen und Ausrüsten der Deckenschalung wesentlich erleichtern und zudem für verschiedene Trägerweiten anwendbar sind. Abb. 119 z. B. zeigt die Hängeisen, die

Abb. 115 u. 116. Schalung für gewölbte Decken.

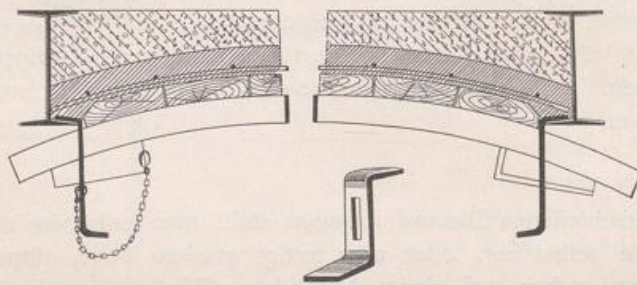


Abb. 117 u. 118. Auf eisernen Querträgern liegende Holzschalung.

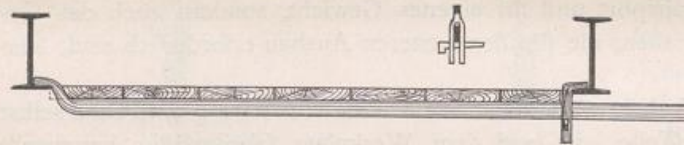
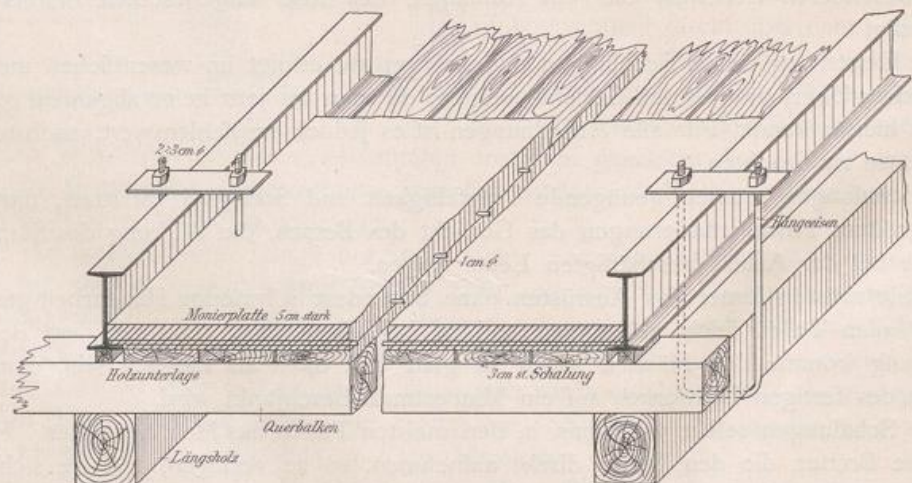


Abb. 119. Hängeisen.



vermeiden bestreicht man sie mit Seife oder Mineralöl, oftmals verwendet man hierzu auch Papier, Leinwand oder Jute. Durch diese Vorkehrungen wird das lästige Abkratzen der Schalung vermieden und auch an Zement zum Verputzen gespart. Nach den

Die Holzbiegen lagert man dabei auf besondere Rahmen, während die eisernen wenn möglich mit Hilfe von Haken oder Kremen an den unteren Trägerflanschen befestigt bzw. aufgehängt werden (Abb. 115 bis 118).

Vielfach verwendet man auch besonders konstruierte Gerüsteisen, die das Anbringen und Ausrüsten der Deckenschalung wesentlich erleichtern und zudem für verschiedene Trägerweiten anwendbar sind. Abb. 119 z. B. zeigt die Hängeisen, die in gewissen Abständen über die Träger gehängt und von oben verschraubt werden. In diese Eisen schiebt man Traghölzer von beliebiger Länge, auf die bei großen Spannweiten Querbalken mit aufliegender Schalung gebracht werden. Bei kleineren Weiten dagegen verlegt man die Schalung direkt auf die Tragbalken. Das Ausschalen geschieht dabei in einfacher Weise durch Lösen der Schraubenmutter.

Um ein Haften des Zementes an der Schalung zu

bisherigen Erfahrungen ist es indessen nicht immer notwendig, solche Sicherheitsmaßregeln zu treffen, da sich die Sichtflächen bei sorgfältig hergestellter roher Schalung auch ohne diese eben und gleichmäßig herstellen lassen.

c) **Plattenbalken.** Für Plattenbalken wird die Einschalung zwar etwas umständlicher als für Platten, im allgemeinen gelten aber auch hier die angeführten Regeln. Zur Herstellung dieser Schalungen wählt man zumeist stärkere Bohlen, etwa 16 bis 18 cm breit und 4 bis 6 cm stark. Wenn nötig nagelt man in die unteren Ecken kleine Dreieckleisten, um dadurch das Abfasen des Balkens zu erreichen. Vielfach stellt man, nachdem die Pfeiler und Mauern zur Aufnahme der Balken und Decken fertig sind, die Balkenformen nur teilweise her (Abb. 120) und bringt den Beton und die Einlagen

Abb. 120 bis 123. Einschalung für Plattenbalken.

Abb. 120.

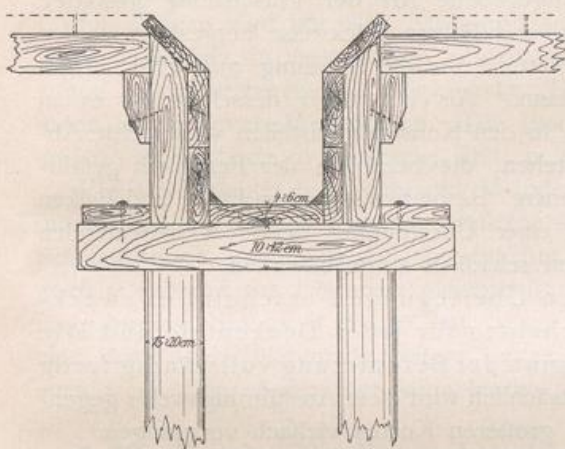


Abb. 121.

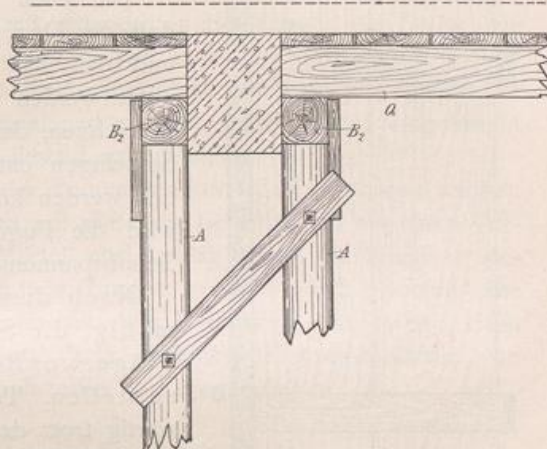


Abb. 122.

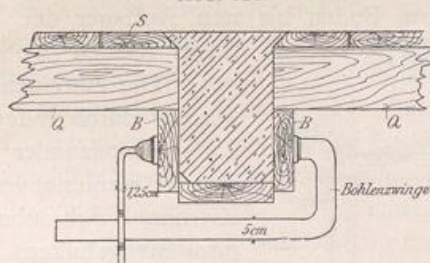
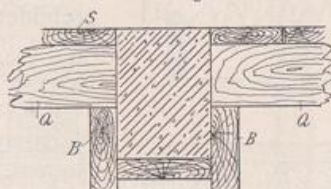


Abb. 123.



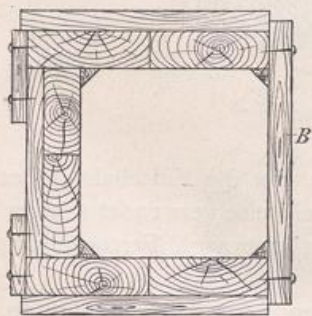
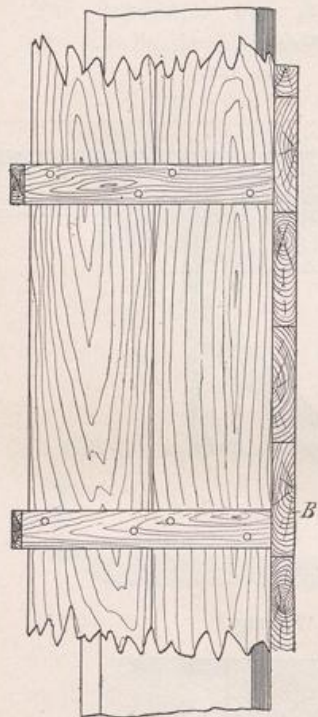
zunächst bis zur Unterkante der Platte ein. Hierauf beginnt erst die Einschalung der Platte selbst und zwar kann zu deren Befestigung die frühere teilweise verwendet werden. Hierbei ist jedoch vorausgesetzt, daß die Schalung der Balken erst nach Fertigstellung der Deckenplatte entfernt wird.

Soll dies früher geschehen, so ist die Schalung der letzteren gesondert auszuführen. Man stellt dann für 3 oder 4 Felder die Schalung her und verwendet diese wiederholt zu den übrigen Teilen. Die Befestigung kann hierbei an den bereits fertig gestellten Hauptträgern oder auch durch besondere Unterstützung geschehen. Im ersten Fall befestigt man 2 Längsbohlen *B* (Abb. 122 u. 123) mit Hilfe von Schraubenzwingen an den Balken und verlegt auf diese in 0,8 bis 1,2 m Abstand die Querträger *Q*, die endlich die Schalung *S* aufnehmen. Die Schalbohlen werden von den Balken nach der Mitte

zu verlegt; dort verbleibt ein Zwischenraum, der vielfach durch ein 2,0 bis 2,5 cm starkes Brett mit nach unten abgeschrägten Kanten ausgefüllt wird. Um dieses Brett in die verlangte Höhe zu bringen, sind Holzkeile unterzuschieben, die beim Ausschalen zuerst entfernt werden. Die Teile B_2 und Q können auch durch besondere Stützen A gehalten werden (Abb. 121).

Das Ausschalen der Deckenplatten kann 3 bis 4 Tage nach dem Einstampfen vorgenommen werden, doch soll man sich in jedem Fall vorher überzeugen, ob der Beton

Abb. 124 u. 125. Einschalung für Pfeiler.



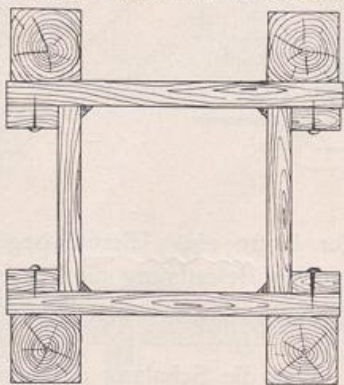
genügend erhärtet ist. Andernfalls bringt man nach dem Ausschalen noch eine Versteifung der Plattenmitte an, die einige Tage stehen bleibt. Auch die Haupt- und Nebenbalken schalt man gewöhnlich nach 3 bis 6 Tagen aus, doch wird man hier die Mitte zweckmäßig noch 2 bis 3 Wochen abstützen.

Die eben angegebene Art der Einschalung gestattet, daß die Decken und Balken stückweise hergestellt werden und daß das Material für die Schalung möglichst ausgenutzt werden kann. Als Nachteil derselben ist es zu bezeichnen, daß in den Konstruktionsteilen wagerechte Abbindefugen entstehen, die bezüglich der Festigkeit gefährlich werden können. Besonders zwischen Platte und Balken wird die Fuge einer Übertragung der dort bedeutenden Schubspannungen schädlich entgegenwirken.

Nach diesen Überlegungen erscheint es zweckmäßig, die Schalung für jedes Deckenfeld und alle Träger vor Beginn der Betonierung vollständig fertig zu stellen. Tatsächlich wird diese Ausführungsweise gegenwärtig trotz der größeren Kosten vielfach vorgezogen.

d) Pfeiler und Säulen. Für Pfeiler wird die Form vielfach an drei Seiten von durchgehenden, senkrechten Bohlen gebildet, die vom Boden bis zum Auflager der Decken-

Abb. 126. Einschalung von Pfeilern.



träger reichen (Abb. 124 u. 125). Die einzelnen Bohlen werden durch aufgenagelte Latten miteinander verbunden und wenn notwendig mit eisernen Schraubenbolzen zusammengehalten. Kleine Dreikantleisten, die einer etwa gewünschten Abfasung des Pfeilers entsprechen, werden an die Seiten der Form angenagelt und dienen außerdem zur Erhöhung der

Standhaftigkeit der Schalung. Die letzte, vierte Seite wird beim Aufbau offen gelassen und entsprechend der Auffüllung des Pfeilers in Stücken von 40 bis 60 cm mit Hilfe der Bretter B , die man auf die Bohlen aufnagelt, geschlossen. Besonders zu beachten ist beim Aufstellen der lotrechte Stand der Formen und die genaue Entfernung der Säulen voneinander.

Hat der Beton abgebunden, so kann die Schalung entfernt werden. Gewöhnlich genügen hierzu 24 bis 48 Stunden. In anderer Weise kann die Einschalung erfolgen, indem

man an den vier Ecken des zu errichtenden Pfeilers Ständer von Holz aufstellt und daran wagerechte Bohlenstücke nach Maßgabe der Ausführung nagelt (Abb. 126). Hierbei hat man den Vorteil, daß das Stampfen von allen vier Seiten des Pfeilers erfolgen kann, weshalb sich diese Art besonders für bedeutende Abmessungen eignet.

Ein Verfahren, wie es von einzelnen angewandt wird, nämlich die Schalung an allen vier Seiten vorher fertig zu stellen, dann den Beton nur einzuschütten und das Dichten dabei der Schwerkraft zu überlassen, ist nicht empfehlenswert, da hiermit niemals dieselbe Festigkeit wie durch Stampfen erreicht wird.

e) **Mauern und Wände.** Die Ausführung der Mauern und Wände deckt sich im wesentlichen mit derjenigen für Pfeiler. Zuweilen wird auch hier die aus zwei Holzwänden gebildete Schalung ganz fertig gestellt und der Beton eingegossen (geschüttet). Man klopft dabei gegen die vorher eingebrachten Einlagen, um ein möglichst gutes Setzen zu erzielen. Dieses Verfahren ist jedoch ebensowenig empfehlenswert als das oben erwähnte.

Im übrigen wird bei allen Ausführungen mit senkrechten Schalungen der Beton, wie bei den Decken, in wagerechten Schichten, deren Stärke nach dem Stampfen zwischen 5 und 15 cm betragen soll, aufgebracht. Das Stampfen selbst geschieht mit den weiter unten angegebenen Werkzeugen. Die Eiseneinlagen werden meist vorher eingebracht und eventuell durch provisorische Stützen in ihrer Lage gehalten.

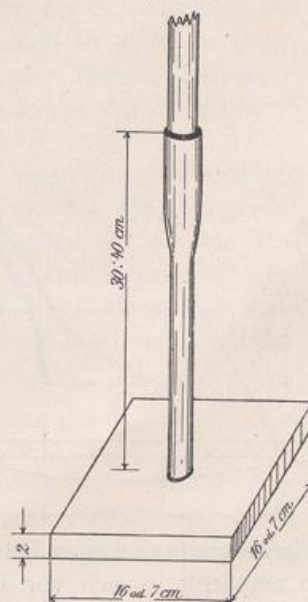
Vielfach errichtet man schwache Wände der Bauweise MONIER, RABITZ und andere, indem man nur eine Bohlenwand aufstellt und auf diese die Betonschicht wie einen Verputz aufbringt. Der sehr dick angemachte Mörtel wird kräftig gegen die Schalung geworfen, während das Eisennetz gleichzeitig mittels Zangen gerüttelt wird. Sobald eine Lage gewisse Festigkeit erlangt hat, bringt man mit dem Reibebrett eine zweite, dann eine dritte und nötigenfalls weitere Lagen auf. Jede Schicht besitzt eine Stärke von etwa 1 cm. Das Ausschalen kann hierbei nach 4 bis 5 Tagen erfolgen.

§ 28. Regeln für die praktische Ausführung.

a) **Das Verlegen der Einlagen.** Besonders zweckmäßig erscheint es, wenn in gewöhnlichen Fällen zuerst die Schalung hergestellt und auf diese die ganze Einlage gebracht wird. Die letztere ist hierbei durch Drahtschlingen zu verbinden und durch entsprechende Unterlagen in ihrer richtigen Lage zu halten. Nachdem eine nochmalige Prüfung der genauen Verteilung stattgefunden hat, kann das Einbringen des Betons ohne Unterbrechung erfolgen. Als Nachteil dieser Ausführungsart ist es allerdings zu bezeichnen, daß das Stampfen bei ziemlich dicht lagernden Einlagen sehr behindert wird. Man ist deshalb in solchen Fällen manchmal auch gezwungen, zuerst eine Betonschicht einzubringen und in diese die Einlagen zu betten. Da es aber ziemlich schwierig ist, hierbei die genaue Lage der einzelnen Eisen zu sichern wird man nur im Notfalle zu dieser Ausführungsweise greifen.

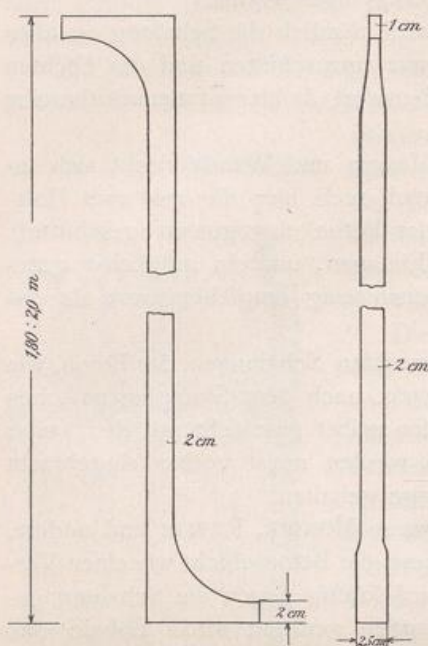
b) **Das Stampfen des Betons.** Das Stampfen der Betonmassen geschieht mit verschiedenen Werkzeugen. Das gebräuchlichste davon ist die sog. Jungfer, eine gußeiserne quadratische Platte von 16 cm Seitenlänge mit einem genügend langen Stiel (Abb. 127). Für kleinere Formen wählt man die Seitenlängen entsprechend geringer. Das Anstampfen der dicht lagernden Einlagen geschieht vielfach mit

Abb. 127. Jungfer.



Hilfe eines sog. Klauenfußes (Abb. 128 u. 129). Dieser wird durch einen etwa 2,0 m langen Eisenstab gebildet, der unten und oben mit 2,5 und 1 cm starken Köpfen versehen ist.

Abb. 128 u. 129. Klauenfuß.

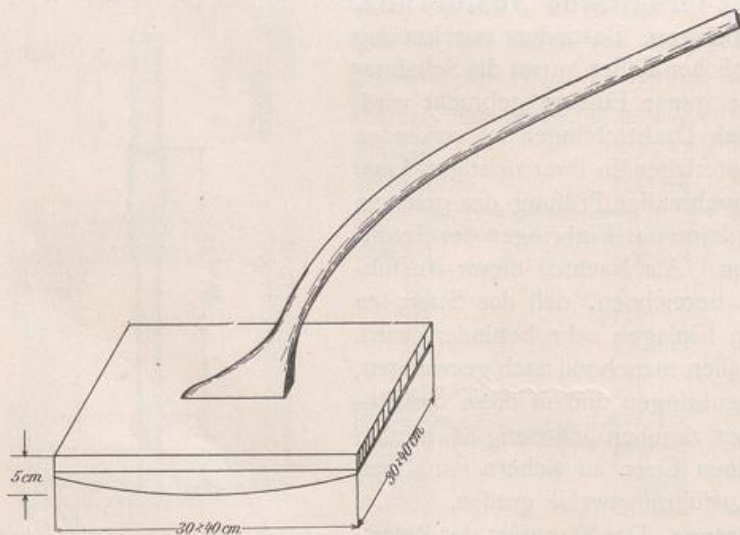


Bei einzelnen Ausführungen werden auch die beim gewöhnlichen Betonbau üblichen Stämper verwandt. Diese verhältnismäßig schweren Werkzeuge eignen sich aber nur dort, wo der Beton nicht seitlich ausweichen kann. Für dünnere Deckenplatten und dergleichen benutzt man deshalb oft auch sog. Schlagbretter (Abb. 130). Hierbei wird vor allem die Erschütterung der Schalungen abgemindert und der Beton nur allmählich gedichtet.

Allgemein erhöht gutes Stämpern die Festigkeit des Betons ganz wesentlich. Es vermehrt ferner seine Dichtigkeit und beseitigt etwa überflüssiges Wasser. Das Stämpern hat deshalb gerade beim Eisenbeton noch eine besondere Bedeutung, denn nur hierdurch wird der dichte Anschluß des Betons an die Einlagen und damit die erforderliche Haftfestigkeit erreicht. Es empfiehlt sich deshalb, ganz besondere Sorgfalt darauf zu verwenden und auch bei Vergebung von Arbeiten gutes Stämpern, und das Einbringen des Betons in dünnen Schichten vorzuschreiben.

c) **Behandlung bereits abgebundener Arbeitsflächen.** Besondere Sorgfalt erfordern auch die durch Unterbrechung der Arbeit entstehenden Fugen. Hier empfiehlt es sich,

Abb. 130. Schlagbrett.



den bereits abge bundenen Beton mit reiner Zementmilch abzuschlämmen und den frischen Beton möglichst kräftig anzustämpern. Vielfach bringt man auch eine besondere 1 cm starke Mörtelschicht (1 Teil Zement zu 1 Teil Sand) dazwischen und rauht die Flächen mit Spitzhämmern und dgl. auf. Da aber die betreffenden Fugen trotz dieser Vorsichtsmaßregeln schwache Stellen bleiben, wird man die

Arbeitsunterbrechungen bei stark beanspruchten Bauteilen nach Möglichkeit beschränken. So empfiehlt es sich vor allem, in den einzelnen Plattenfeldern jede Unterbrechung zu vermeiden.

d) **Temperatureinflüsse.** Einen wesentlichen Einfluß auf die Güte und Dauer der Eisenbetonbauten haben auch die Temperaturverhältnisse während der Ausführung.

So beeinträchtigt z. B. Frost das Abbinden des Betons ganz wesentlich, obwohl er auf die endgültige Festigkeit weniger Einfluß hat. Besonders nachteilig ist aber zu große Hitze, da hierdurch dem Beton vielfach noch vor dem Abbinden das notwendige Wasser entzogen wird. Dadurch aber kann die Haltbarkeit des Betons außerordentlich vermindert werden. Mit Rücksicht darauf hat man auch bei der Einbringung und nach derselben darauf zu achten, daß der Beton in den ersten Tagen nach der Fertigstellung genügend feucht bleibt. Ebenso ist in dieser Zeit Sonnenschein und Wind nach Möglichkeit fern zu halten, denn je sorgfältiger das Feuchthalten des Betons und später auch des Verputzes geschieht, desto größer ist unter sonst gleichen Verhältnissen seine Festigkeit.

Trotz dieser Vorsicht bei der Herstellung wird es mitunter doch vorkommen, daß die Ausführung nach einem gewissen Zeitraum Risse aufweist. Diese entstehen nicht allein durch die Einwirkung der Temperatur, sondern sind zum Teil auch durch das Verhalten des Betons (Schwinden) überhaupt bedingt. Ist es vorauszusehen, daß wegen zu großer Länge der einzelnen Bauteile sog. Schwindrisse nicht zu vermeiden sind, so empfiehlt es sich diese Konstruktionen in gewissen Abständen von vornherein mit Trennungsfugen zu versehen. Die letzteren werden hergestellt, indem man den Beton an den Unterbrechungsfugen, die in solchen Fällen nach bestimmten Teilungen vorgesehen werden, nur trocken anstampft oder indem man den zuerst fertiggestellten Teil mit Lehmschlämme streicht, und erst dann den angrenzenden Teil einbringt. Das Dichten dieser Risse, die meist sehr bald entstehen, geschieht, indem man eine besondere Fuge ausspitzt, diese mit fettem Mörtel ausstampft und bei wasserdichten Bauteilen mit dem üblichen reinen Zementüberzug versieht.

§ 29. Der Putz. Für die Tragfähigkeit der Konstruktionsteile hat es zwar keinen Einfluß, ob die Außenflächen einen Verputz erhalten oder nicht, doch wird man vielfach aus Schönheitsrücksichten dazu kommen, einen solchen anzubringen. Die Oberfläche ist nämlich niemals ganz glatt, sondern zeigt meist die Eindrücke der Schalbretter, des Papieres oder der Leinwand, womit jene überzogen waren. Deshalb ist es in der Regel Gebrauch, daß die sichtbaren Deckenflächen, Ansichtsflächen der Wände, Leibungsflächen von Gewölben usw. mit Putz überzogen werden, dessen Stärke von der größeren oder geringeren Rauheit der Betonfläche abhängt.

Das Aufbringen dieses Putzes muß sehr sorgfältig geschehen, wenn ein gleichmäßiges Aussehen der Flächen erreicht werden soll. Zweckmäßig ist es, den Putz möglichst bald, d. h. nach Entfernung der Schalungen, aufzubringen; außerdem soll der zur Verwendung kommende Mörtel fetter sein als der im Betonkörper, wenn es erwünscht ist, eine möglichst gleichförmige Fläche zu erzielen. Andererseits darf der Zementgehalt auch nicht zu groß sein, da sehr fetter Mörtel auch die größten Formänderungen erleidet. Als gute Mischungsverhältnisse sind:

1	Teil	Zement	mit	2	Teilen	Sand	
1	>	>	>	3	>	>	oder
2	>	>	>	3	>	>	

zu empfehlen. Der Sand hierzu darf nicht zu grob sein, soll aber ebensowenig große Mengen feines Korn erhalten. Als Zement verwendet man vielfach Schnellbinder oder wenigstens einen Teil davon.

Vor Beginn des Verputzes sind die Flächen von Staub und Schmutz sorgfältig zu reinigen, abzuwaschen und gut anzunetzen. Beim Aufbringen ist der Putz stark anzuwerfen und mit dem Reibebrett zu glätten (Kelle ist nicht zu empfehlen). Nach

Fertigstellung ist er, wie schon früher erwähnt, gut gegen Sonne und Wind zu schützen und feucht zu halten. Die Stärke des Putzes ist nach Möglichkeit einzuschränken und kann durchschnittlich 5 mm betragen. Vielfach werden die verputzten Flächen auch noch besonders geschlämmt, um das Aussehen möglichst gleichartig zu erhalten. Bei sorgfältiger Ausführung läßt sich dies auch tatsächlich erreichen, obwohl einzelne Fachleute das Gegenteil behaupten.

Außerdem ist es verschiedentlich erwünscht, daß die geputzten Ansichtsflächen bestimmte Färbungen erhalten. Zu diesem Zweck setzt man dem Zement gewöhnlich besondere Farbstoffe zu und zwar verwendet man für dunkelgrau bis schwarz: fein gemahlene Kohle oder Braunstein, für rot: sog. Eisenrot, für blau: blaues Ultramarin, für grün: grünes Ultramarin und für gelb und braun: Ocker. Diese Farbstoffe wirken fast alle vermindern auf die natürliche Festigkeit des Zements, doch ist diese nachteilige Wirkung bei kleinen Zusätzen so gering, daß keinerlei Bedenken entstehen können.

Soll der Putz aus irgend einem Grund noch mit Ölfarbe oder sonst einem Anstrich versehen werden, so muß er zuvor vollständig erhärten und austrocknen. Um die Ölfarbe selbst gut haftbar zu machen, überstreicht man die Flächen vielfach zweimal mit stark verdünnter Schwefelsäure (1 Teil konzentrierte Schwefelsäure auf 100 Teile Wasser), spült sodann mit reinem Wasser nach und bringt den Anstrich erst nach dem vollständigen Abtrocknen auf.

In anderen Fällen streicht man die Flächen zwei bis dreimal mit verdünntem Wasserglas, wäscht mit Wasser nach und bringt nach dem Trocknen den Anstrich auf. Will man diese immerhin umständlichen Vorarbeiten vermeiden, so genügt es unter Umständen auch, wenn der Putz zunächst während eines Sommers und Winters austrocknet.

Mit besonderer Vorliebe verwendet man gegenwärtig auch den Anstrich mit KESSLERSchen Fluaten. Dieser verhindert vor allem etwaige Salzausblühungen an den Schaufflächen und gibt dem gewöhnlichen Putz eine größere Dichtigkeit. Die Fluats sind im Wasser lösliche, Kieselfluorwasserstoffe enthaltende Salze und werden wie folgt aufgetragen:

Nachdem die Flächen gut ausgetrocknet sind, reibt man sie mit einer scharfen Bürste tüchtig ab und trägt den ersten Anstrich, der durch Lösung von etwa 1 kg Magnesiafluatkristallen in 10 l Wasser hergestellt wird, mit dem gewöhnlichen Anstreicherpinsel auf. Hierbei ist besonders darauf zu achten, daß an keiner Stelle Flecken oder Ränder entstehen. Der zweite Anstrich erfolgt nach etwa 24 Stunden; er besteht aus einer Lösung von 1 kg Magnesiafluaten mit 6 l Wasser. Nach demselben Zeitraume wird dann noch ein dritter Anstrich, für den eine Lösung 1 : 4 verwendet wird, aufgebracht. Der Anstrich soll innerhalb einer Minute eintrocknen und ist, wenn dies an einzelnen Stellen nicht geschieht, mit einem Schwamm oder Lappen abzutupfen. Soll auf den Anstrich mit Fluaten noch ein Ölfarbanstrich kommen, so empfiehlt es sich, anstatt der Magnesiafluats die Blaufluats zu verwenden, die in denselben Lösungen aufgetragen werden. Nach dem Eintrocknen werden die fluatierten Flächen so lange mit klarem Wasser abgewaschen, bis dieses den sauren Geschmack verloren hat.

Außer diesen Anstrichen verwendet man vielfach auch Siderosthen-Lubrose und bei wasserdichten Behältern Leinöl oder heißen Asphaltlack. Über die Zweckmäßigkeit dieser verschiedenen Anstriche gehen die Meinungen der Praktiker indessen ziemlich weit auseinander. Jedenfalls hat aber die Erfahrung gezeigt, daß zur Herstellung wasserdichter Bauten ein besonderer Anstrich nicht erforderlich ist, wenn Zementputz 1 : 1 bis 1 : 3 mit einer reinen Zementhaut überzogen und gut geglättet wird.