



Eisenbeton bei Hochbauten. Bestimmungen. 1907

G. 1907
46

XXX
481/2

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000301076

Amtliche Ausgabe.

Bestimmungen

für die

Ausführung von Konstruktionen aus
Eisenbeton bei Hochbauten

vom 24. Mai 1907.

F. B. 27459



BERLIN 1907

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

719a
46

xxx
781/d



III 18454

Runderlaß, betreffend Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten.

Berlin, den 24. Mai 1907.

Die auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues in den letzten Jahren gesammelten Erfahrungen haben es notwendig gemacht, die unterm 16. April 1904 erlassenen „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“*) zu ergänzen.

Ew. . . . lasse ich beifolgend . . . Abdrucke der demgemäß neubearbeiteten Bestimmungen vom heutigen Tage, die an die Stelle derjenigen vom 16. April 1904 treten, mit dem Ersuchen zugehen, dafür Sorge zu tragen, daß sowohl den privaten Bauausführungen, wie auch den öffentlichen und Staatsbauten gegenüber von jetzt ab lediglich die neuen Vorschriften zur Anwendung gelangen. Die anliegenden Abdrucke sind für den Dienstgebrauch der Ew. . . . beigegebenen Beamten, der Kreisbauinspektoren und, soweit die Baupolizei von staatlichen Behörden wahrgenommen wird, auch der beteiligten Beamten dieser Behörden bestimmt. Für den weiteren Bedarf, insbesondere den der Ortspolizeibehörden, weise ich darauf hin, daß die Abdrucke bei der Firma Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstraße 90, zum Preise von 0,60 Mark für das Stück zu beziehen sind. Ich ersuche, den nachgeordneten Behörden auch hiervon Kenntnis zu geben.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.
Breitenbach.

An die Herren Regierungspräsidenten und den
Herrn Polizeipräsidenten hier. — III. B. 239 I. A.

Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten.

I. Allgemeine Vorschriften.

A. Prüfung.

§ 1.

1. Der Ausführung von Bauwerken oder Bauteilen aus Eisenbeton hat eine besondere baupolizeiliche Prüfung voranzugehen. Zu diesem Zwecke sind bei Nachsuchung der Bauerlaubnis für ein Bauwerk, welches ganz oder zum Teil aus Eisenbeton hergestellt werden soll, Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, aus denen die Gesamtanordnung und alle 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 Bauteile rechtzeitig vor dem Beginn ihrer Ausführung beigebracht werden. Mit der Ausführung darf in keinem Fall vor erteilter Genehmigung begonnen werden.

2. In der Beschreibung ist der Ursprung und die Beschaffenheit der zum Beton zu verwendenden Baustoffe, ihr Mischungsverhältnis, der Wasserzusatz sowie die Druckfestigkeit, die der zu verwendende Beton aus den auf der Baustelle zu entnehmenden Baustoffen in dem vorgesehenen Mischungsverhältnis nach 28 Tagen in Würfeln von 30 cm Seitenlänge erreichen soll, anzugeben. Die Druckfestigkeit ist auf Erfordern der Baupolizeibehörde vor dem Beginn durch Versuche nachzuweisen.

3. Der Beton soll nach Gewichtseinheiten gemischt werden; als Einheit hat der Sack = 57 kg oder das Faß = 170 kg Zement zu gelten. Die Zuschläge können entweder zugewogen oder in Gefäßen zugemessen werden, deren Inhalt vorher so zu bestimmen ist, daß sein Gewicht dem vorgesehenen Mischungsverhältnis entspricht.

*) Zentralblatt der Bauverwaltung 1904, S. 253.

4. Die Vorlagen sind von dem Bauherrn, dem Unternehmer, der den Entwurf aufgestellt hat, und demjenigen, der die Ausführung bewirkt, zu unterschreiben. Ein Wechsel in der Person des ausführenden Unternehmers ist der Polizeibehörde sofort mitzuteilen.

§ 2.

1. Die Eigenschaften der zum Beton zu verwendenden Baustoffe sind erforderlichenfalls durch Zeugnisse einer amtlichen Prüfungsanstalt nachzuweisen. Diese Zeugnisse dürfen in der Regel nicht älter als ein Jahr sein.

2. Es darf nur Portlandzement verwendet werden, der den preußischen Normen entspricht. Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfeinheit sowie über Zug- und Druckfestigkeit enthalten. Von der Raumbeständigkeit und Bindezeit hat sich der Ausführende durch eigene Proben zu überzeugen.

3. Sand, Kies und sonstige Zuschläge müssen zur Betonbereitung und zu dem beabsichtigten Verwendungszwecke geeignet sein. Das Korn der Zuschläge darf nur so grob sein, daß das Einbringen des Betons und das Einstampfen zwischen den Eiseneinlagen und zwischen der Schalung und den Eiseneinlagen noch mit Sicherheit und ohne Verschiebung der Eisen möglich ist.

§ 3.

1. Das Verfahren der statischen Berechnung muß mindestens dieselbe Sicherheit gewähren, wie die Berechnung nach den Leitsätzen in Abschnitt II und nach dem Rechnungsverfahren mit Beispielen in Abschnitt III dieser Bestimmungen. Dies ist auf Erfordern von dem Unternehmer nachzuweisen.

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

B. Ausführung.

§ 4.

1. Die Baupolizeibehörde kann die Eigenschaften der in der Verarbeitung begriffenen Baustoffe durch eine amtliche Prüfungsanstalt oder in einer sonst ihr geeignet scheinenden Weise feststellen sowie eine Festigkeitsprüfung des aus ihnen hergestellten Betons vornehmen lassen. Die Prüfung der Festigkeit kann auch auf der Baustelle mittels einer Betonpresse, deren Zuverlässigkeit durch eine amtliche Prüfungsanstalt bescheinigt ist, erfolgen.

2. Die für die Prüfung bestimmten Betonkörper müssen Würfel form von 30 cm Seite erhalten. Die Probekörper sind mit der Bezeichnung des Anfertigungstages zu versehen, durch ein Siegel zu kennzeichnen und bis zu ihrer Erhärtung nach Anweisung der Baupolizeibehörde aufzubewahren.

3. Der Zement ist in der Ursprungspackung auf die Verwendungsstelle anzuliefern.

4. Das Mischen des Betons muß derart erfolgen, daß die Menge der einzelnen Bestandteile dem vorgesehenen Mischungsverhältnis stets genau entspricht und jederzeit leicht gemessen werden kann. Bei Benutzung von Meßgefäßen ist die Füllung zur Erzielung möglichst gleichmäßig dichter Lagerung in stets gleicher Weise zu bewirken.

§ 5.

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

2. Die Betonmasse darf bei warmer und trockener Witterung nicht länger als eine Stunde, bei kühler oder nasser Witterung nicht länger als zwei Stunden unverarbeitet liegen bleiben. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungseinflüssen wie Sonne, Wind, starkem Regen zu schützen und vor der Verwendung umzuschaukeln.

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

4. Die Betonmasse ist in Schichten von höchstens 15 cm Stärke einzubringen und in einem dem Wasserzusatz entsprechenden Maße durch Stampfen zu verdichten. Zum Einstampfen sind passend geformte Stampfen von angemessenem Gewicht zu verwenden.

§ 6.

1. Die Eiseneinlagen sind vor der Verwendung sorgfältig von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien. Mit besonderer Sorgfalt ist darauf zu achten, daß die Eiseneinlagen die richtige Lage und Entfernung voneinander sowie die vorgesehene Form erhalten, durch besondere Vorkehrungen in ihrer Lage festgehalten und dicht mit besonderer, entsprechend feinerer Betonmasse umkleidet werden. Liegen in Balken die Eisen in mehreren Lagen übereinander, so ist jede Lage für sich zu umkleiden. Unterhalb der Eiseneinlagen muß

in Balken noch eine Betonstärke von mindestens 2 cm, in Platten von mindestens 1 cm vorhanden sein.

2. Die Schalungen und Stützen der Decken und Balken müssen vollkommenen Widerstand gegen Durchbiegungen und ausreichende Festigkeit gegen die Einwirkungen des Stampfens bieten. Die Schalungen sind so anzuordnen, daß sie unter Belassung der bis zur völligen Erhärtung des Betons notwendigen Stützen gefahrlos entfernt werden können. Zu den Stützen sind tunlichst nur ungestoßene Hölzer zu verwenden. Sind Stöße unvermeidlich, so müssen die Stützen an den Stoßstellen fest und sicher verbunden werden.

3. Verschalungen von Säulen sind so anzuordnen, daß das Einbringen und Einstampfen der Betonmasse von einer offenen, mit dem Fortschreiten der Arbeit zu schließenden Seite erfolgen und genau beobachtet werden kann.

4. Von der Beendigung der Einschalung und dem beabsichtigten Beginn der Betonarbeiten in jedem einzelnen Geschosse ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Anzeige zu machen.

§ 7.

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

2. Beim Weiterbau auf erhärtetem Beton muß die alte Oberfläche aufgeraut, sauber abgekehrt, angeätzt und unmittelbar vor Aufbringen neuer Betonmasse mit einem dünnen Zementbrei eingeschemmt werden.

§ 8.

Bei der Herstellung von Wänden und Pfeilern in mehrgeschossigen Gebäuden darf mit der Ausführung in dem höheren Geschoß erst nach ausreichender Erhärtung dieser Bauteile in den darunter liegenden Geschossen begonnen werden. Von der Fortsetzung der Arbeiten im höheren Geschoß ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Nachricht zu geben.

§ 9.

1. Bei Frostwetter darf nur in solchen Fällen gearbeitet werden, wo schädliche Einwirkungen des Frostes durch geeignete Maßnahmen ausgeschlossen sind. Gefrorene Baustoffe dürfen nicht verwendet werden.

2. Nach längeren Frostzeiten (§ 11) darf beim Eintritt milderer Witterung die Arbeit erst wieder aufgenommen werden, nachdem die Zustimmung der Baupolizeibehörde dazu eingeholt ist.

§ 10.

1. Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkungen des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen, sowie vor Erschütterungen und Belastungen zu bewahren.

2. Die Fristen, die zwischen der Beendigung des Einstampfens und der Entfernung der Schalungen und Stützen liegen müssen, sind von der jeweiligen Witterung, von der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile abhängig. Die seitliche Schalung der Balken, die Einschalung der Stützen, sowie die Schalung von Deckenplatten darf nicht vor Ablauf von acht Tagen, die Stützung der Balken nicht vor Ablauf von drei Wochen beseitigt werden. Bei größeren Stützweiten und Querschnittsabmessungen sind die Fristen unter Umständen bis zu sechs Wochen zu verlängern.

3. Bei mehrgeschossigen Gebäuden darf die Stützung der unteren Decken und Balken erst dann entfernt werden, wenn die Erhärtung der oberen so weit vorgeschritten ist, daß diese sich selbst zu tragen vermögen.

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

5. Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind mit Rücksicht darauf, daß die Erhärtung des Betons durch den Frost verzögert wird, die in Absatz 2 genannten Fristen um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.

6. Beim Entfernen der Schalungen und Stützen müssen durch besondere Vorkehrungen (Keile, Sandtöpfe u. dergl.) Erschütterungen vermieden werden.

7. Von der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen ist der Baupolizeibehörde rechtzeitig, und zwar mindestens 3 Tage vorher Anzeige zu machen.

§ 11.

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.

§ 12.

1. 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.

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

3. Werden Probebelastungen für nötig erachtet, so sind diese nach Angabe des abnehmenden Beamten vorzunehmen. Dem Bauherrn und dem Unternehmer wird rechtzeitig davon Kenntnis gegeben und die Beteiligung anheimgestellt. Probebelastungen sollen erst nach 45tägiger Erhärtung des Betons vorgenommen und auf den nach Ermessen der Baupolizeibehörde unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden.

4. Bei der Probebelastung von Deckenplatten und Balken ist folgendermaßen zu verfahren. Bei Belastung eines ganzen Deckenfeldes soll, wenn mit g das Eigengewicht und mit p die gleichmäßig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, die Auflast den Wert von $0,5g + 1,5p$ nicht übersteigen. Bei höheren Nutzlasten als 1000 kg/qm können Ermäßigungen bis zur einfachen Nutzlast eintreten. Soll nur ein Streifen des Deckenfeldes zur Probe belastet werden, so ist die Auflast in der Deckenmitte gleichmäßig auf einem Streifen zu verteilen, dessen Länge gleich der Spannweite und dessen Breite ein Drittel der Spannweite, mindestens aber 1 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 § 16 Ziffer 3 aufgeführten erhöhten Werte.

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

II. Leitsätze für die statische Berechnung.

A. Eigengewicht.

§ 13.

1. Das Gewicht des Betons einschließlich der Eiseneinlagen ist zu 2400 kg für das Kubikmeter anzunehmen, sofern nicht ein anderes Gewicht nachgewiesen wird.

2. Bei Decken ist außer dem Gewicht der tragenden Bauteile das Gewicht der zur Bildung des Fußbodens dienenden Baustoffe nach bekannten Einheitssätzen zu ermitteln.

B. Ermittlung der äußeren Kräfte.

§ 14.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen sind die Angriffsmomente und Auflagerkräfte je nach der Art der Belastung und Auflagerung den für frei aufliegende oder durchgehende Balken geltenden Regeln gemäß zu berechnen.

2. Bei frei aufliegenden Platten ist die Freilänge zuzüglich der Deckenstärke in der Feldmitte, bei durchgehenden Platten die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite in die Berechnung einzuführen. Bei Balken gilt die um die erforderliche Auflagerlänge vergrößerte freie Spannweite als Stützweite.

3. Bei Platten und Balken, die über mehrere Felder durchgehen, darf, falls die wirklich auftretenden Momente und Auflagerkräfte nicht rechnerisch nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln unter Voraussetzung freier Auflagerung auf den Mittel- und Endstützen oder durch Versuche nachgewiesen werden, das Biegemoment in den Feldmitten zu vier Fünfteln des Wertes angenommen werden, der bei einer auf zwei Stützen frei aufliegenden Platte vorhanden sein würde. 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 Einspannungsmoment 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 $M = \frac{pb^2}{12}$ berechnet werden. Gegen nega-

tive Angriffsmomente an den Auflagern sind Vorkehrungen durch Form und Lage der Eisenstäbe zu treffen.

8. Die rechnermäßig sich ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen.

9. Bei Stützen ist auf die Möglichkeit einseitiger Belastung Rücksicht zu nehmen.

C. Ermittlung der inneren Kräfte.

§ 15.

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

2. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Ausdehnungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten und daß die Eiseneinlagen sämtliche Zugkräfte 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 Achtehnfache der kleinsten Querschnitts-abmessung beträgt. Durch Querverbände ist der Abstand der eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander festzulegen. Der Abstand dieser Querverbände muß annähernd der kleinsten Abmessung der Stütze entsprechen, darf aber nicht über das Dreißigfache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.

7. Zur Berechnung der Stützen auf Knicken ist die Eulersche Formel anzuwenden.

D. Zulässige Spannungen.

§ 16.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit, die Zug- und Druckspannung des Eisens den Betrag von 1000 kg/qcm nicht übersteigen.

2. Wird in den unter § 15, Ziffer 3 bezeichneten Fällen die Zugspannung des Betons in Anspruch genommen, so sind als zulässige Spannung zwei Drittel der durch Zugversuche nachgewiesenen Zugfestigkeit des Betons anzunehmen. Bei fehlendem Zugfestigkeitsnachweis darf die Zugspannung nicht mehr als ein Zehntel der Druckfestigkeit betragen.

3. Dabei sind folgende Belastungswerte anzunehmen:

- a) Bei mäßig erschütterten Bauteilen, z. B. bei Decken von Wohnhäusern, Geschäftsräumen, Warenhäusern: die wirklich vorhandene Eigen- und Nutzlast,
- b) bei Bauteilen, die stärkeren Erschütterungen oder stark wechselnder Belastung ausgesetzt sind, wie z. B. bei Decken in Versammlungsräumen, Tanzsälen, Fabriken, Lagerhäusern: die wirkliche Eigenlast und die bis zu fünfzig vH. 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 vH. erhöhte Nutzlast.

4. In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Druckfestigkeit beansprucht werden. Bei Berechnung der Eiseneinlagen auf Knicken ist fünffache Sicherheit nachzuweisen.

5. Die Schubspannung des Betons darf das Maß von 4,5 kg/qcm nicht überschreiten. Wird größere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen.

6. Die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung nicht überschreiten.

III. Rechnungsverfahren mit Beispielen.

A. Reine Biegung.

a. Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Bei einfacher Eiseneinlage vom Gesamtquerschnitt f_e auf die Balken- oder Plattenbreite b ergibt sich, wenn das Verhältnis der Elastizitätsmaße des Eisens und des Betons mit n bezeichnet wird, der Abstand der Nulllinie von der Oberkante aus der Gleichung der statischen Momente der Flächenelemente für die Nulllinie (vergl. Abb. 1).

$$1) \quad \frac{bx^2}{2} = n f_e (h - a - x) \quad \text{zu}$$

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

Aus der Gleichsetzung der Momente der äußeren und inneren Kräfte folgt dann

$$3) \quad M = \sigma_b \frac{x}{2} b \left(h - a - \frac{x}{3} \right) = \sigma_e f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right),$$

worin σ_b die größte Betondruckspannung und σ_e die mittlere Eisenzugspannung bedeutet. Hieraus folgt

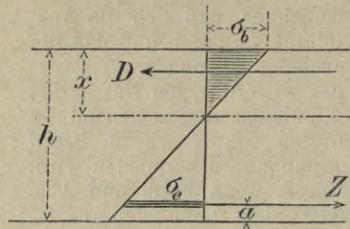


Abb. 1.

$$4) \quad \sigma_b = \frac{2M}{bx \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

$$5) \quad \sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

Unter Umständen kommen auch folgende leicht ablesbare Gleichungen in Betracht

$$6) \quad x = \frac{n(h-a)\sigma_b}{\sigma_e + n\sigma_b}$$

$$7) \quad \frac{bx}{2} \cdot \sigma_b = \sigma_e f_e$$

Bei T-förmigen Querschnitten, sogenannten Plattenbalken, unterscheidet sich die Berechnung nicht von der vorigen, wenn die Nulllinie in die Platte selbst oder in die Unterkante der Platte fällt.

Geht die Nulllinie durch den Steg, so können die geringen im Steg auftretenden Druckspannungen vernachlässigt werden.

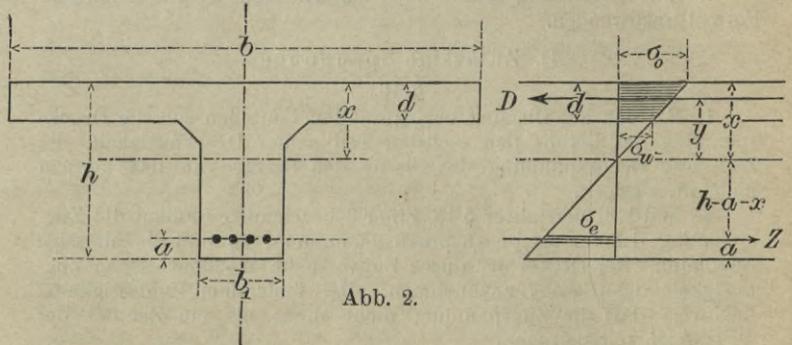


Abb. 2.

Dann ist (vergl. Abb. 2):

$$8) \quad \sigma_u = \frac{x-d}{x} \sigma_0$$

$$9) \quad \sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \sigma_0$$

$$10) \quad \frac{\sigma_0 + \sigma_u}{2} bd = \sigma_e f_e$$

oder nach Einsetzen der Werte von σ_u und σ_e aus den Gleichungen 8) und 9) in Gleichung 10):

$$11) \quad x = \frac{\frac{bd^2}{2} + n f_e (h-a)}{bd + n f_e}$$

Da der Abstand des Schwerpunktes des Drucktrapezes von der Oberkante

$$12) \quad x - y = \frac{d}{3} \frac{\sigma_0 + 2\sigma_u}{\sigma_0 + \sigma_u}$$

ist, so wird nach Einsetzen des Wertes von σ_u in Gleichung 8):

$$13) \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = \frac{2}{3} \left(x + \frac{(x-d)^2}{2x-d} \right)$$

$$14) \quad \sigma_e = \frac{M}{f_e (h-a-x+y)}$$

$$15) \quad \sigma_0 = \frac{x}{n(h-a-x)} \cdot \sigma_e$$

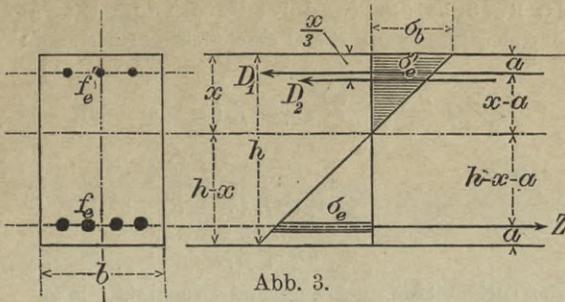


Abb. 3.

Erhalten Balken und Platten auch obere Eiseneinlagen, so kommen folgende Gleichungen zur Anwendung:

Für die Lage der Nulllinie:

$$16) \quad \frac{bx^2}{2} - f_e'(x-a) + nf_e'(x-a) = nf_e(h-a-x),$$

woraus

$$17) \quad x = - \frac{(n-1)f_e' + nf_e}{b} + \sqrt{\left(\frac{(n-1)f_e' + nf_e}{b}\right)^2 + \frac{2}{b} \left[(n-1)f_e'a + nf_e(h-a) \right]}$$

Für das Angriffsmoment:

$$18) \quad M = \frac{bx}{2} \sigma_b \left(h - a - \frac{x}{3} \right) - f_e' \sigma_b' (h - 2a) + f_e' \sigma_e' (h - 2a)$$

Hierin bedeutet σ_b' die Betondruckspannung in mittlerer Höhe der oberen Eiseneinlage und ist bestimmt durch

$$\sigma_b' = \frac{x-a}{x} \sigma_b$$

Da ferner

$$\sigma_e' = \frac{n(x-a)}{x} \sigma_b,$$

so wird

$$19) \quad M = \left[\frac{bx}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right) + (n-1)f_e' \cdot \frac{x-a}{x} (h-2a) \right] \sigma_b$$

Vernachlässigt man die geringe Querschnittsverminderung des Betondruckgurtes durch die oberen Eiseneinlagen, so geht Gleichung 17) über in

$$20) \quad x = - \frac{n(f_e + f_e')}{b} + \sqrt{\left(\frac{n(f_e + f_e')}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{b} (f_e' \cdot a + f_e(h-a))}$$

und Gleichung 19) in

$$21) \quad M = \left[\frac{bx}{2} \left(h - a - \frac{x}{3} \right) + nf_e' \frac{x-a}{x} (h-2a) \right] \sigma_b$$

Hat man bei gegebenem Angriffsmoment aus Gleichung 21) σ_b berechnet, so finden sich die Spannungen σ_e und σ_e' leicht aus dem Gesetz, daß sich die Spannungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten. Hat man bei gegebener Betondruckspannung σ_b den Wert des Angriffsmoments ermittelt, so finden sich die Spannungen σ_e und σ_e' aus

$$22) \quad M = f_e \sigma \left(h - a - \frac{x}{3} \right) \pm f_e' \sigma' \left(\frac{x}{3} - a \right)$$

oder da

$$\sigma_e' = \frac{x-a}{h-a-x} \sigma_e,$$

$$23) \quad M = \left[f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right) \pm f_e' \frac{x-a}{h-a-x} \left(\frac{x}{3} - a \right) \right] \sigma_e$$

Man kann auch den gemeinsamen Schwerpunkt des Betons und der Eiseneinlage in der Druckzone bestimmen aus

$$24) \quad y_1 = \frac{\frac{bx}{2} \cdot \frac{2}{3} x \sigma_b + \sigma_e' f_e' (x-a)}{\frac{bx}{2} \sigma_b + \sigma_e' f_e'} = \frac{\frac{bx^3}{3} + n f_e' (x-a)^2}{\frac{bx^2}{2} + n f_e' (x-a)},$$

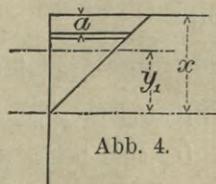


Abb. 4.

dann wird

$$25) \quad M = f_e \sigma_e (h - a - x + y_1)$$

b. Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Bei einfacher Eiseneinlage wird entsprechend Gleichung 1) (vergl. Abb. 5):

$$26) \quad \frac{bx^2}{2} = \frac{b(h-x)^2}{2} + nf_e(h-a-x),$$

also

$$27) \quad x = \frac{\frac{bh^2}{2} + nf_e(h-a)}{bh + nf_e}$$

Aus der Gleichsetzung der Zug- und Druckkräfte folgt

$$28) \quad \frac{bx}{2} \sigma_{bd} = b \cdot \frac{h-x}{2} \sigma_{bz} + \sigma_e f_e$$

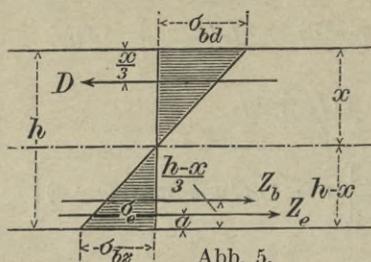


Abb. 5.

und aus der Proportionalität von Dehnungen und Spannungen

$$29) \quad \sigma_{bz} = \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_{bd}$$

$$29a) \quad \sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \sigma_{bd}$$

Die Momentengleichung für die Nulllinie wird dann

$$30) \quad M = \frac{bx}{2} \sigma_{bd} \cdot \frac{2}{3} x + b \cdot \frac{h-x}{2} \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3} (h-x) + \sigma_e f_e (h-a-x),$$

woraus mit Hilfe von Gleichung 29) und 29a) folgt:

$$31) \quad M = \frac{\sigma_{bd}}{x} \left[\frac{bx^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + nf_e(h-a-x)^2 \right]$$

Ist M gegeben, so folgt zunächst aus Gleichung 31) σ_{bd} und dann mit Gleichung 29) und 29a) σ_{bz} und σ_e .

Bei Plattenbalken wird, wenn die Nulllinie durch den Steg geht:

$$32) \quad x = \frac{b_1 \frac{h^2}{2} + (b-b_1) \frac{d^2}{2} + nf_e(h-a)}{b_1 h + (b-b_1) d + nf_e},$$

$$33) \quad M = b \cdot \frac{\sigma_0 + \sigma_u}{2} \cdot d \cdot y + b_1 \frac{\sigma_u}{2} \cdot \frac{2}{3} (x-d)^2 + b_1 \cdot \frac{h-x}{2} \cdot \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3} (h-x) + \sigma_e f_e (h-a-x),$$

$$33a) \quad M = \frac{\sigma_0}{x} \left[\frac{b}{2} \cdot d(2x-d) \cdot y + \frac{b_1}{3} ((x-d)^3 + (h-x)^3) + nf_e (h-a-x)^2 \right],$$

$$34) \quad \sigma_{bz} = \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_0,$$

$$34a) \quad \sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \cdot \sigma_0$$

Zur Ermittlung der Querschnittsabmessungen bei gegebenem Angriffsmoment, sind diese Gleichungen sehr unbequem. Sind b , b_1 , h und f_e gegeben und macht man zur Voraussetzung, daß die Nulllinie in die Unterkante der Platte fällt, so wird

$$35) \quad \frac{bx^2}{2} = b_1 \frac{(h-x)^2}{2} + nf_e(h-a-x),$$

woraus

$$36) \quad \frac{b-b_1}{2} \cdot x^2 + (b_1 h + nf_e) x = \frac{b_1 h^2}{2} + nf_e(h-a)$$

Hieraus ist x , also die Plattenstärke zu finden.

Die auftretenden Spannungen finden sich dann aus

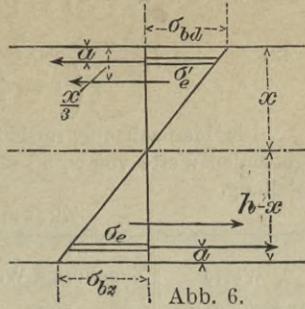
$$37) \quad M = \frac{\sigma_0}{x} \left[\frac{bx^3}{3} + b_1 \frac{(h-x)^3}{3} + nf_e(h-a-x)^2 \right]$$

sowie aus den Gleichungen 34) und 34a).

Werden Eisenstäbe auch in der Druckzone angebracht, so wird bei Balken und Platten (vergl. Abb. 6)

$$38) \quad x = \frac{\frac{bh^2}{2} + (n-1)[f_e' \cdot a + f_e(h-a)]}{bh + (n-1)(f_e' + f)}$$

$$39) \quad M = \left[\frac{bx^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + (n-1)(f_e'(x-a)^2 + f_e(h-a-x)^2) \right] \frac{\sigma_{bd}}{x}$$



Sind die oberen und unteren Eisenstäbe von gleichem Querschnitt, so wird $x = \frac{h}{2}$ und

$$40) \quad M = \left[\frac{bh^2}{6} + \frac{4(n-1)f_e}{h} \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 \right] \sigma_{bd}$$

Für die am häufigsten vorkommenden Bauteile, Platten und Balken von rechteckigem Querschnitt und mit Eiseneinlagen nur auf der Zugseite, lassen sich Vereinfachungen der Ausdrücke 2), 4) und 5) auf folgende Weise erzielen. Ist das Angriffsmoment sowie der Querschnitt des Betonkörpers und der Eisenstäbe gegeben und will man hiernach die auftretenden Spannungen ermitteln, so werde zur Vereinfachung $f_e = \frac{b(h-a)}{m}$ gesetzt, wobei $m = \frac{b(h-a)}{f_e}$ aus den gegebenen Abmessungen zu erhalten ist. Für verschiedene Werte m läßt sich hiernach folgende Zusammenstellung der zugehörigen Werte von x , σ_b und σ_e benutzen.

Zusammenstellung I.

Werte von f_e	Zugehörige Werte von x	Spannungen σ_b	Spannungen σ_e
$\frac{b(h-a)}{100}$	0,418 (h-a)	$5,559 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$116 \frac{M}{b(h-a)^2} = 20,867 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{110}$	0,403 (h-a)	$5,735 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$127 \frac{M}{b(h-a)^2} = 22,145 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{120}$	0,391 (h-a)	$5,895 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$138 \frac{M}{b(h-a)^2} = 23,409 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{130}$	0,379 (h-a)	$6,040 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$149 \frac{M}{b(h-a)^2} = 24,668 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{140}$	0,368 (h-a)	$6,194 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$160 \frac{M}{b(h-a)^2} = 25,831 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{150}$	0,358 (h-a)	$6,344 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$170 \frac{M}{b(h-a)^2} = 26,797 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{160}$	0,349 (h-a)	$6,485 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$181 \frac{M}{b(h-a)^2} = 27,911 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{170}$	0,341 (h-a)	$6,617 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$192 \frac{M}{b(h-a)^2} = 29,016 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{180}$	0,333 (h-a)	$6,756 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$203 \frac{M}{b(h-a)^2} = 30,049 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{190}$	0,326 (h-a)	$6,883 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$213 \frac{M}{b(h-a)^2} = 30,946 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{200}$	0,320 (h-a)	$7,000 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$224 \frac{M}{b(h-a)^2} = 32,000 \sigma_b$

Werden bei gegebenem Angriffsmoment und angenommenen Beton- und Eisenspannungen die Querschnittsabmessungen gesucht, so findet sich aus Gleichung 6) zunächst $x = s(h-a)$, wenn $s = \frac{n\sigma_b}{\sigma_e + n\sigma_b}$ gesetzt wird. Dieser Wert in Gleichung 4) eingesetzt, ergibt

$$41) \quad h-a = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{s}{3}\right) s \cdot \sigma_b}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Der Ausdruck für f_e findet sich aus Gleichung 5) zu

$$f = \frac{M}{\sigma_e \left(h - a - \frac{s(h-a)}{3} \right)},$$

oder wenn $h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}}$ eingesetzt wird, zu

$$42) \quad f_e = \frac{1}{r \left(1 - \frac{s}{3} \right) \sigma_e} \cdot \sqrt{M \cdot b} = t \sqrt{M b}$$

Die hiernach für verschiedene Spannungen σ_e und σ_b sich ergebenden Werte von x , $h - a$ und f_e zeigt nachfolgende Zusammenstellung.

Zusammenstellung II.

Werte in kg/qcm von		Zugehörige Werte von	Zugehörige Werte von	Zugehörige Werte von
σ_e	σ_b	$x = s(h - a)$	$h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}}$	$f_e = t \sqrt{M b}$
1000	45	0,403 (h - a)	0,357 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00324 $\sqrt{M b}$
1000	44	0,398 (h - a)	0,363 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00317 $\sqrt{M b}$
1000	42	0,387 (h - a)	0,376 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00306 $\sqrt{M b}$
1000	40	0,375 (h - a)	0,390 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00293 $\sqrt{M b}$
1000	38	0,363 (h - a)	0,406 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00280 $\sqrt{M b}$
1000	36	0,351 (h - a)	0,423 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00267 $\sqrt{M b}$
1000	34	0,338 (h - a)	0,443 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00254 $\sqrt{M b}$
1000	32	0,325 (h - a)	0,464 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00242 $\sqrt{M b}$
1000	30	0,310 (h - a)	0,490 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00228 $\sqrt{M b}$
1000	28	0,296 (h - a)	0,518 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00214 $\sqrt{M b}$
1000	26	0,280 (h - a)	0,550 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00200 $\sqrt{M b}$
1000	24	0,265 (h - a)	0,558 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00187 $\sqrt{M b}$
1000	22	0,248 (h - a)	0,632 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00173 $\sqrt{M b}$
1000	20	0,230 (h - a)	0,686 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00159 $\sqrt{M b}$
900	40	0,400 (h - a)	0,380 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00337 $\sqrt{M b}$
900	35	0,368 (h - a)	0,420 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00302 $\sqrt{M b}$
900	30	0,333 (h - a)	0,475 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00263 $\sqrt{M b}$
900	25	0,294 (h - a)	0,549 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00224 $\sqrt{M b}$
900	20	0,250 (h - a)	0,660 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00184 $\sqrt{M b}$
800	40	0,429 (h - a)	0,367 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00397 $\sqrt{M b}$
800	35	0,396 (h - a)	0,408 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00353 $\sqrt{M b}$
800	30	0,360 (h - a)	0,459 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00309 $\sqrt{M b}$
800	25	0,319 (h - a)	0,530 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00264 $\sqrt{M b}$
800	20	0,273 (h - a)	0,635 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00217 $\sqrt{M b}$

Bei Plattenbalken lassen sich die Zusammenstellungen ebenfalls anwenden, wenn die Nulllinie in die Unterkante der Platte fällt, oder wenn man eine solche Lage der Nulllinie zur Bedingung macht.

B. Zentrischer Druck.

Ist F der Querschnitt der gedrückten Betonfläche und f_e der der gesamten gedrückten Eiseneinlage, so wird die zulässige Belastung

$$43) \quad P = (F + n f_e) \cdot \sigma_b,$$

$$44) \quad \sigma_b = \frac{P}{F + n f_e},$$

$$45) \quad \sigma_e = n \sigma_b = \frac{n P}{F + n f_e}$$

C. Exzentrischer Druck.

Die Berechnung erfolgt wie bei homogenem Baustoff, wenn in den Ausdrücken für die Querschnittsfläche und das Trägheitsmoment der Querschnitt der Eiseneinlagen mit seinem n -fachen Werte zum Betonquerschnitt hinzugerechnet wird. Auftretende Zugspannungen müssen durch die Eiseneinlagen aufgenommen werden können.

D. Beispiele.

1. Bei einer 2 m weit freiliegenden Wohnhausdecke von 10 cm Stärke und mit Eiseneinlagen von 5,02 qcm Querschnitt auf 1 m Deckenbreite (10 Stück Rundeisen von je 8 mm Durchmesser) und mit 1,5 cm Abstand der Balkenunterkante von der Mitte der Eisenstäbe sollen die auftretenden größten Spannungen im Beton und im Eisen ermittelt werden.

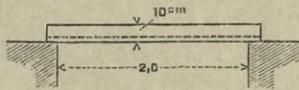


Abb. 7.

Das Eigengewicht der Decke für 1 qm ist	0,10 · 2400	=	240 kg
dazu Überschüttung mit gewalzter Schlacke in 10 cm Stärke	60	„	
3,3 cm starker Holzfußboden mit Lagern	20	„	
1,2 cm starker Putz	20	„	
Nutzlast	250	„	
	<u>Zusammen</u>		<u>590 kg.</u>

Dann ist

$$M = \frac{590 \cdot 2,1^2 \cdot 100}{8} = 32\,500 \text{ kgcm},$$

$$x = \frac{15 \cdot 5,02}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 8,5}{15 \cdot 5,02}} - 1 \right] = 2,9 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 32\,500}{100 \cdot 2,9 (8,5 - 0,97)} = 29,8 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = \frac{32\,500}{5,02 (8,5 - 0,97)} = 860 \text{ kg/qcm}.$$

Die Betondruckspannung von 29,8 kg/qcm ist zulässig, wenn der verwendete Beton eine Druckfestigkeit von $6 \cdot 29,8 = 178,8$ kg/qcm besitzt.

Bei Benutzung der Zusammenstellung I findet sich, da $f_e = 5,02$, also $m = \frac{100 \cdot 8,5}{5,02} = \text{rd. } 170$ ist,

$$\sigma_b = \frac{6,617 \cdot 32\,500}{100 \cdot 8,5^2} = 29,8 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 29,016 \cdot 29,8 = 865 \text{ kg/qcm}.$$

Um die auftretenden Schub- und Haftspannungen am Auflager zu untersuchen, ist zunächst die Schubkraft $V = \frac{590 \cdot 2,00}{2} = 590$ kg zu ermitteln. Die Schubspannung ist dann

$$\tau_0 = \frac{V}{b \left(h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{590}{100 \left(8,5 - \frac{2,9}{3} \right)} = 0,78 \text{ kg/qcm}.$$

Dann ist die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{u},$$

wo u den Umfang der Eiseneinlagen bedeutet.

$$\tau_1 = \frac{100 \cdot 0,78}{10 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 3,10 \text{ kg/qcm}.$$

Weder Schub- noch Haftspannung erreicht die zulässigen Werte.

2. Es sei eine frei aufliegende ebene Deckenplatte mit einfacher Eiseneinlage von 2 m Spannweite gegeben. Die Nutzlast sei 1000 kg/qm für ein Fabrikgebäude. Die erforderliche Stärke der

Betonplatte und der Eiseneinlage soll unter der Voraussetzung ermittelt werden, daß der zu verwendende Beton eine Druckfestigkeit von 180 kg/qcm besitzt.

Für die Berechnung des Eigengewichts der Decke werde die Dicke der Platte einstweilen zu 18 cm angenommen, so daß die in Rechnung zu stellende Stützweite 2,18 m ist.

Das Eigengewicht der Platte für 1 qm ist

$$\begin{array}{r} 0,18 \cdot 2400 = \dots \dots \dots 432 \text{ kg} \\ \text{dazu Überschüttung mit gewalzter Schlacke, in 20 cm} \\ \text{Höhe} \dots \dots \dots 120 \text{ „} \\ 2,5 \text{ cm starker Zementestrich, rund} \dots \dots \dots 48 \text{ „} \\ \hline \text{zusammen} \quad 600 \text{ kg.} \end{array}$$

Dann ist

$$M = \frac{600 + 1,5 \cdot 1000}{8} \cdot 2,18^2 \cdot 100 = 124\,700 \text{ kgcm.}$$

Da $\sigma_b = \frac{180}{6} = 30$ und $\sigma_e = 1000$ kg/qcm zulässig sind, so wird nach Gleichung 6):

$$x = \frac{15 \cdot 30}{1000 + 15 \cdot 30} (h - a) = 0,31 (h - a)$$

und nach Gleichung 41):

$$h - a = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{0,31}{3}\right) \cdot 0,31 \cdot 30}} \cdot \sqrt{\frac{124\,700}{100}} = 17,3 \text{ cm.}$$

f_e findet sich nach Gleichung 1) zu

$$f_e = \frac{bx^2}{2n(h-a-x)} = \frac{100 \cdot 0,31^2 \cdot 17,3^2}{2 \cdot 15 (17,3 - 0,31 \cdot 17,3)} = 8 \text{ qcm.}$$

Es sind 9 Stück Rundeisen von 11 mm Durchmesser mit einem Gesamtquerschnitt von 8,55 qcm zu verwenden. Die Gesamtdeckenstärke ist wegen der erforderlichen Deckung der Eisen auf 19 cm zu vergrößern.

Aus der Zusammenstellung II hätte sich für $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b = 30$ gefunden

$$\begin{aligned} h - a &= 0,49 \sqrt{1247} = 17,3 \text{ cm,} \\ f_e &= 0,00228 \sqrt{12\,470\,000} = 8 \text{ qcm.} \end{aligned}$$

Die Querkraft am Auflager ist

$$V = 600 + 1,5 \cdot 1000 = 2100 \text{ kg.}$$

Die Schubspannung

$$\tau_0 = \frac{2100}{100 \left(17,3 - \frac{0,31 \cdot 17,3}{3}\right)} = 1,36 \text{ kg/qcm.}$$

Die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{100 \cdot 1,36}{9 \cdot 1,1 \cdot 3,14} = 4,38 \text{ kg/qcm.}$$

3. Die unter 2. berechnete Decke werde darauf untersucht, welche Spannungen unter der Voraussetzung entstehen, daß der Beton Zugspannungen aufzunehmen vermag.

Nach Gleichung 27) ist für die Mitwirkung des Betons auf Zug

$$x = \frac{\frac{100 \cdot 19^2}{2} + 15 \cdot 8,55 \cdot 17,3}{100 \cdot 19 + 15 \cdot 8,55} = 10,02 \text{ cm}$$

und nach Gleichung 31):

$$\begin{aligned} \sigma_{bd} &= \frac{124\,700 \cdot 10,02}{\frac{100 \cdot 10,02^3}{3} + \frac{100 \cdot 8,98^3}{3} + 15 \cdot 8,55 \cdot 7,28^2} \\ &= 19,4 \text{ kg/qcm,} \end{aligned}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{19 - 10,02}{10,02} \cdot 19,4 = 17,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{15 (17,3 - 10,02)}{10,02} \cdot 19,4 = 211,4 \text{ kg/qcm.}$$

Die Zugspannung des Betons von 17,4 kg/qcm ist zulässig, wenn eine Zugfestigkeit von $\frac{3}{2} \cdot 17,4 = 26,1$ kg/qcm durch Zugversuche nachgewiesen wird; ist dieser Nachweis nicht erbracht, so muß der zu verwendende Beton eine Druckfestigkeit von $10 \cdot 17,4 = 174$ kg/qcm besitzen. Die Druckfestigkeit muß indessen wegen der angenommenen Druckspannung von 30 kg bereits 180 kg/qcm betragen.

Um die Schubspannung in Höhe der Nulllinie zu finden, ist zunächst der Abstand z von Zug- und Druckmittelpunkt zu suchen.

$$\text{Dieser findet sich aus der Bedingung } M = D \cdot z, \text{ wo } D = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b \\ = \frac{100 \cdot 19,4 \cdot 10,02}{2} = 9720;$$

$$\text{also } z = \frac{124\,700}{9720} = 12,83 \text{ cm.}$$

$$\text{Dann ist } \tau_0 = \frac{2100}{100 \cdot 12,83} = 1,64 \text{ kg/qcm.}$$

Die Schubkraft ist in Höhe der Eiseneinlagen bei Mitwirkung von Betonzug etwas kleiner. Allgemein ist

$$\tau_0 = \frac{V \cdot S}{J \cdot b},$$

wo S das statische Moment des oberhalb der untersuchten Schicht befindlichen Querschnittes, J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts ist. Also ist für die Schicht in Höhe der Eiseneinlage

$$S = 100 \left(\frac{8,98^2}{2} - \frac{7,28^2}{2} \right) + 15 \cdot 8,55 \cdot 7,28 = 3698.$$

$$J \text{ ist } = \frac{M \cdot x}{\sigma_b} = \frac{124\,700 \cdot 10,02}{19,4} = 64\,420,$$

$$\text{also } \tau_0' = \frac{2100 \cdot 3698}{64\,420 \cdot 100} = 1,21 \text{ kg/qcm.}$$

Die Haftspannung ist dann

$$\tau_1' = \frac{100 \cdot 1,21}{9 \cdot 1,1 \cdot 3,14} = 4 \text{ kg/qcm.}$$

4. Ein Eisenbetonbalken von 4 m Spannweite und mit nebenstehenden Abmessungen sei einem Angriffsmoment von 120 000 kgcm ausgesetzt; es sollen die größte Betondruckspannung und die Spannungen in den Eiseneinlagen bei Vernachlässigung der Betonzugspannungen ermittelt werden.

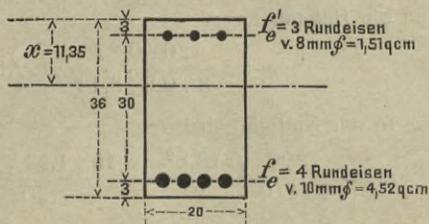


Abb. 8.

Nach Gleichung 17) wird

$$x = - \frac{14 \cdot 1,51 + 15 \cdot 4,52}{20}$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{14 \cdot 1,51 + 15 \cdot 4,52}{20} \right)^2 + \frac{2}{20} (14 \cdot 1,51 \cdot 3 + 15 \cdot 4,52 \cdot 33)}$$

$$x = 11,35 \text{ cm.}$$

Nach Gleichung 19) ist dann

$$\sigma_b = \frac{120\,000}{\frac{20 \cdot 11,35}{2} (33 - 3,78) + 14 \cdot 1,51 \cdot \frac{8,35}{11,35} \cdot 30} \\ = 31,7 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e' = \frac{15 \cdot 8,35}{11,35} \cdot 31,7 = 350 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{21,65}{8,35} \cdot 350 = 908 \text{ kg/qcm.}$$

Zur Berechnung der Schubspannung ist der Abstand y_1 aus Gleichung 24) zu ermitteln zu

$$y_1 = \frac{\frac{20 \cdot 11,37^3}{3} + 14 \cdot 8,37^2 \cdot 1,51}{\frac{20 \cdot 11,37^2}{2} + 14 \cdot 8,37 \cdot 1,51} = 7,67 \text{ cm.}$$

Da die Belastung für 1 m Länge 600 kg beträgt, so wird $V = 2 \cdot 600 = 1200$ kg und

$$\tau_0 = \frac{1200}{20 (21,65 + 7,67)} = 2,05 \text{ kg/qcm,}$$

$$\tau_1 = \frac{20 \cdot 2,05}{4 \cdot 1 \cdot 3,14} = 3,27 \text{ kg/qcm.}$$

An den oberen Eiseneinlagen wird, da $S = 20 \cdot \frac{11,35^2 - 8,35^2}{2} + 15 \cdot 1,51 \cdot 8,35 = 780$ und $J = \frac{120000 \cdot 11,35}{31,7} = 42970$ ist,

$$\tau_0' = \frac{1200 \cdot 780}{20 \cdot 42970} = 1,09 \text{ kg/qcm},$$

$$\tau_1' = \frac{20 \cdot 1,09}{3 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 2,9 \text{ kg/qcm}.$$

Werden Betonzugspannungen berücksichtigt, so wird nach Gleichung 38):

$$x = \frac{\frac{20 \cdot 36^2}{2} + 14(1,51 \cdot 3 + 4,52 \cdot 33)}{20 \cdot 36 + 14(1,51 + 4,52)} = 18,8 \text{ cm};$$

nach Gleichung 39) wird dann

$$\sigma_{bd} = \frac{120000 \cdot 18,8}{\frac{20 \cdot 18,8^3}{3} + \frac{20 \cdot 17,2^3}{3} + 14(1,51 \cdot 15,8^2 + 4,52 \cdot 14,2^2)} = 23,4 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{bz} = \frac{17,2}{18,8} \cdot 23,4 = 21,4 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 15 \cdot \frac{14,2}{17,2} \cdot 21,4 = 265 \text{ kg/qcm}.$$

Die Schubspannung in Höhe der oberen Eiseneinlage wird, da $J = 96410$ ist,

$$\tau_0 = \frac{1200}{96410} \left(\frac{18,8^2 - 15,8^2}{2} + \frac{15 \cdot 1,51 \cdot 15,8}{20} \right) = 0,87 \text{ kg/qcm}$$

und die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{20 \cdot 0,87}{3 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 2,3 \text{ kg/qcm}.$$

In der Nulllinie wird

$$\tau_0 = \frac{1200}{96410} \left(\frac{18,8^2}{2} + \frac{15 \cdot 1,51 \cdot 15,8}{20} \right) = 2,4 \text{ kg/qcm}.$$

5. Ein Deckenfeld von 3 m Breite und 4 m Länge soll mit einer ringsum aufliegenden ebenen Betonplatte mit gekreuzten, zu den Seiten parallel laufenden Eiseneinlagen überdeckt werden. Nutz- und volle Eigenlast betrage 600 kg/qm. Es soll die erforderliche Stärke der Decke und der Eiseneinlagen bestimmt werden.

Das Angriffsmoment, bezogen auf die kürzere Spannweite, ist

$$M = \frac{600 \cdot 3,1^2 \cdot 100}{12} = 48050 \text{ kgcm}.$$

Zugelassene Spannungen seien $\sigma_e = 1000$ und $\sigma_b = 40$ kg/qcm. Dann wird nach Zusammenstellung II

$$h - a = 0,39 \sqrt{\frac{48050}{100}} = 8,54 \text{ cm},$$

$$f_e = 0,00293 \sqrt{4805000} = 6,42 \text{ qcm}.$$

Die Deckenstärke ist auf 10 cm zu bringen. Als Eiseneinlagen nach der Richtung der kürzeren Seite werden zehn Stück Rundeseisen von 9 mm mit dem Gesamtquerschnitt von 6,36 qcm auf 1 m Breite verwendet. Die Längseisen können geringere, etwa im umgekehrten Verhältnis der Länge und Breite der Decke stehende Stärken erhalten. Es genügen acht Stück Rundeseisen derselben Stärke auf 1 m Deckenbreite.

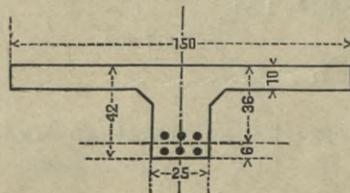


Abb. 9.

6. Ein Plattenbalken von nebenstehenden Abmessungen sei bei 7,5 m Spannweite und 7,8 m Stützweite durch eine Nutzlast von 500 kg auf 1 m Länge in einem Geschäftshause belastet. Die Eiseneinlagen, bestehend aus 6 Rundeseisen von 2,5 cm Durchmesser, haben einen Gesamtquerschnitt von

29,45 qcm. Es sollen die größten im Beton und im Eisen auftretenden Spannungen ermittelt werden.

Das Eigengewicht setzt sich zusammen aus dem Gewicht des Plattenbalkens von
 $(1,5 \cdot 0,1 + 0,32 \cdot 0,25) \cdot 2400 = \dots \dots \dots 552 \text{ kg}$
 dem Gewicht der Überschüttung, 6 cm hohe gewalzte Schlacke $\dots \dots \dots 36 \text{ kg}$
 dem Gewicht des Zementfußbodens von 2 cm Stärke 40 „
 dem Gewicht des Deckenputzes $\dots \dots \dots 14 \text{ kg}$
 für 1 qm zusammen 90 kg
 also für 1,5 qm $1,5 \cdot 90 = \dots \dots \dots 135 \text{ kg}$
 dazu Nutzlast $\dots \dots \dots 500 \text{ „}$
 zusammen 1187 kg

oder rund 1200 kg für 1 m Balkenlänge.

Daher ist

$$M = \frac{1200 \cdot 7,8^3 \cdot 100}{8} = 912 \text{ 600 kgcm}$$

nach Gleichung 11) ist

$$x = \frac{\frac{150 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 29,45 \cdot 36}{150 \cdot 10 + 15 \cdot 29,45} = 12,05 \text{ cm,}$$

nach Gleichung 13):

$$y = 12,05 - 5 + \frac{10^2}{6(2 \cdot 12,05 - 10)} = 8,23 \text{ cm,}$$

mithin nach Gleichung 14):

$$\sigma_e = \frac{912 \text{ 600}}{29,45(36 - 12,05 + 8,23)} = 963 \text{ kg/qcm}$$

und nach Gleichung 15):

$$\sigma_b = \frac{12,05}{15(36 - 12,05)} \cdot 963 = 32,3 \text{ kg/qcm.}$$

Die Querkraft am Auflager ist

$$V = \frac{7,5 \cdot 1200}{2} = 4500 \text{ kg,}$$

daher die Schubspannung im Beton

$$\tau_0 = \frac{V}{b_1(h - a - x + y)} = \frac{4500}{25(36 - 12,05 + 8,23)} = 5,6 \text{ kg/qcm.}$$

Der zulässige Wert der Schubspannung wird also etwas überschritten. Es empfiehlt sich, zwei der oberen Eiseneinlagen an den Enden aufzubiegen. Die Stelle, wo mit dem Aufbiegen zu beginnen ist, findet sich aus der Bedingung, daß an dieser Stelle die Querkraft V_1 nur sein darf

$$\frac{4500 \cdot 4,5}{5,6} = 3616 \text{ kg.}$$

Dies ist erfüllt bei $\frac{4500 - 3616}{1200} = 0,74 \text{ m}$ Entfernung vom Auflager.

Die von den aufgebogenen Eisenstäben aufzunehmende Gesamtzugkraft Z ist gleich der zu übertragenden Schubkraft, d. i.

$$Z = \frac{74}{\sqrt{2}}(5,6 - 4,5) \frac{1}{2} \cdot 25 = 720 \text{ kg.}$$

Die Spannung der aufgebogenen Stäbe ist daher

$$\sigma_e = \frac{720}{2 \cdot 4,91} = 73 \text{ kg/qcm.}$$

Die Haftspannung an den vier unteren Rundeisen beträgt am Auflager

$$\tau_1 = \frac{b_1 \tau_0}{u} = \frac{25 \cdot 5,6}{4 \cdot 2,5 \cdot 3,14} = 4,5 \text{ kg/qcm.}$$

Will man auch in diesem Falle die auftretende Betonzugspannung ermitteln, so ist zunächst nach Gleichung 32) x zu bestimmen aus

$$x = \frac{\frac{25 \cdot 4,2^2}{2} + \frac{125 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 29,45 \cdot 36}{25 \cdot 4,2 + 125 \cdot 10 + 15 \cdot 29,45} = 16,12 \text{ cm}$$

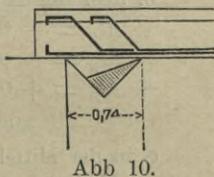


Abb 10.

und nach Gleichung 13):

$$y = 16,12 - 5 + \frac{100}{6(32,24 - 10)} = 11,87 \text{ cm,}$$

dann wird aus Gleichung 33a):

$$M = 912\,600 = \left[\frac{150 \cdot 10 \cdot 11,87}{2} (2 \cdot 16,12 - 10) + \frac{25}{3} (6,12^3 + 25,88^3) + 15 \cdot 29,45 \cdot 19,88^2 \right] \frac{\sigma_{bd}}{16,12},$$

woraus $\sigma_{bd} = 28,4 \text{ kg/qcm,}$

$$\sigma_{bz} = \frac{25,88}{16,12} \cdot 28,4 = 45,6 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = 15 \cdot \frac{19,88}{16,12} \cdot 28,4 = 525 \text{ kg/qcm.}$$

Die Spannung $\sigma_{bz} = 45,6 \text{ kg/qcm}$ ist jedenfalls zu groß; die Stegbreite des Balkens und der Querschnitt der Eiseneinlagen müßten verstärkt werden.

7. Ein durchgehender Plattenbalken auf vier Stützen mit nachstehendem Querschnitt werde mit 500 kg/m in einem Geschäftshause belastet. Es sollen die größten im Beton und im Eisen auftretenden Spannungen ermittelt werden.

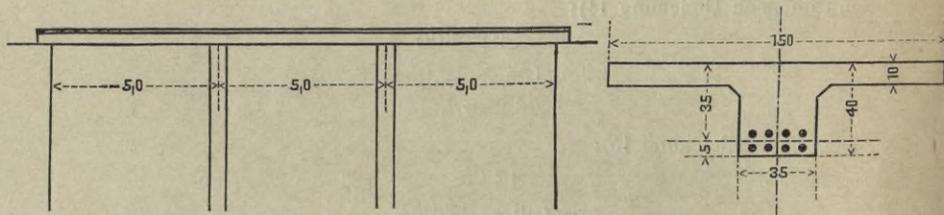


Abb. 11.

Das Eigengewicht für 1 m Balkenlänge beträgt $(1,5 \cdot 0,10 + 0,3 \cdot 0,35) \cdot 2400 = \dots \dots \dots 612 \text{ kg}$
 dazu die übrige ständige Belastung wie im vorigen Beispiel 135 „
 zusammen 747 kg

oder rund 750 kg für 1 m Balkenlänge.

Die Berechnung wird nach dem üblichen Verfahren für durchgehende Balken von überall gleichem Trägheitsmoment ohne Rücksicht auf dessen Veränderlichkeit infolge der wechselnden Stärke und Lage der Eisenstäbe und etwaiger Verstärkung an den Stützen durchgeführt; derartige Abweichungen kommen der Sicherheit der Konstruktion zugute.

Die Angriffsmomente sind

a. bei 0,4 l der ersten Öffnung

$$\begin{aligned} M_g &= + 0,08 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 150\,000 \\ - M_p &= - 0,02 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 25\,000 \\ + M_p &= + 0,10 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 125\,000 \\ \text{daher } M_{\max} &= + 275\,000, \end{aligned}$$

b. über der Mittelstütze

$$\begin{aligned} M_g &= - 0,10 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 187\,500 \\ - M_p &= - 0,11667 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 145\,838 \\ + M_p &= + 0,01667 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 20\,838 \\ \text{daher } M_{\max} &= - 333\,338, \end{aligned}$$

c. in der Mittelöffnung

$$\begin{aligned} M_g &= + 0,025 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 46\,875 \\ - M_p &= - 0,05 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 62\,500 \\ + M_p &= + 0,075 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 93\,750 \\ \text{also } + M_{\max} &= + 140\,625 \\ - M_{\max} &= - 15\,625. \end{aligned}$$

Hiernach berechnen sich die Spannungen:

a. Bei 0,4 l der ersten Öffnung.

Die Eiseneinlage besteht aus acht Rundstählen von 15 mm Durchmesser und $14,14 \text{ qcm}$ Gesamtquerschnitt mit 5 cm Abstand von der Unterkante.

Da die Nulllinie in die Platte fällt, wird ihre Lage mit Hilfe der Gleichung 2) gefunden zu

$$x = \frac{15 \cdot 14,14}{150} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 35}{15 \cdot 14,14}} - 1 \right] = 8,63 \text{ cm.}$$

σ_b und σ_e ergeben sich dann aus den Gleichungen 4) und 5) zu

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 275\,000}{150 \cdot 8,63 \cdot 32,12} = 13,2 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = \frac{275\,000}{14,14 \cdot 32,12} = 606 \text{ kg/qcm}.$$

b. Über der Zwischenstütze.

Für das negative Stützenmoment kommt, da der Beton keine Zugspannungen aufnehmen soll, nur der balkenförmige Teil des Querschnitts mit den nach oben verschobenen Eiseneinlagen in Betracht. Dabei werden zwei weitere Rundisen von 15 mm Durchmesser eingelegt, so daß der Gesamteisenquerschnitt 17,67 qcm beträgt.

Die Ermittlung der Lage der Nulllinie erfolgt wieder nach Gleichung 2)

$$x = \frac{15 \cdot 17,67}{35} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 35}{15 \cdot 17,67}} - 1 \right] = 16,66 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 333\,338}{35 \cdot 16,66 \cdot 29,45} = 38,8 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = \frac{333\,338}{17,67 \cdot 29,45} = 640 \text{ kg/qcm}.$$

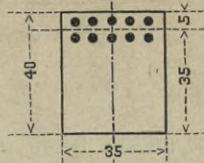


Abb. 12.

c. In der Mittelöffnung.

Das positive Maximalmoment ist erheblich kleiner als bei 0,4 l der ersten Öffnung. Es genügen vier Rundisen mit dem Gesamtquerschnitt 7,07 qcm.

$$x = \frac{15 \cdot 7,07}{150} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 37,25}{15 \cdot 7,07}} - 1 \right] = 6,58 \text{ cm},$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 140\,625}{150 \cdot 6,58 \cdot 35,06} = 8,1 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = \frac{140\,625}{7,07 \cdot 35,06} = 565 \text{ kg/qcm}.$$

Für das negative Moment — 15 625 genügt es, ein Rundisen von 1 cm Durchmesser und 0,79 qcm Querschnitt in den oberen Teil zu legen. Dann wird

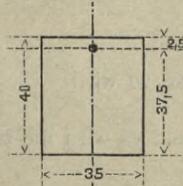


Abb. 13.

$$x = \frac{15 \cdot 0,79}{35} \left[\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 37,5}{15 \cdot 0,79}} - 1 \right] = 4,71 \text{ cm},$$

$$\sigma_e = \frac{15\,625}{0,79 \cdot 35,93} = 550 \text{ kg/qcm}.$$

Will man auch hier, und zwar bei 0,4 l der ersten Öffnung, die auftretende Betonzugspannung untersuchen, so ist zunächst

$$x = \frac{\frac{35 \cdot 40^2}{2} + \frac{115 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 14,14 \cdot 35}{35 \cdot 40 + 115 \cdot 10 + 15 \cdot 14,14} = 14,9 \text{ cm},$$

$$y = 14,9 - 5 + \frac{10^2}{6(29,8 - 10)} = 10,74 \text{ cm}.$$

Dann ist nach Gleichung 33a)

$$275\,000 = \frac{\sigma_{bd}}{14,9} \left[\frac{150}{2} \cdot 10 \cdot 10,74 (29,8 - 10) + \frac{35}{3} (4,9^3 + 25,1^3) + 15 \cdot 14,14 \cdot 20,1^2 \right]$$

$$275\,000 = 29\,000 \sigma_{bd},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{275\,000}{29\,000} = 9,5 \text{ kg/qcm},$$

$$\text{und } \sigma_{bz} = \frac{25,1}{14,9} \cdot 9,5 = 16 \text{ kg/qcm}.$$

Die Ermittlung der Schub- und Haftspannungen erfolgt überall wie bei den früheren Beispielen.

8. Ein Eisenbetonpfeiler von 30.30 cm Querschnitt mit 4 Rundisenstäben von 16 qcm Gesamtquerschnitt sei mit 30 000 kg zentrisch belastet. Die auftretenden Beton- und Eisenspannungen sollen berechnet werden.

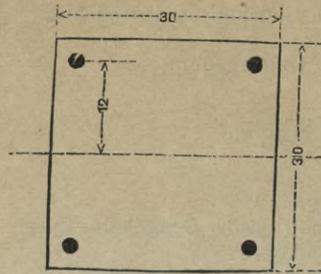


Abb. 14.

Nach Gleichung 43) bis 45) wird

$$30\,000 = \sigma_b (30 \cdot 30 + 15 \cdot 16),$$

$$\sigma_b = \frac{30\,000}{1140} = 26,3 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 26,3 = 395 \text{ kg/qcm}.$$

9. Derselbe Pfeiler soll auf Knicken untersucht werden, wenn seine Höhe 4 m beträgt.

In der Eulerschen Formel

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

ist für den Beton $E = \frac{2\,100\,000}{15} = 140\,000$

und $s = \text{Sicherheitsgrad} = 10$
anzusetzen.

$$J = \frac{30^4}{12} + 15 \cdot 4 \cdot 4,0 \cdot 12^2 = 102\,060,$$

also $P = \frac{10 \cdot 140\,000 \cdot 102\,060}{10 \cdot 160\,000} = 89\,303 \text{ kg}.$

Da P nach dem vorigen Beispiel nur 30 000 kg ist, so ist hinsichtlich des Betons keine Knickgefahr vorhanden. Damit auch bei den Eiseneinlagen ein Knicken nicht eintritt, muß sein

$$\frac{\pi \cdot E J}{5 l^2} = F \cdot k.$$

Die Spannung k des Eisens hatte sich oben zu 395 kg/qcm gefunden. Da beim Rundeisen

$$F = \frac{\pi d^2}{4} \text{ und } J = \frac{\pi d^4}{64}$$

ist, so wird $\frac{J}{F} = \frac{d^2}{16}$

und es wird die zulässige Knicklänge der Eisenstäbe

$$l = d \sqrt{\frac{10 \cdot 2\,100\,000}{80 \cdot 395}} = 25,8 d.$$

Um daher ein Knicken der Eisenstäbe zu vermeiden, sind sie in Abständen von höchstens $25,8 \cdot 2,26 = 58 \text{ cm}$ durch Quereisen zu verbinden. Die Abstände sollen indessen nach § 15 Z. 6 höchstens 30 cm betragen.

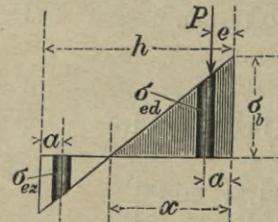
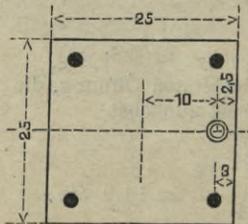


Abb. 15.

10. Ein Eisenbetonpfeiler von 25.25 cm Querschnitt und mit vier Eisenstäben von 2 cm Durchmesser werde mit 5000 kg exzentrisch und zwar 10 cm aus der Mitte belastet. Es sollen die auftretenden Beton- und Eisenspannungen ermittelt werden.

Zur Lösung stehen die beiden Bedingungen zur Verfügung:

1. die Summe der äußeren und inneren Kräfte muß Null sein; $\Sigma V = 0$,
2. die Summe der statischen Momente der auf den Querschnitt wirkenden Kräfte muß Null sein; $\Sigma M = 0$.

Ferner kommt die Bedingung in Betracht, daß die Spannungen sich verhalten wie die Abstände von der Nulllinie, multipliziert mit dem Elastizitätsmaß, d. h.

$$\sigma_b : \sigma_{ed} = x : n(x - a),$$

$$\sigma_b : \sigma_{ez} = x : n(h - a - x)$$

Aus der Bedingung 1. ergibt sich dann:

$$\begin{aligned} \text{a) } P &= \frac{bx}{2} \sigma_b + n f_e \sigma_b \left(\frac{x-a}{x} - \frac{h-a-x}{x} \right) \\ &= \sigma_b \left[\frac{bx}{2} + \frac{n f_e}{x} (2x - h) \right] \end{aligned}$$

und aus der Bedingung 2.:

$$\begin{aligned} \text{b) } P(x-e) &= \sigma_b \frac{bx^2}{3} + nf_e \sigma_b \left[\frac{(x-a)^2}{x} + \frac{(h-a-x)^2}{x} \right] \\ &= \sigma_b \left[\frac{bx^2}{3} + \frac{nf_e}{x} (2x^2 - 2hx + 2a^2 + h^2 - 2ah) \right] \end{aligned}$$

Setzt man die aus diesen beiden Gleichungen sich ergebenden Werte von σ_b einander gleich, so ergibt sich durch weitere Zusammenziehung:

$$\frac{b}{6nf_e} x^3 - \frac{be}{2nf_e} x^2 - (2e-h)x = 2a^2 + h^2 - (2a+e)h,$$

oder unter Einsetzung der Werte $b=25$; $n=15$; $f_e=6,28$; $e=2,5$; $h=25$; $a=3$:

$$\begin{aligned} \frac{25}{6 \cdot 15 \cdot 6,28} x^3 - \frac{25 \cdot 2,5}{2 \cdot 15 \cdot 6,28} x^2 + 20x &= 2 \cdot 3^2 + 25^2 - 8,5 \cdot 25; \\ x^3 - 7,5 x^2 + 452,16 x &= 9734. \end{aligned}$$

Die Auflösung geschieht am einfachsten durch Versuchsrechnung und es findet sich so genau genug

$$x = 16,3 \text{ cm.}$$

Dann ist mittels Gleichung a):

$$5000 = \sigma_b \left(\frac{25 \cdot 16,3}{2} + \frac{15 \cdot 6,28}{16,3} \cdot 7,6 \right)$$

$$\sigma_b = 20,2 \text{ kg/qcm}$$

und es wird ferner:

$$\sigma_{ed} = \frac{15 \cdot 13,3 \cdot 20,2}{16,3} = 249 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{ez} = 249 \cdot \frac{5,7}{13,3} = 107 \text{ kg/qcm.}$$

Berlin, den 24. Mai 1907.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.

Breitenbach.



Verlag von **Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W66**
Wilhelmstraße 90.

„HÜTTE“

Des Ingenieurs Taschenbuch

Neunzehnte Auflage

Neu bearbeitet und erweitert. Mit 1663 Textabbildungen. 1905.
Preis 2 Bände in Leinen 16 Mk., in Leder 18 Mk.

Statische Tabellen. Belastungsangaben und Formeln zur Aufstellung

von Berechnungen für Baukonstruktionen.

Zweite erweiterte und verbesserte Auflage. 1907. Von
F. Boerner, Civil-Ingenieur. Preis kart. 3,50 Mk.

Körber'sches Strahlendiagramm

zur vereinfachten Herstellung perspektivischer
Zeichnungen. 1907. Zweite Auflage.

Preis in Rolle und Postgeld 2,10 Mk.

Otto Mohr

Professor Dr.-Ing.
Geheimer Rat

Abhandlungen aus dem Gebiete der

Technischen Mechanik.

Mit 406 Textabbildungen.

Preis geheftet 15 Mk. 1906. Preis in Leinen geb. 16,50 Mk.

Empfohlen durch Runderlaß

des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten.

Rechentafel nebst Sammlung häufig gebräuchter Zahlenwerte.

Von Dr. H. Zimmermann, Geheimer Oberbaurat.

Fünfte Auflage. 1907. Preis in Leinen gebunden 5 Mk.

Der Eisenbetonbau bei den neuen von der k. k. Eisenbahnbaudirek-

tion hergestellten Bahnlinien Oesterreichs.

Von A. Nowak, Ingenieur. Bedeutend erweiterter Sonderdruck
aus der Zeitschrift „Beton u. Eisen“. Mit 81 Textabbildungen
und 6 Tafeln. 1907. Preis geheftet 4 Mk.

Brücken in Eisenbeton.

Von C. Kersten, Bauingenieur.

Teil I: **Platten- und Balkenbrücken.** Mit 360 Textabbildungen.
1907. Preis geheftet 4 Mk., geb. 4,80 Mk.

Teil II: **Bogenbrücken** erscheint im Sommer 1907.

Beton u. Eisen. Internationales Organ für Betonbau.

Herausgeber: Dr. Ing. F. v. Emperger, k. k. Baurat.

Jährlich 12 Hefte. Mit zahlreichen Textabbildungen und Tafeln.
Preis 16 Mk. Bei direktem Bezuge: Inland 18 Mk., Ausland 20 Mk.

— Einzelne Hefte 2 Mk. — Einbanddecken je 2,50 Mk. —

Probehefte stehen kostenlos zur Verfügung.

Als Ergänzung zu den amtlichen Betonbestimmungen

erscheint:

Tabellen für Eisenbeton-Konstruk-

tionen. Von **G. Kaufmann.** Zusammengestellt im Rahmen des Ministerialerlasses vom 24. Mai 1907. — Zweite neubearbeitete Auflage. 8°. 1907.

Preis kartoniert etwa 2 Mk.

Beton-Kalender 1907. Taschenbuch für den Beton- u. Eisenbeton-

bau sowie die verwandten Fächer.

Unter Mitwirkung hervorragender Fachmänner herausgegeben von der Zeitschrift „**Beton u. Eisen**“. II. Jahrgang.

Mit über 900 Textabbildungen und 1 Tafel (Graphikon).

Teil I in Leinen gebunden, Teil II geheftet. Preis 4 Mk.

Modelltheater Denkschrift über die Brandversuche im Wiener Modelltheater.

(Eisenbetonbau).

Durchgeführt vom **Österreich. Ingenieur- und Architekten-Vereine im Jahre 1905.** 1906. Mit 2 Textabbildungen und 1 Tafel.

Preis geheftet 3 Mk.

Grundzüge für die statische Berechnung der Beton- und Eisenbetonbauten.

Von **M. Koenen.** — Dritte durchgesehene u. erweiterte Auflage. Mit 11 Textabbildungen. 1906. Preis geheftet 1,50 Mk.

Der Eisenbetonbau. Ein Leitfaden für Schule und Praxis.

Von **C. Kersten,** Bauingenieur u. Kgl. Baugewerkschullehrer.

Teil I: **Ausführung und Berechnung der Grundformen.** Mit 153 Textabbildungen. 4. erweiterte und verbesserte Auflage. 1907. Unter Berücksichtigung der neuen amtlichen Betonbestimmungen 1907.

Preis kartoniert 3 Mk.

Demnächst erscheint in 3. Auflage:

Teil II: **Anwendungen im Hoch- und Tiefbau.** Mit rd. 300 Textabbildungen. 3. neubearbeitete und erweiterte Auflage. 1907.

Preis kartoniert etwa 3 Mk.

Tabellen zur Berechnung von Säulen aus Eisenbeton.

Von **M. Bazali,** Ingenieur. 8°. 3½ Bogen mit 16 Textabbildungen. 1907.

Preis geheftet 1,60 Mk.

Handbuch für Eisenbetonbau.

Herausgegeben von Dr. Ing. **F. von Emperger,** k. k. Baurat.

Band III. Teil I. Bauausführungen aus dem Ingenieurwesen.

Grundbau (Flachgründungen, Tiefgründungen, Hohlkörpergründungen). Bearbeitet von Dr. Ing. **F. von Emperger,** Wien.

Mauerwerksbau. Bearbeitet von **A. Nowak,** Ingenieur, Wien.

Wasserbau (Uferbefestigungen, Wehre und Staumauern, Schleusen, Leuchttürme und Leuchtbaken, Hellinge und Schiffsgeläße). Bearbeitet von **F. W. Otto Schulze,** Professor an der Technischen Hochschule, Danzig.

Mit 547 Textabbildungen und 4 Doppeltafeln. 1907.

Preis geheftet 15 Mk.

Ausführliche Prospekte stehen gern kostenfrei zur Verfügung.

Das „**Zentrablatt der Bauverwaltung**“ schreibt u. a.: **Es ist eine der inhaltreichsten Veröffentlichungen auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues, für den entwerfenden Ingenieur eine Fundgrube von Anregungen und Beispielen aus der Praxis.** (Nr. 42 vom 22. Mai 1907.)

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA

III 18454
L. inw.

Kdn. 524. 13. IX. 54

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000301076