

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

L. inw.

265

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000295909

x
581

Die
Lage der neutralen Schichte
bei gebogenen Körpern

und die
Druckvertheilung im Mauerwerke
bei excentrischer Belastung

von

Ludwig Debo,

Geheimer Regierungsrath, Baurath und Professor a. D.

F. Nr. 21352



Hannover 1897.

Schmorl & von Seefeld Nachf.
(C. & G. Knothe).

H. 4

87

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

I 265



Druck von Gebrüder Jänecke, Hannover.

Akc. Nr.

1643/49

Vorwort.

Vor einiger Zeit hatte ich Veranlassung mich mit der Druckvertheilung im Mauerwerke, insbesondere mit der Ermittlung des Kantendruckes bei excentrischer Belastung zu befassen, welche in neuerer Zeit nach der Lehre der Biegungselasticität ausgeführt wird. Bei dem erneueten Studium dieser Lehre gelangte ich zu der Ueberzeugung, dass die als allgemein gültig angenommene Lage der neutralen Achse durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche nicht zutreffend sein könne für solche Körper, deren Zug- und Druckfestigkeit verschieden gross sind, dass vielmehr dabei die neutrale Achse sich derart verschiebe, dass die Momente der Zug- und Druckspannungen gleiche Grösse haben.

Da sich in den Lehr- und Handbüchern darüber nichts findet, so beschloss ich meine Ermittlungen bearbeiten und zu weiterer Prüfung veröffentlichen zu wollen. Nachdem ich diese Bearbeitung beschafft hatte, und mit der Ausarbeitung der Druckvertheilung im Mauerwerke beschäftigt war, erschien im Mai v. J. das 24. Heft der Mittheilungen aus dem Mechanisch-Technischen Laboratorium der Kgl. Technischen Hochschule München mit dem Berichte des Herrn Föppl über die daselbst ausgeführten Versuche über die Biegungselasticität der Steinbalken. Daraus habe ich ersehen, dass bereits früher schon Navier die Verschiebung der neutralen Achse erwähnt, und dass de Saint-Venant, der Herausgeber der 3. Auflage der Navier,

schen Vorlesungen (1864), diese Theorie näher ausgeführt hat, sowie ferner, dass von Herrn Melan (Wochenschrift d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins, Jahrgang 1890 S. 223) die fragliche Theorie auf Betonbalken, und von Herrn Hartig (Civilingenieur, Bd. 38, 1892 S. 80) auf Steinbalken angewendet ist. Auch habe ich später noch gefunden, dass in dem Werke: „Der Portland-Cement, bearbeitet im Auftrage des Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten; Berlin, 1892“ S. 94 diese Theorie auf Betonbalken angewendet ist.

Wenngleich sonach die fragliche Theorie nicht neu ist, so will ich meine Bearbeitung derselben doch veröffentlichen, um zur weiteren Prüfung der fraglichen Theorie anzuregen, und da ich darin zu einigen Ergebnissen bezw. Ansichten gelangt bin, welche in den genannten Schriften nicht enthalten sind oder davon abweichen.

Die vorerwähnten umfangreichen, hochwichtigen Versuchsergebnisse des Herrn Föppl haben mich veranlasst, meiner Bearbeitung nachträglich noch eine Anzahl von Bemerkungen zuzufügen.

In dem nachfolgenden zweiten Abschnitte, betreffend die Druckvertheilung im Mauerwerke, insbesondere die Ermittlung des Kantendruckes bei excentrischer Belastung, habe ich nachgewiesen, dass die in neuerer Zeit angewendete Berechnungsweise dieses Kantendruckes kein richtiges Resultat ergiebt, und daher entsprechend abgeändert werden muss. Ich erlaube mir diesen Gegenstand zur weiteren Prüfung gelegentlichst zu empfehlen, da derselbe für das Bauwesen unverkennbar von grösster Bedeutung ist.



Inhalts-Verzeichniss.

Erster Abschnitt.

Die Lage der neutralen Schichte bei gebogenen Körpern.

	Seite
§ 1. Falls die Zug- und die Druckfestigkeit des gebogenen Körpers gleich gross sind, geht die neutrale Achse durch den Schwerpunkt des Querschnitts. Wenn aber die Zug- und die Druckfestigkeit verschieden gross sind, findet bei der Biegung eine Verschiebung der neutralen Achse statt.	1
§ 2. Begründung des ersten Falles	1
§ 3. Begründung des zweiten Falles	5
§ 4. Die Lage der neutralen Achse ist nicht constant, sie verschiebt sich bei zunehmender Belastung	9
§ 5. Gusseiserne Balken	14
§ 6. Steinbalken	24
§ 7. Cement- und Betonbalken	28
§ 8. Holzbalken	31
§ 9. Nachträgliche Bemerkungen zu den vorstehenden Erörterungen	35

Zweiter Abschnitt.

Die Druckvertheilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung.

§ 10. Die in neuerer Zeit in Anwendung gebrachte Lehre der Biegungs-Elasticität auf Mauerwerk zur Ermittlung der Druckvertheilung in demselben bei excentrischer Belastung	45
--	----

	Seite
§ 11. Fehlerhafte Berechnung der Vergrößerung der Kantenspannung der Widerlagsmauern in Folge des Gewölbeschubes.....	53
§ 12. Die im § 10 bezeichnete Berechnungsmethode des Kantendrucks der Mauern in Folge excentrischer Belastung ergibt in vielen Fällen, und zwar bei Mauern, welche seit langen Jahren als völlig standsicher sich erwiesen haben, ein so grosses Resultat, das weit über das zulässige Mass der Belastung hinausgeht. — An mehreren Beispielen nachgewiesen.....	55
§ 13. Darin liegt ein Widerspruch und man ist vor die Alternativen gestellt: entweder kann das Mauerwerk ohne Gefährdung einen erheblich grösseren Druck ertragen als den für zulässig anerkannten, oder die Kantenspannung ist geringer, als die vorbesprochene Berechnungsmethode sie ergibt. Die erste Alternative ist zu verneinen und sonach die zweite Alternative als gültig zu erachten.....	58
§ 14. Von mehreren Seiten ist die Ansicht ausgesprochen, dass die Gesetze der Biegungs-Elasticität auf Mauerwerk nicht anwendbar seien. In Betreff des Cement-Mauerwerks, des Betons und des alten Kalkmörtel-Mauerwerks ist diese Ansicht nicht berechtigt, in Betreff des frischen Kalkmörtel-Mauerwerkes sprechen gewichtige Gründe dafür.....	61
§ 15. Versuchte Anwendung des Elasticitätsgesetzes auf frisches Kalkmörtel-Mauerwerk. Anwendung auf Cement-Mauerwerk.....	63
§ 16. Durch die grosse Ungleichmässigkeit der Druckvertheilung, wie sie nach der im § 10 bezeichneten Theorie sich ergibt, würde das Mauerwerk unzweifelhaft zerstört werden. Dieser Vorgang ist bei regelrecht ausgeführten Mauerwerken nicht beobachtet. Auch hierdurch, sowie ferner durch Beachtung des Umstandes, dass frisches Kalkmörtel-Mauerwerk kein derartig einheitlicher, elastischer Körper ist, als Eisen, Holz, Stein etc., muss man in der Ueberzeugung bestärkt	

- werden, dass die aus der Elasticitäts-Theorie abgeleitete Druckvertheilung darauf keine Anwendung finden kann . 68
- § 17. Somit muss eine andere Lösung der obschwebenden Frage erstrebt werden.
- Druck-Uebertragung in Folge des Mauerverbandes . 72
- § 18. Die Druckwirkung durch eine in $\frac{1}{4}$ der Mauerstärke excentrisch wirkende Kraft 74
- § 19. Früher hat man dem Einflusse excentrisch wirkender Kräfte auf Mauerwerk wenig oder gar keine Beachtung erwiesen, man hat angenommen, dass durch den Steinverband eine gleichmässige Vertheilung des Druckes bewirkt werde. Diese Annahme kann aber als berechtigt nicht anerkannt werden, sie steht im Widerspruche mit dem Gesetze der Schwerkraft.
- Unter Berücksichtigung dieses Gesetzes, sowie der Druckübertragung in Folge des Steinverbandes und gestützt auf die vorliegenden Erfahrungen, lassen die Kantendrucke sich annähernd berechnen nach dem umgekehrten Verhältnisse der Entfernungen des Angriffspunktes der excentrisch wirkenden Kraft von den beiden Aussenkanten 75
- § 20. Diese Ermittlung stimmt sehr gut mit den Erfahrungsergebnissen überein.
- Nachweisung davon an den im § 12 angeführten Beispielen 78
- § 21. Bei den meisten der behandelten Beispiele ist die Druckvertheilung so beträchtlich ungleich, dass dadurch die Sicherheit erheblich beeinträchtigt wird.
- Daraus ergibt sich die Lehre, beim Entwerfen auf thunlichste Verminderung der Excentricität hinzuwirken. Demgemäss sind manche der bisher gebräuchlichen Konstruktionen zu verbessern, z. B. die Widerlager der Brücken, und die Umfassungsmauern der Gebäude ... 81



Erster Abschnitt.

Die Lage der neutralen Schichte bei gebogenen Körpern.

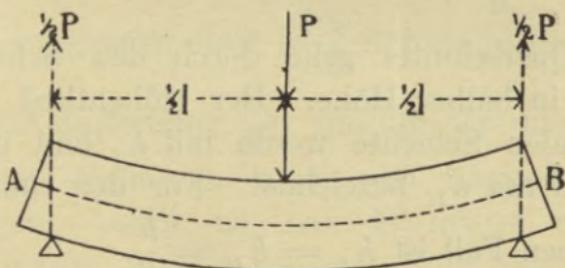
§ 1. Der bekannte Lehrsatz lautet: „Die neutrale Achse geht durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche des gebogenen Körpers“.

Dieser Lehrsatz ist unter der ausdrücklichen Bedingung abgeleitet, dass die Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit des gebogenen Körpers gleich gross sind, wie solches bei Schmiedeeisen und Stahl nahezu der Fall ist.

Sind aber die Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit des Materials nicht gleich gross, so verschiebt sich die neutrale Achse bei der Biegung, entsprechend der Belastung so, dass die Momente der Zug- und Druckspannungen gleich gross sind.

Diese Behauptung soll nachfolgend begründet werden.

Abb. 1.

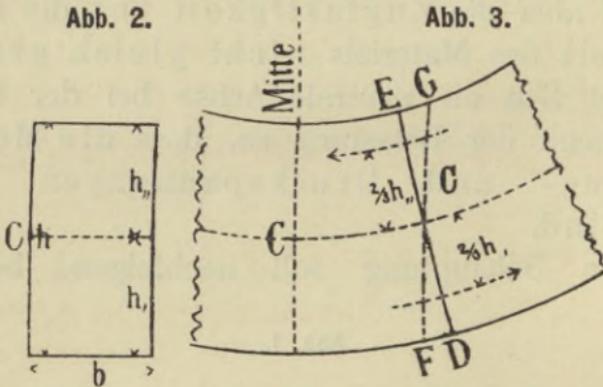


§ 2. Der an beiden Enden frei aufliegende Balken AB, Abb. 1, wird durch die in der Mitte

wirkende Kraft P gebogen; das Moment dieser Kraft ist, wenn die Länge zwischen den Auflagern mit l bezeichnet wird, $= P \cdot l$.

Durch dieses Kraftmoment werden die untern Schichten gezogen und in Folge davon ausgedehnt, verlängert, die obern Schichten aber zusammen gedrückt, verkürzt. Zwischen beiden liegt die neutrale Schichte AB , in welcher weder eine Verlängerung noch eine Verkürzung stattfindet.

Es werde zunächst angenommen, dass das Material des gebogenen Balkens gleich grosse Zug- und Druckfestigkeit habe, wie solches beim Schmiedeeisen und Stahl nahezu der Fall ist, — und der Querschnitt des Balkens werde als Rechteck angenommen, von der Höhe h und der Breite b , Abb. 2. Die neutrale Achse



CC des Querschnitts gehe durch den Schwerpunkt, liege also in halber Höhe. Der Höhentheil unterhalb der neutralen Schichte werde mit h_I und der obere Höhentheil mit h_{II} bezeichnet. Für den zunächst angenommenen Fall ist $h_I = h_{II} = \frac{h}{2}$.

In Abb. 3 ist ein Theil der Längensicht des Balkens, zunächst der Mitte, gezeichnet; darin stellt das

Dreieck CDF die eingetretenen Verlängerungen der untern Schichten dar, und das Dreieck CEG die eingetretenen Verkürzungen der obern Schichten. Da nach dem Elasticitätsgesetze die Spannung proportional der Längenänderung ist, so bezeichnen die vorbenannten Dreiecke also auch die stattfindenden Spannungen. In den äussersten, von der neutralen Schichte am meisten entfernten Schichten DF und EG ist die Spannung am grössten, sie nimmt von da an in jeder Schichte allmählich ab bis zur neutralen Schichte, in welcher die Spannung = 0 ist, und zwar in geradem Verhältnisse zu ihrer Entfernung von der neutralen Schichte.

Der Flächeninhalt der beiden Dreiecke CDF und CEG bezeichnet somit die Summe der Spannungen. Die beiden Dreiecke sind congruent.

Bezeichnet man die Spannung in der äussersten Schichte FD mit K_z , und die Spannung in der äussersten Schichte EG mit K_d , so ergibt sich die Summe der

Zugspannungen = $\frac{h_I \cdot K_z}{2}$, und die Summe der

Druckspannungen = $\frac{h_{II} \cdot K_d}{2}$.

Die Summe der Zugspannungen ist vereinigt anzunehmen in dem Schwerpunkte des Dreiecks CDF .

Dieser Schwerpunkt liegt in $\frac{2}{3}$ der Höhe des Dreiecks,

also in der Entfernung $\frac{2}{3}h_I$ von der neutralen Schichte.

An diesem Hebelarm wirkt die Summe der Zugspannungen, somit ist das Moment der Zugspannungen

$$\frac{h_I \cdot K_z}{2} \cdot \frac{2}{3}h_I = \frac{1}{3}h_I^2 \cdot K_z. \quad (1)$$

Dieses für die äusserste Vertikalschichte ermittelte Moment ist in den sämtlichen Vertikalschichten, also durch die ganze Querschnittsbreite b hindurch, vorhanden, somit ist das Gesamt-Zugspannungs-Moment

$$= \frac{1}{3} b h_I^2 \cdot K_z. \quad (2)$$

In gleicher Weise ergibt sich das Gesamt-Druckspannungs-Moment

$$= \frac{1}{3} b h_{II}^2 \cdot K_d. \quad (3)$$

Da vorstehend die Höhentheile h_I und h_{II} zunächst gleich, und die Coefficienten K_z und K_d ebenfalls gleich gesetzt sind, so sind beide Momente also gleich gross, und zwar ist jedes derselben:

$$= \frac{1}{3} \cdot b \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2 \cdot K = \frac{1}{12} b h^2 \cdot K. \quad (4)$$

Bezeichnet man das Moment der Zugspannung als positiv, so ist das Moment der Druckspannung negativ, und die algebraische Summe derselben $= 0$, sie halten sich also das Gleichgewicht.

Das Moment der biegenden Kraft $\frac{1}{2} P \cdot \frac{1}{2} l = \frac{1}{4} P \cdot l$ hält dem Zugspannungs-Momente und dem Druckspannungs-Momente das Gleichgewicht, somit ist

$$\frac{1}{4} P \cdot l = 2 \cdot \frac{1}{12} b h^2 \cdot K.$$

Darnach ergibt sich

$$P = \frac{2}{3} \frac{b h^2 \cdot K}{l}. \quad (5)$$

Das ist die bekannte Formel für Balken mit rechteckigem Querschnitte, an beiden Enden frei aufliegend und in der Mitte belastet, unter der Bedingung, dass

die Coefficienten der Zug- und Druckfestigkeit K_z und K_d gleich gross sind.

Unter dieser Bedingung ergibt sich auch für jeden anderen Querschnitt, dass die neutrale Achse durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche geht.

§ 3. Sind nun aber die Coefficienten der Zug- und Druckfestigkeit des Materials des gebogenen Körpers ungleich gross, so würde, falls die neutrale Achse im Schwerpunkte der Querschnittsfläche läge, zu beiden Seiten keine Gleichheit der Zug- und Druck-Widerstände vorhanden sein, es wäre vielmehr auf der einen Seite ein nutzloser Ueberschuss an Widerstandskraft vorhanden.

Die Gleichheit der beiderseitigen Widerstände findet nur dann statt, wenn die neutrale Schichte der Belastung entsprechend von der Schwerpunktachse nach der Seite des grössern Widerstandes sich so verschiebt, dass das Moment der Zugspannung gleich ist dem Momente der Druckspannung.

Dann ist die algebraische Summe dieser Momente wieder gleich 0, es halten alsdann die beiderseitigen Momente sich das Gleichgewicht.

Es ist gar kein Grund erfindlich, warum eine solche Verschiebung der neutralen Schichte nicht stattfinden sollte, warum dieselbe unveränderlich im Schwerpunkte verharren sollte.

Alle Biegungsversuche mit Körpern, deren Zug- und Druckfestigkeit verschieden gross sind, stimmen dahin überein, dass die Biegungsfestigkeit sich grösser ergibt als die Berechnung nach der gewöhnlichen Formel, unter Ansetzung des kleinsten der beiden in Betracht kommenden Coefficienten. Es ist daher schon seit langer Zeit üblich gewesen, bei der Berechnung

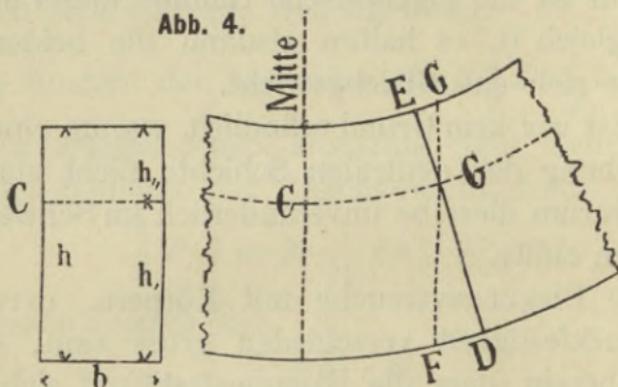
der Biegungsfestigkeit nach der gewöhnlichen Formel besondere, aus Biegungsversuchen ermittelte Coefficienten in Ansatz zu bringen.

Da nun aber bei der Biegung von Körpern nur Zug- und Druckkräfte in Betracht kommen, so liegt das Bestreben nahe, darauf die Biegungsfestigkeit zurückzuführen. Bei Körpern, deren Zug- und Druckfestigkeit gleich sind, ist das durch die gewöhnliche Formel

$$P = \frac{2}{3} b h^2 \cdot K$$

geschehen. Für Körper aber, deren Zug- und Druckfestigkeiten ungleich gross sind, ist das nicht der Fall.

Nimmt man an, dass bei dem vorstehend im § 2, Abb. 1, 2 u. 3 behandelten Balken mit rechteckigem Querschnitte von der Länge l , der Breite b und der Höhe h die Druckfestigkeit grösser sei als die Zugfestigkeit, wie solches bei Gusseisen, Stein, Beton und Mauerwerk der Fall ist, so gestaltet sich die Ansichtszeichnung, wie Abb. 4 zeigt. Die neutrale Schichte CC



ist nach der Druckseite verschoben, die beiden Dreiecke $CD F$ und $CE G$ sind verschieden gross, aber ähnlich. Der Höhentheil h_I der Zugseite ist grösser als der Höhentheil h_{II} der Druckseite. Die äusserste Zug-

spannung $F D$ werde wieder mit K_z , und die äusserste Druckspannung mit K_d bezeichnet. Dann ergibt sich das Moment der Zugspannung

$$= \frac{1}{3} b h_I^2 \cdot K_z \quad (6)$$

und das Moment der Druckspannung

$$= \frac{1}{3} b h_{II}^2 \cdot K_d \quad (7)$$

Diesen beiden Momenten hält das Moment der biegenden Kraft $\frac{1}{2} P \cdot \frac{1}{2} l$ das Gleichgewicht, somit ergibt sich die Gleichung

$$\frac{1}{4} P \cdot l = \left(\frac{1}{3} b h_I^2 \cdot K_z \right) + \left(\frac{1}{3} b h_{II}^2 \cdot K_d \right)$$

also

$$P \cdot l = 4 \cdot \left(\frac{1}{3} b h_I^2 \cdot K_z \right) + 4 \cdot \left(\frac{1}{3} b h_{II}^2 \cdot K_d \right) \quad (8)$$

Das Zugmoment und das Druckmoment sind gleich gross, also ist

$$\frac{1}{3} b h_I^2 K_z = \frac{1}{3} b h_{II}^2 \cdot K_d,$$

daraus folgt

$$h_I^2 \cdot K_z = h_{II}^2 \cdot K_d, \quad (9)$$

also verhält sich

$$h_I^2 : h_{II}^2 = K_d : K_z, \quad (10)$$

in Worten ausgedrückt:

Die Quadrate der Höhentheile h_I und h_{II} verhalten sich umgekehrt wie die Zug- und Druckspannungen K_z und K_d .

Oder nach der Wurzelausziehung

$$h_I : h_{II} = \sqrt{K_d} : \sqrt{K_z}, \quad (11)$$

das ist in Worten ausgedrückt:

Die Höhentheile h_I und h_{II} verhalten sich umgekehrt wie die Quadratwurzeln der Spannungswerthe K_z und K_d .

Da das Zugmoment und das Druckmoment einander gleich sind, so folgt aus der vorstehenden Gleichung 8

$$P \cdot l = \frac{8}{3} b h_I^2 \cdot K_z \quad (12)$$

so wie auch

$$P \cdot l = \frac{8}{3} b h_{II}^2 \cdot K_d \quad (13)$$

für den an beiden Enden frei aufliegenden, in der Mitte belasteten Balken.

Der Werth von h_I ergibt sich wie folgt:

$$\begin{aligned} h_I &= h - h_{II} \\ h_I &= h - \frac{1}{1 + \sqrt{n}} \cdot h \\ h_I &= \left(1 - \frac{1}{1 + \sqrt{n}}\right) \cdot h \end{aligned} \quad (13)$$

oder auch:

$$\begin{aligned} h_I &= \left(\frac{1 + \sqrt{n} - 1}{1 + \sqrt{n}}\right) \cdot h \\ h_I &= \frac{\sqrt{n}}{1 + \sqrt{n}} \cdot h \quad *) \end{aligned} \quad (14)$$

Sind die Zug- und Druckfestigkeit gleich gross, ist also das Verhältniss von $K_z : K_d = 1 : 1$, die Verhältnisszahl $n = 1$, so ergibt die vorstehende Formel

$$h_I = \frac{1}{2} h$$

*) Das ist die von Herrn Melan mitgetheilte Formel in der Wochenschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins Nr. 24 vom 13. Juni 1890.

d. h. die neutrale Achse liegt in halber Höhe, sie geht also durch den Schwerpunkt des rechteckigen Querschnitts, wie vorstehend im § 2 abgehandelt ist.

Die vorstehend S. 6 in Abb. 4 gezeichneten beiden Dreiecke bezeichnen wiederum die Summe der Spannungen, wie solches vorhin Seite 2 in Betreff der Abb. 3 erwähnt ist, und zwar bezeichnet das Dreieck CEG der Druckseite die Summe der Druckspannungen, und das Dreieck CDF die Summe der Zugspannungen. Die beiden Dreiecke sind verschieden gross, aber ähnlich. Beispielsweise angenommen, die Druckfestigkeit sei 4 mal so gross als die Zugfestigkeit, so ist $n = 4$, so ist also das Verhältniss von $h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{4} = 1 : 2$, die Seiten der Dreiecke verhalten sich also wie $1 : 2$, demnach $EG : FD = 1 : 2$. Die Flächen der beiden Dreiecke verhalten sich wie $1 : 4$. Da nun aber nach vorstehender Annahme die Druckfestigkeit 4 mal so gross ist als die Zugfestigkeit, so sind die Producte aus Fläche CEG mal Druckfestigkeit $4 K_z =$ Fläche CDF mal Zugfestigkeit K_z , und somit die Momente zu beiden Seiten gleich gross.

§ 4. Die Lage der neutralen Achse ist dem Vorstehenden nach abhängig von dem Verhältnisse zwischen der Zug- und der Druckspannung des betreffenden Materials.

Dieses Verhältniss ist nun aber von Beginn der Belastung bis zur Maximalbelastung an der Bruchgrenze nicht constant. Bei Beginn der Belastung ist das Verhältniss wie $1 : 1$, die neutrale Achse geht dann also durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche, an der Bruchgrenze ist das Verhältniss am grössten, die Verhältnisszahl n hat an dieser Grenze

den höchsten Werth; zwischen diesen beiden Grenzen tritt mit der Belastung eine Steigerung der Verhältnisszahl n ein. Daraus folgt, dass die Lage der neutralen Schichte ebenfalls nicht constant ist, dass diese vielmehr bei Beginn der Belastung in der Schwerpunktsachse liegt, und mit zunehmender Belastung sich verschiebt, so dass an der Bruchgrenze das grösste Maass der Verschiebung stattfindet.

Zum Nachweise der Richtigkeit dieser Behauptung will ich zunächst das Verhalten eines gusseisernen Balkens mit rechteckigem Querschnitte, an beiden Enden frei aufliegend und in der Mitte belastet, darlegen, unter Bezugnahme auf vorstehende Zeichnung Abb. 4.

Für Gusseisen ist von Herrn Landsberg, Handbuch der Architektur, die Statik, Seite 53, angegeben:

	kg auf 1 qcm
Festigkeits-Coefficient (an der Bruchgrenze) für	
Zug 1250 bis 1450, setze	1350
Desgleichen für Druck 7500 bis 8000, setze....	7800
Beanspruchung an der Elasticitätsgrenze für Zug	660
Desgl. für Druck	1800
Zulässige Beanspruchung für Zug	250
Desgl. für Druck	500

Darnach ist also zwischen Zug und Druck das Verhältniss vorhanden:

bei der zulässigen Belastung	1 : 2
an der Elasticitätsgrenze	1 : 2,7
an der Bruchgrenze.....	1 : 5,8
bei der Belastung Null ist das Verhältniss, wie vorstehend sich ergeben hat	1 : 1

Die letzten Ziffern dieser Verhältnissätze, 1, 2, 2,7, 5,8 sind die vorhin mit n bezeichnete Verhältniss-

zahl. Dieselbe ist also nicht constant, sondern sie wird mit steigender Belastung grösser. Das Maass der davon abhängigen Verschiebung der neutralen Schichte ergibt sich wie folgt.

Die Entfernung der neutralen Schichte von der äussersten Schichte der Zugseite, also das vorhin mit h_I bezeichnete Maass berechnet sich nach der vorstehenden Gleichung

$$h_I = \left(1 - \frac{1}{1 + \sqrt{n}}\right) h$$

für die zulässige Belastung ($n = 2$), $h_I \dots = 0,58 h$

für die Elasticitätsgrenze ($n = 2,7$), $h_I \dots = 0,62 h$

für die Bruchgrenze ($n = 5,8$), $h_I \dots \dots = 0,70 h$

Die Zunahme der Verhältnisszahl der Druckspannung zur Zugspannung ist nach Ausweis der vorstehenden Gleichung 12

$$P = \frac{8}{3} \cdot \frac{b h_I^2}{l} \cdot K_z$$

allein abhängig von dem Produkte $h_I^2 \cdot K_z$, da die übrigen Factoren dieser Gleichung constant sind. Dieses Produkt ergibt sich für die vorstehenden Fälle:

für die zulässige Belastung $0,58^2 \cdot 250 \text{ kg.} = 83 h^2$

für die Elasticitätsgrenze $0,62^2 \cdot 660 \text{ kg.} = 251 h^2$

für die Bruchgrenze $0,70^2 \cdot 1350 \text{ kg.} \dots = 662 h^2$

Die Zunahme der Verhältnisszahl der Druckspannung über das anfängliche Maass 1 hinaus steht im geraden Verhältniss zur Belastung P , sie ergibt sich

für die zulässige Belastung $\frac{83}{662} \cdot 4,8 \dots = 0,6$

für die Elasticitätsgrenze $\frac{251}{662} \cdot 4,8 \dots \dots = 1,8$

für die Bruchgrenze $\dots \dots \dots = 4,8$

Somit ergibt sich nun das Verhältniss der Zugspannung 1 zur Druckspannung:

- für den Anfang der Belastung..... = 1 : 1
- für die zulässige Belastung $1 : (1 + 0,6) \dots = 1 : 1,6$
- für die Elasticitätsgrenze $1 : (1 + 1,8) \dots = 1 : 2,8$
- für die Bruchgrenze $1 : (1 + 4,8) \dots = 1 : 5,8$

Die Berechnung der Druckspannung nach den vorstehend gefundenen Verhältnisszahlen und den vorhin S. 10 angegebenen Coefficienten der Zugspannung ergibt:

- für die zulässige Belastung Druck $250 \cdot 1,6 = 400$ kg
- für die Elasticitätsgrenze Druck $660 \cdot 2,8 = 1848$ kg
- für die Bruchgrenze Druck $1350 \cdot 5,8 \dots = 7800$ kg.

Die von Herrn Landsberg mitgetheilten, vorstehend S. 10 angegebenen Druckspannungen betragen:

500, 1800 und 7800 kg/qcm.

Der erste dieser Sätze, 500 kg, weicht von dem vorstehend zu 400 kg berechneten erheblich ab, wogegen der zweite Satz, 1800 kg, mit dem zu 1848 kg berechneten ziemlich gut übereinstimmt. Nun ist zu berücksichtigen, dass die Angabe von Landsberg, 500 kg, nur bezeichnet die zulässige Beanspruchung des Gusseisens auf Druck, nicht aber den bei der Biegung stattfindenden Druck gegenüber dem Zuge von 250 kg/qcm. Immerhin ist noch eine weitere Prüfung auf die Richtigkeit des vorstehend behandelten Gesetzes vorzubehalten.

Für Kiefernholz ist in der vorhin angezogenen Quelle, Handbuch der Architektur, Seite 53 von Herrn Landsberg angegeben:

	kg/qcm	
	Zug	Druck
zulässige Belastung	80	60
an der Elasticitätsgrenze.....	290	220
an der Bruchgrenze.....	820	410

Darnach ist also zwischen Druck und Zug das Verhältniss

für zulässige Belastung.....	1 : 1,33
an der Elasticitätsgrenze	1 : 1,32
an der Bruchgrenze	1 : 2

Also auch in diesem Falle ist das Verhältniss zwischen Druck und Zug nicht constant, sondern es wächst die Verhältnisszahl n vom Anfange der Belastung bis zur Bruchgrenze von 1 auf 2.

Das Maass h_{II} , die Entfernung der neutralen Schichte von der äussersten Kante der Druckseite berechnet sich nach der Gleichung

$$h_{II} = \left(1 - \frac{1}{1 + \sqrt{n}}\right) \cdot h$$

für die zulässige Belastung ($n = 1,33$)	$= 0,53 h$
für die Elasticitätsgrenze ($n = 1,32$)	$= 0,53 h$
für die Bruchgrenze.....	$= 0,60 h$

Der mittlere Satz $0,53 h$ zeigt keine, dem vorhin behandelten Gesetze entsprechende Steigerung. Darnach ist anzunehmen, dass die vorstehende Angabe von 220 kg Druck und 290 kg Zug an der Elasticitätsgrenze nicht zutreffend ist. Bei Annahme des Druckes von 220 kg/qcm muss der entsprechende Zug auf 320 kg erhöht werden, damit die gesetzmässige Steigerung stattfinde. Dann stellt sich das Verhältniss von Druck zu Zug wie 1 : 1,45, und $h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{1,45} = 1 : 1,2$, und dann ergibt sich $h_{II} = 0,55 h$.

Nach dieser Berichtigung ergibt sich das Product $h_{II}^2 \cdot K_d$

für die zulässige Belastung $16,80 h^2$

für die Elasticitätsgrenze $66,0 h^2$

für die Bruchgrenze $147,6 h^2$

und darnach die Steigerung der Verhältnisszahl der Zugspannung über das anfängliche Maass 1 hinaus:

für die zulässige Belastung $\frac{16,8}{147,6} \cdot 1 \dots\dots = 0,11$

für die Elasticitätsgrenze $\frac{66,0}{147,6} \cdot 1 \dots\dots = 0,45$

für die Bruchgrenze $= 1,0$

somit das Verhältniss der Druckspannung 1 zur Zugspannung:

für den Anfang der Belastung $= 1 : 1$

für die zulässige Belastung $1 : (1 + 0,11) = 1 : 1,11$

für die Elasticitätsgrenze $1 : (1 + 0,45) \dots = 1 : 1,45$

für die Bruchgrenze $1 : (1 + 1) \dots\dots = 1 : 2$

Nach diesen Verhältnisszahlen berechnet sich die Zugspannung gegenüber den vorhin angegebenen Coefficienten der Druckspannung:

für die zulässige Beanspruchung $60 \cdot 1,11 = 67 \text{ kg}$

für die Elasticitätsgrenze $220 \cdot 1,45 \dots\dots = 320 \text{ kg}$

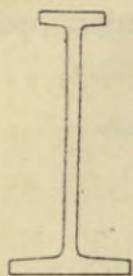
für die Bruchgrenze $410 \cdot 2 \dots\dots = 820 \text{ kg}$

Der erstere Satz ist auch hier wieder etwas zu klein, und daher dasselbe zu bemerken wie vorhin beim Gusseisen.

§ 5. Gusseiserne Balken.

In früherer Zeit bis zu den sechziger Jahren, ehe man grössere gewalzte Eisenbalken hatte, wurden

Abb. 5. gusseiserne Balken, nach nebenstehendem Profile Abb. 5, bestehend aus Mittelrippe, Unter- und Oberrippe, in ausgedehntem Maasse angewandt, zu Deckenkonstruktionen, Brücken, u. s. w.



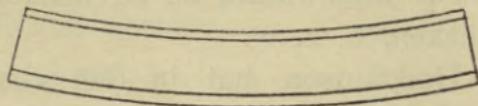
Hodgkinson hat in den vierziger Jahren Versuche mit gusseisernen Balken, an beiden Enden frei aufliegend und in der Mitte belastet, angestellt zur Ermittlung des besten Verhältnisses zwischen der Ober- und Unterrippe. Dabei hat er gefunden, dass der Bruch der Oberrippe und der Unterrippe zugleich erfolgte bei dem Verhältnisse von 1 : 6, also entsprechend dem Verhältnisse der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit des Gusseisens, und darnach stellte er die Regel auf, die Oberrippe müsse sich zur Unterrippe verhalten wie 1 : 6.

Gegen dieses Verhältniss haben die Ingenieure Stephenson und Brunnel entschieden Widerspruch erhoben, mit der Begründung, dass bei jenem sehr erheblichen Unterschiede der Ober- und Unterrippe ein fehlerfreier Guss nicht möglich sei. In dieser Rücksicht dürfe nach ihrer Ansicht das Verhältniss der beiden Rippen nur angenommen werden wie 3 : 5.

Bei dem hier ausgeführten Gusse von Balken, deren Oberrippe sich zur Unterrippe verhielt wie 1 : 3, erwies sich der von Stephenson und Brunnel angeführte Umstand als völlig berechtigt. Um der ungleichmässigen Zusammenziehung bei der Abkühlung entgegen zu wirken, befreit der Giesser zunächst die starke Unterrippe vom Formsande, während die Oberrippe noch bedeckt gehalten wird, trotzdem aber tritt bei dieser eine raschere Abkühlung, und in Folge davon eine grössere Zusammenziehung ein, als bei der starken

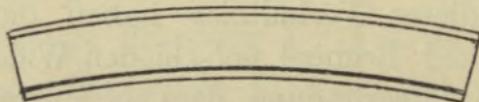
Unterrippe. In Folge davon entsteht eine convexe Krümmung nach Abb. 6. Die übermächtige Unterrippe

Abb. 6.



wirkt der Zusammenziehung der Oberrippe entgegen, so dass diese sich nicht so weit zusammenziehen kann, als es ohne jenes Hinderniss geschehen würde; die Moleküle können sich daher nicht völlig dicht aneinander lagern, sie bleiben auseinandergezerrt. Bei der später eintretenden Zusammenziehung der Unterrippe erfolgt nun eine entgegengesetzte Krümmung nach Abb. 7, aber die vollständige Zusammen-

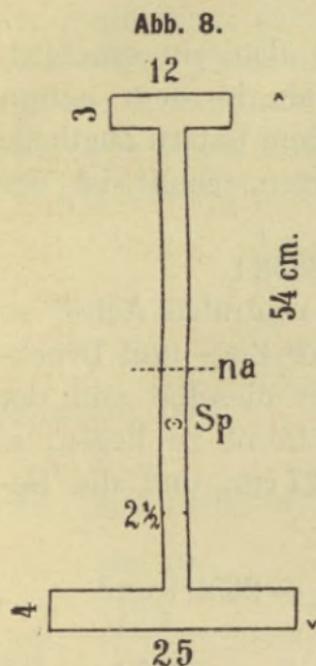
Abb. 7.



ziehung kann auch nicht erfolgen, da solche durch die verzerrte Oberrippe verhindert wird. Es entstehen also durch die angeführten Vorgänge in dem Balken höchst ungünstige Spannungen, wodurch die Tragfähigkeit erheblich beeinträchtigt wird.

Dieser Uebelstand stellt sich um so grösser heraus, je mehr Ober- und Unterrippe in der Stärke verschieden sind, und somit ist das von Hodgkinson empfohlene Verhältniss von 1 : 6 entschieden verwerflich. Es ist sodann auch erkannt, dass dieses an der Bruchgrenze vorhandene Verhältniss für die Baupraxis nicht als massgebend erachtet werden kann. In der Baupraxis darf die Inanspruchnahme nur bis zur zulässigen Beanspruchung stattfinden, und an dieser Grenze

besteht, wie vorstehend bereits angeführt ist, zwischen der Zug- und der Druckfestigkeit das Verhältniss 1:2 bzw. 1:1,6.



Bei dem zu Anfang der fünfziger Jahre von mir ausgeführten Bau der Hannoverschen Baumwoll-Spinnerei und Weberei in Linden bei Hannover sind die Decken des Spinnereigebäudes aus gusseisernen Balken mit zwischen gespannten Ziegelgewölben von 3 m Spannweite hergestellt. Die Balken haben eine Länge von 7,5 m, und in der Mitte das vorstehend, Abb. 5, dargestellte Profil, welches in einfachen, der Berechnung zu Grunde zu legenden Linien nebenstehend, Abb. 8, mit beigeschriebenen Maassen in cm angegeben ist. Der Querschnitt ist = 253,5 qcm. Der Schwerpunkt *S* desselben liegt 21 cm über der untern Kante der Unterrippe (Zugrippe).

Die zulässige Beanspruchung angenommen nach Landsberg S. 53

$$\text{Zug } K_z = 250 \text{ kg/qcm}$$

$$\text{Druck } K_d = 500 \text{ kg/qcm.}$$

Die neutrale Schichte zunächst durch den Schwerpunkt *S* gehend angenommen, ergibt sich nach der S. 7 angegebenen Gleichung 8

$$P \cdot l = \left(\frac{4}{3} b_I h_I^2 \cdot K_z \right) + \left(\frac{4}{3} b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d \right)$$

worin $h_I = 21$ cm und $h_{II} = 33$ cm sein würden, die Werthe

$$\frac{4}{3} b_I h_I^2 \cdot K_z = 1919 \text{ t und}$$

$$\frac{4}{3} b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d = 3524 \text{ t.}$$

In dem obern Drucktheile ist also ein erheblich grösserer Widerstand vorhanden als in dem untern Zugtheile, davon ist aber nur ein dem untern Zugtheile gleicher Theil in Ansatz zu bringen, somit ist der Gesamtwertth

$$P \cdot l = 2 \cdot 1919 \text{ t} = 3838 \text{ t.}$$

Wird nun aber die Lage der neutralen Achse so angenommen, dass die Momente der Zug- und Druckspannungen gleich sind, so kommt dieselbe von der Unterkante der Zugrippe 27 cm entfernt zu liegen, es ist alsdann $h_I = 27 \text{ cm}$ und $h_{II} = 27 \text{ cm}$, und die Berechnung ergibt alsdann

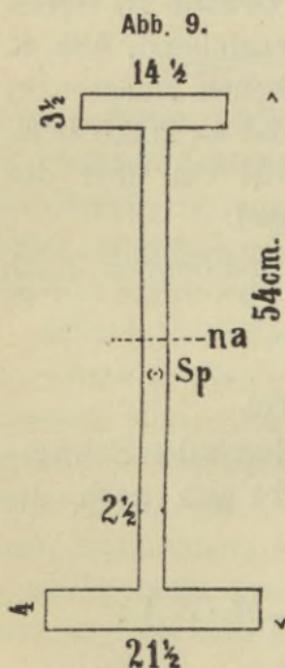
$$\frac{4}{3} b_I h_I^2 \cdot K_z = 2650 \text{ t und}$$

$$\frac{4}{3} b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d = 2650 \text{ t}$$

zusammen also

$$P \cdot l = 5300 \text{ t.}$$

Zur Vergleichung mit dem vorstehend behandelten Balken der Hannoverschen Baumwoll-Spinnerei habe ich das nebenstehende Profil, Abb. 9 gezeichnet und berechnet, wobei die Höhe dem ersten gleich, und der Querschnitt nahezu gleich ist, die Oberrippe und Unterrippe aber dem Vorschlage von Stephenson und Brunnel gemäss im Verhältnisse von 3 : 5 stehen.



Der Flächeninhalt beträgt = 253 qcm. Der Schwerpunkt liegt von der Unterkante der Unterrippe 25,7 cm entfernt. Die Lage der neutralen Achse entsprechend der Bedingung, dass die Momente der Zug- und Druckspannungen gleich sind, ergibt sich in der Entfernung von der Unterkante der Unterrippe zu 30 cm, so dass also $h_I = 30$ cm und $h_{II} = 24$ cm ist. Darnach ergibt die Berechnung

$$\frac{4}{3} b_I h_I^2 \cdot K_z = 2710 \text{ t und}$$

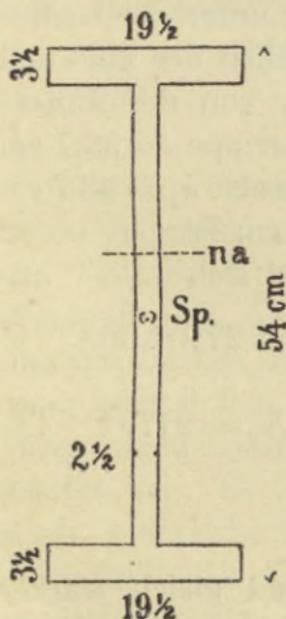
$$\frac{4}{3} b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d = 2710 \text{ t}$$

zusammen also

$$P \cdot l = 5420 \text{ t}$$

also 120 t mehr als das vorige Profil.

Abb. 10.



Ferner habe ich zur Vergleichung das nebenstehende Profil Abb. 10 herangezogen. Dasselbe hat die gleiche Höhe und nahezu dieselbe Querschnittsfläche; Ober- und Unterrippe sind dabei aber gleich angenommen. Die Querschnittsfläche = 254 qcm, der Schwerpunkt derselben liegt in halber Höhe, also 27 cm von der Unterkante entfernt. Die neutrale Achse liegt, bei Gleichheit der Zug- und Druckspannungen, von der Unterkante der Unterrippe = 33,7 cm entfernt, so dass also $h_I = 33,7$ cm und $h_{II} = 20,3$ cm ist.

Darnach berechnet sich

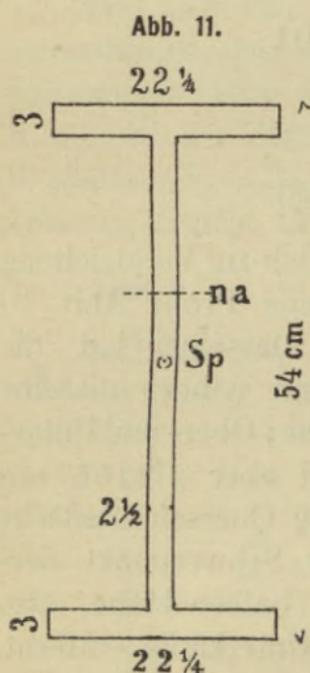
$$\frac{4}{3} b_I h_I^2 \cdot K_z = 2714 \text{ t und}$$

$$\frac{4}{3} b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d = 2714 \text{ t}$$

zusammen also

$$P \cdot l = 5428 \text{ t}$$

also nahezu derselbe Betrag wie für das letzte der vorhin behandelten Profile.



Noch etwas günstiger stellt sich das nebenstehende Profil, Abb. 11, bei dem ebenfalls Ober- und Unterrippe gleich sind. Dasselbe hat 253,5 qcm Querschnittsfläche. Der Schwerpunkt liegt in halber Höhe, die neutrale Achse aber ist, unter der Bedingung der Gleichheit der Zug- und Druckmomente, von der Unterkante der Unterrippe = 33,7 cm entfernt, so dass also $h_I = 33,7$ cm und $h_{II} = 20,3$ cm ist.

Es berechnet sich

$$\frac{4}{3} b_I h_I^2 \cdot K_z = 2770 \text{ t und}$$

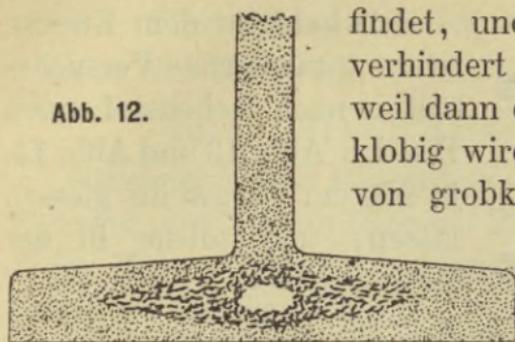
$$\frac{4}{3} b_{II} h_{II}^2 \cdot K_d = 2770 \text{ t}$$

zusammen also

$$P \cdot l = 5540 \text{ t}$$

Für den Guss ist das Profil mit gleich starker Unter- und Oberrippe am günstigsten. Einestheils weil dabei eine gleichmässige Abkühlung statt-

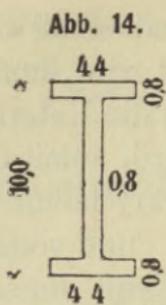
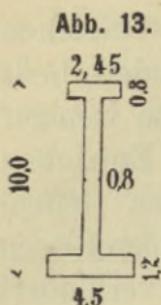
Abb. 12.



findet, und somit das Verziehen verhindert wird, und andertheils weil dann die Unterrippe weniger klobig wird, somit das Entstehen von grobkrySTALLINISCHEM Gefüge und von hohlen Blasen im Innern verhindert wird, wie solches bei zwei Balken der Hanoverschen Spinnerei, welche bei den Versuchen absichtlich zerbrochen wurden, nach nebenstehender Abb. 12 sich gezeigt hat.

Für die Herstellung des Profils gusseiserner Balken findet sich als Regel aufgestellt: dasselbe so anzuordnen, dass der Schwerpunkt in $\frac{1}{3}$ der Höhe von der Unterkante der Zugrippe liege. Diese Vorschrift führt aber auf ganz unzuweckmässige Profile, ist daher entschieden verwerflich.

Die Ergebnisse der beiden letzten Rechnungen in Betreff gusseiserner Balken mit gleich starker Ober- und Unterrippe sind in der That im hohen Grade überraschend. Von jeher ist es gebräuchlich bei gusseisernen Balken die Unterrippe stärker als die Oberrippe herzustellen, in der Meinung, dass solches durch die verschiedene Grösse der Zug- und Druck-Coefficienten geboten sei. Es ist daher das Verlangen gerechtfertigt, durch praktische Versuche den Nachweis über die Richtigkeit oder Unrichtigkeit des vorstehenden Ergebnisses zu führen.



Ich habe zu dem Zwecke zwei gusseiserne Versuchsbalken nach nebenstehenden Profilen Abb. 13 und Abb. 14, je 200 cm Tragweite giessen lassen, und solche in der Mitte belastet.

Die beiden Profile haben die beigesetzten Maasse in cm und den gleichen Querschnitt von 13,76 qcm.

Das Ergebniss der Belastungsversuche ist folgendes:

Gusseiserner Balken, Abb. 13

mit schwacher Oberrippe und starker Unterrippe, im Verhältnisse von 2,25 : 7,05.

Belastung P in der Mitte.

Durchbiegung in der Mitte a .

Eigenlast auf 200 cm

Länge = 22 kg, davon in der Mitte wirkend

zu rechnen	11,0 kg
Hebel mit Waageschale	46,0 kg
Zusammen...	<u>57,0 kg</u>

Dadurch Durchbiegung a = 0,4 mm

Bei Belastung von

365 kg, Durchbiegung	= 2,9 mm
673 kg, Durchbiegung	= 5,6 mm
708 kg, Durchbiegung	= 5,8 mm
735 kg, Durchbiegung	<u>= 6,1 mm</u>

Nach der Entlastung bis auf

365 kg, Durchbiegung	= 3,5 mm
bis auf 57 kg Durchbiegung ..	= 0,85 mm

Die zulässige Beanspruchung ($K_z = 250$ kg u.

$K_a = 500$ kg/qcm) beträgt 242 kg

an der Elasticitätsgrenze ($K_z = 660$ kg und
 $K_d = 1800$ kg/qcm) 700 kg

Gusseiserner Balken, Abb. 14.

Oberrippe und Unterrippe von gleicher Stärke.
 Eigenlast auf 200 cm Länge = 22,7 kg, davon in

der Mitte wirkend zu rechnen 11,4 kg
 Hebel mit Waageschale 46,0 kg
 zusammen... 57,4 kg

Dadurch Durchbiegung α 0,4 mm

Bei Belastung von

327 kg, Durchbiegung 2,1 mm
 694 kg, Durchbiegung 4,4 mm
 726 kg, Durchbiegung 4,7 mm

Nach der Entlastung bis auf

327 kg, Durchbiegung 2,2 mm
 und bis auf 57,4 kg Durchbiegung 0,7 mm

Die zulässige Belastung ($K_z = 250$ kg/qcm und
 $K_d = 500$ kg/qcm) beträgt 257 kg

an der Elasticitätsgrenze ($K_z = 660$ kg und
 $K_d = 1800$ kg/qcm) 750 kg

Die Durchbiegungen des letzteren Balkens Abb. 14 haben sich also geringer ergeben, als die Durchbiegungen des ersteren Balkens Abb. 13, und daraus folgt, dass die Tragfähigkeit des Balkens Abb. 14 günstiger ist als die Tragfähigkeit des Balkens Abb. 13. Dieses Resultat bestätigt demnach die vorstehenden Rechnungs-Ergebnisse, und giebt die Berechtigung, bei der Herstellung gusseiserner Balken von dem alt-hergebrachten Profile mit ungleicher Unter- und Oberrippe abzugehen und beide Rippen gleich stark aus-

zuführen. Man gewinnt dadurch nicht nur an Tragfähigkeit, sondern entgeht den vorerwähnten grossen Uebelständen, die sich beim Gusse von Balken mit ungleichen Rippen unvermeidlich herausstellen.

§ 6. Steinbalken.

Für natürliche Steine ist nach Bauschinger annähernd anzunehmen:

die Zugfestigkeit = $\frac{1}{26}$ der Druckfestigkeit;

die Biegungsfestigkeit = $\frac{1}{6}$ der Druckfestigkeit.

Diese Angaben sind ermittelt aus Bruchversuchen, sie gelten also für die Bruchgrenze.

Für Bauausführungen ist als zulässige Beanspruchung anzunehmen:

auf Druck $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{20}$ der Druckfestigkeit

und auf Biegung $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der Biegungsfestigkeit.

Nach dem von Bauschinger bei natürlichen Steinen ermittelten Verhältnisse der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit von 1:26 ist also bei Steinen ein noch viel grösserer Unterschied vorhanden als beim Gusseisen.

Zu Anfang der Belastung ist das Verhältniss von Zug- und Druckspannung wie 1:1.

Für die Zwischenstufen, zulässige Belastung und Elasticitätsgrenze, sind die Zug- und Druckspannung meines Wissens noch nicht durch Versuche ermittelt, wie es beim Gusseisen und Holz der Fall ist.

Es ist aber höchst wahrscheinlich, dass auch bei den Steinen ein gleiches Verhalten stattfindet wie beim Gusseisen, nämlich dass das Verhältniss von Zug- zur

Druckfestigkeit je nach der Belastung sich verändert und dass die Steigerung der Verhältnisszahl n in geradem Verhältnisse zur Belastung stattfindet, wie solches vorstehend im § 4 für Gusseisen und Holz ermittelt ist.

Unter dieser Voraussetzung findet dann also auch hier eine entsprechende Verschiebung der neutralen Schichte statt. Diese liegt bei der Belastung Null im Schwerpunkte der Querschnittsfläche und erlangt die äusserste Verschiebung an der Bruchgrenze.

Betrachten wir beispielsweise einen Sandsteinbalken mit rechteckigem Querschnitte, von 30 cm Breite, 60 cm Höhe, 200 cm freier Länge, an beiden Enden frei aufliegend und in der Mitte belastet.

Die Druckfestigkeit betrage $= 600 \text{ kg/qcm}$, und die Zugfestigkeit 23 kg/qcm , so dass also das Verhältniss der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit ist wie 1:26.

Bei diesem Verhältnisse an der Bruchgrenze ergibt sich der Höhentheil der untern Zugseite $h_1 = 50 \text{ cm}$, und der Höhentheil der oberen Druckseite $h_{II} = 10 \text{ cm}$.

Somit nach Gleichung 12 (S. 8):

$$P = \frac{8}{3} \frac{b \cdot h_1^2}{l} \cdot K_z$$

$$P = \frac{8 \cdot 30 \cdot 50^2 \cdot 23 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 23000 \text{ kg.}$$

Unter der Annahme, dass die Zugspannung im geraden Verhältnisse zur Belastung steht, und dass die Steigerung der Verhältnisszahl n gleichfalls in geradem Verhältnisse zur Belastung stattfinde, was beides durch Versuche noch zu prüfen ist, ergibt sich folgende Tabelle:

Belastung	Auf 1 qcm		Verhältniss von	
	Zug K_z	Druck K_d	K_z	K_d n
$\frac{1}{4}P$	6	45	1:	$1 + 6,5 = 7,5$
$\frac{1}{3}P$	8	72	1:	$1 + 8 = 9$
$\frac{1}{2}P$	12	168	1:	$1 + 13 = 14$
$\frac{3}{4}P$	17	340	1:	$1 + 19 = 20$
$\frac{4}{4}P$	23	600	1:	$1 + 25 = 26$

Wird nun die zulässige Belastung zu $\frac{1}{4}$ der Biegezugfestigkeit P angenommen, so ergibt sich für diesen Fall, da nach vorstehender Tabelle dafür die Zugbeanspruchung 6 kg und die Druckbeanspruchung 45 kg/qcm, also das Verhältniss 1:7,5 beträgt, die Entfernung der neutralen Schichte von der Unterkante der Zugseite, $h_I = 44$ cm und somit $h_{II} = 16$ cm.

Nach diesen Sätzen berechnet sich die entsprechende Belastung nach der Formel

$$\begin{aligned}
 P_I &= \frac{8}{3} \cdot \frac{b h_I^2}{l} \cdot K_z \\
 &= \frac{8 \cdot 30 \cdot 44^2 \cdot 6 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 4600 \text{ kg.}
 \end{aligned}$$

Das ist aber weniger als $\frac{1}{4}$ der vorberechneten Biegezugfestigkeit von 23000 kg. Hiervon beträgt

$\frac{1}{4} = 5750$ kg. Daraus ergibt sich, dass die Ansätze der vorstehenden Tabelle nicht ganz zutreffend sind. Entweder steht die Zugspannung nicht in geradem Verhältnisse zur Belastung, oder das Verhältniss zwischen Zug- und Druckfestigkeit ist ein anderes als angesetzt worden. Die Aufklärung durch Versuche muss also vorbehalten bleiben. Für das angesetzte Verhältniss ist die grössere Wahrscheinlichkeit der Richtigkeit vorhanden, und daher vorerst eine entsprechende Abänderung der Coefficienten K_z und K_d anzunehmen.

Die vorstehende Gleichung für K_z gelöst, ergibt

$$K_z = \frac{P \cdot 3 \cdot l}{8 b h^2} = 7,4 \text{ kg}$$

und darnach $K_d = 7,5 \cdot 7,4 \text{ kg} = 56 \text{ kg}$. Unter Ansatz dieser Coefficienten ergibt sich die zugehörige Belastung zu $\frac{1}{4} \cdot 23\,000 \text{ kg}$.

Der Druck-Coefficient $K_d = 56 \text{ kg}$ erreicht noch nicht das zulässige $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit, welches $\frac{600}{10} = 60 \text{ kg}$ beträgt, ist also völlig zulässig.

Nach der gewöhnlichen Formel $P = \frac{2}{3} \frac{b \cdot h^2}{l} \cdot K$, ergibt sich, unter Ansetzung des Coefficienten K nach Bauschinger's Angabe zu $\frac{1}{6} \cdot 600 \text{ kg} = 100 \text{ kg}$

$$P = \frac{2 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 100 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 36\,000 \text{ kg},$$

das ist also erheblich mehr als vorhin die Gleichung 12 ergeben hat $= 23\,000 \text{ kg}$. Um Uebereinstimmung zu er-

halten, muss der Coefficient K zu $\frac{1}{9}$ der Druckfestigkeit

$$= \frac{600}{9} = 66 \text{ kg gesetzt werden.}$$

§ 7. Cement- und Betonbalken.

Für Cementmörtel und Cementbeton ist nach Bauschinger anzunehmen: Mörtel aus 1 Thl. Cement und 3 Thl. Sand, 3 Monat alt

die Druckfestigkeit..... = 160 kg/qcm,

die Zugfestigkeit = $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{10}$ der

Druckfestigkeit, setze $\frac{1}{9}$ = 18 kg/qcm,

die Biegezugfestigkeit = $\frac{1}{4}$ der Druckfestigkeit.

Für Betonbalken sind dieselben Sätze anzunehmen.

Nach Weisbach und Andern ist die zulässige Beanspruchung auf Biegung für Steinbalken zu $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der Biegezugfestigkeit anzunehmen. Die gleiche Annahme erscheint auch für Cement- und Betonbalken als angemessen.

Also auch bei diesen Körpern sind die Zug- und Druckfestigkeit verschieden, und deshalb ist auch hierfür bei der Belastung ein gleiches Verhalten anzunehmen, wie vorhin für Gusseisen- und Steinbalken erörtert ist.

Untersuchen wir einen Cement- oder Betonbalken von denselben Dimensionen, wie im vorigen § für den dort behandelten Steinbalken angenommen waren, von rechteckigem Querschnitte, Breite = 30 cm, Höhe 60 cm, freie Länge 200 cm, an beiden Enden frei aufliegend, in der Mitte belastet.

Nach den vorstehend angegebenen Coefficienten $K_z = 18 \text{ kg/qcm}$ und $K_d = 160 \text{ kg/qcm}$ ergibt sich das Verhältniss von 1 : 9 und darnach das Verhältniss der Höhe des Drucktheiles h_{II} zur Höhe des Zugtheiles h_I wie 1 : $\sqrt{9} = 1 : 3$, demnach der Höhentheil $h_{II} = 15 \text{ cm}$ und der Höhentheil $h_I = 45 \text{ cm}$, und zwar an der Bruchgrenze.

Somit nach Gleichung 12 (S. 8)

$$P = \frac{8}{3} \frac{b}{l} \frac{h_I^2}{l} \cdot K_z = \frac{8 \cdot 30 \cdot 45^2 \cdot 18 \text{ kg}}{3 \cdot 200}$$

$$P = 14500 \text{ kg.}$$

Wird die zulässige Belastung zu $\frac{1}{4} P$ angenommen, so ergibt sich bei gleichem Verfahren, wie für den im vorigen § behandelten Steinbalken, folgende Tabelle:

Belastung	Auf 1 qcm		Verhältniss von	
	Zug K_z	Druck K_d	K_z	K_d
$\frac{1}{4} P$	4,5	13	1 :	1 + 2 = 3
P	18	160	1 :	1 + 8 = 9

Nach diesen Ansätzen für die zulässige Beanspruchung auf Biegung, berechnet sich die Belastung:

$$K_z : K_d = 1 : 3$$

Darnach $h_{II} = 0,37 h$ und $h_I = 0,63 h$ also $h_{II} = 22,2 \text{ cm}$ und $h_I = 37,8 \text{ cm}$, demnach

$$P_1 = \frac{8 \cdot 30 \cdot 37,8^2 \cdot 4,5 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 2570 \text{ kg,}$$

$$\frac{1}{4}P \text{ ist aber} = 3600 \text{ kg,}$$

sonach ergibt sich auch hier wieder, wie vorhin beim Steinbalken, die berechnete Belastung geringer als $\frac{1}{4}P$. Um diesen Betrag zu erhalten, müssen die Coefficienten gleichfalls erhöht werden, und zwar $K_z = 6,3 \text{ kg/qcm}$ und $K_d = 19 \text{ kg/qcm}$.

Der Coefficient der zulässigen Druckspannung darf aber nicht mehr als $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit betragen, damit man 10fache Sicherheit gegen Druck habe. Es muss also dieser Coefficient K_d zu $\frac{160}{10} = 16 \text{ kg}$ festgestellt werden, und dann ergibt sich $K_z = 5,3 \text{ kg}$.

Dann ergibt sich

$$P_1 = \frac{8 \cdot 30 \cdot 37,8^2 \cdot 5,3 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 3030 \text{ kg.}$$

Demnach darf die zulässige Belastung nicht mehr als 3030 kg betragen.

Wie vorstehend angegeben, ist von Bauschinger der Coefficient für die Biegezugfestigkeit an der Bruchgrenze zu $\frac{1}{4}$ der Druckfestigkeit bezeichnet. Unter Anwendung der gewöhnlichen Formel ergibt sich darnach

$$\begin{aligned} P &= \frac{2b \cdot h^2}{3 \cdot l} \cdot \frac{1}{4}K_d \\ &= \frac{2 \cdot 30 \cdot 60^2 \cdot 40 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 14400 \text{ kg} \end{aligned}$$

das stimmt also fast ganz genau mit der vorhin ausgeführten Berechnung nach Gleichung 12 überein, und spricht entschieden für die Richtigkeit dieser Be-

rechnungsweise d. h. für die Verschiebung der neutralen Achse.

Bei dem Monier - Cement- oder Betonbalken wird durch die Einlagerung von Eisendraht oder Eisenstäben in dem untern Zugtheile ein erheblich grösserer Widerstand gegen Zug geschaffen, als der Cement besitzt, so dass also bei diesem Balken die neutrale Achse entsprechend nach unten sich verschiebt, und somit eine erheblich grössere Biegezugfestigkeit gewonnen wird. Die Berechnung nach der vorbesprochenen Methode soll späterer Behandlung vorbehalten werden.

Es wird übrigens durch das Verhalten des Monierbalkens auch wiederum die stattfindende Verschiebung der neutralen Achse bestätigt.

Die Biegeverhältnisse bei Mauerkörpern, welche hauptsächlich bei Gewölben, so wie bei excentrischer Belastung der Mauern in Betracht kommen, sind zweckmässiger in dem nachfolgenden zweiten Abschnitte im Zusammenhange mit der Druckvertheilung im Mauerwerke abzuhandeln.

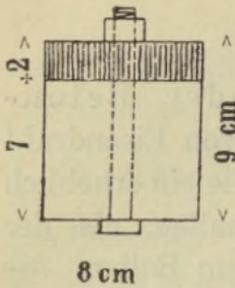
§ 8. Holzbalken.

Die Biegeverhältnisse von Kiefernholzbalken sind bereits vorstehend, S. 13 u. f. dargelegt.

Ich habe nun noch einige vergleichende Belastungsversuche ausgeführt mit einem Fichtenholzbalken und einem durch Eisen verstärkten Fichtenholzbalken, wovon ich nachfolgend berichten will.

Der Holzbalken hat 9 cm Höhe, 8 cm Breite und 200 cm freie Länge, ist an beiden Enden frei aufliegend und in der Mitte mittelst Hebel belastet.

Abb. 15.



Der Holzeisenbalken ist nach nebenstehendem Profile, Abb. 15, an der oberen Seite durch eine Eisenschiene von 8 cm Breite und 2 cm Höhe verstärkt. Einschliesslich dieser Eisenschiene ist, wie beim Holzbalken, die Höhe 9 cm, die Breite 8 cm und die freie Länge 200 cm. Die Eisenschiene

ist mit dem Holze durch 9 stählerne Keilpaare und 10 Stück Schraubbolzen von 1 cm Durchmesser nach Art der verdübelten Träger verbunden. Durch die Schraubbolzen ist die Breite auf 7 cm vermindert, so dass also zur Vergleichung mit dem Holzbalken die Belastungen nach dem Verhältnisse von 7:8 zu erhöhen sind.

Die Durchbiegungen sind mittelst eines Fühlhebels mit 10 facher Uebersetzung gemessen.

Die Durchbiegungen haben sich ergeben:

I. beim Holzbalken:

Eigengewicht auf 200 cm Länge	8,6 kg, davon
in der Mitte wirkend zu rechnen	4,3 kg,
der Hebel mit Waageschale	51,0 kg,
	zusammen ...
	55,3 kg.
Dadurch Durchbiegung	1,0 mm.
Bei Belastung von	
129 kg die Durchbiegung	3,8 mm,
194 kg die Durchbiegung	5,7 mm,
461 kg die Durchbiegung	10,2 mm,
657 kg die Durchbiegung	14,8 mm.
Nach der Entlastung bis auf	
55,3 kg	1,7 mm,
0,0 kg	0,7 mm.

Nach der gebräuchlichen Formel $P = \frac{2 b h^2}{3 l} \cdot K_z$
ergibt sich: die zulässige Belastung

$$\frac{2 \cdot 8 \cdot 9^2 \cdot 60 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 129 \text{ kg}$$

an der Elasticitätsgrenze

$$\frac{2 \cdot 8 \cdot 9^2 \cdot 220 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 475 \text{ kg.}$$

Nach der vorstehend aufgestellten Theorie ergibt sich
die zulässige Belastung = 139 kg,
an der Elasticitätsgrenze = 513 kg.

Die Durchbiegung bei der zulässigen Belastung von
129 kg berechnet sich nach der Formel $a = \frac{1}{16} \frac{P \cdot l^3}{3T \cdot E}$

$$\text{Trägheitsmoment } T = \frac{b \cdot h^3}{12} = 486,$$

Elasticitäts-Coefficient $E = 120\,000 \text{ kg,}$

$$a = \frac{1 \cdot 129 \cdot 200^3}{16 \cdot 3 \cdot 486 \cdot 120\,000} = 0,37 \text{ cm} = 3,7 \text{ mm.}$$

Bei dem Versuche hat sich diese Durchbiegung zu
3,8 mm ergeben.

Die Belastung an der Bruchgrenze berechnet sich
nach der gebräuchlichen Formel, unter Ansatz von
410 kg/qcm Zugfestigkeit

$$P = \frac{2 \cdot 8 \cdot 9^2 \cdot 410 \text{ kg}}{3 \cdot 200} = 885 \text{ kg.}$$

II. Beim Holz-Eisenbalken (die Eisen- verstärkung oben).

Eigengewicht auf 200 cm Länge 32 kg, davon

in der Mitte wirkend zu rechnen	16,0 kg,
der Hebel mit Waageschaale.....	50,0 kg,
	<hr/>
zusammen....	66,0 kg,
dadurch die Durchbiegung	1,7 mm.

Bei der für 8 cm Breite berechneten Belastung von
 231 kg die Durchbiegung 4,7 mm,
 423 kg die Durchbiegung 8,5 mm,
 551 kg die Durchbiegung 11,0 mm,
 825 kg die Durchbiegung 15,7 mm,
 967 kg die Durchbiegung 19,6 mm.

Nach der Entlastung bis auf

66 kg die Durchbiegung 5,5 mm,
 0 kg die Durchbiegung 2,5 mm.

III. Derselbe Holz-Eisenbalken (in umgekehrter Lage, also die Eisenverstärkung nach unten).

Eigengewicht wie vor 66 kg, dadurch die Durchbiegung 1,5 mm.

Bei der für 8 cm Breite berechneten Belastung von
 228 kg die Durchbiegung 4,4 mm,
 420 kg die Durchbiegung 7,5 mm,
 547 kg die Durchbiegung 9,4 mm,
 640 kg die Durchbiegung 11,8 mm,
 923 kg die Durchbiegung 18,0 mm.

Nach der Entlastung bis auf

66 kg die Durchbiegung 4,0 mm,
 0 kg die Durchbiegung 2,5 mm.

Nach der vorstehend aufgestellten Theorie, Gleichung 12, berechnet sich für den letzteren Holz-Eisenbalken:

die zulässige Belastung 320 kg,
 an der Elasticitätsgrenze 1005 kg.

Für den ersten Holzeisenbalken II ergeben sich noch etwas grössere Beträge.

Die Vergleichung des Verhaltens des Holz-Eisenbalkens mit dem Holzbalken ergibt also, dass die Tragfähigkeit des Holz-Eisenbalkens ganz erheblich grösser ist als die des Holzbalkens.

Läge die neutrale Schichte in diesen 3 Fällen constant im Schwerpunkte des Querschnittes, also in dessen halber Höhe, so würde die Tragfähigkeit des Holz-Eisenbalkens nur ebenso gross sich ergeben, als die Tragfähigkeit des Holzbalkens. Da solches aber nicht der Fall ist, so ergibt sich daraus wiederum, dass eine Verschiebung der neutralen Schichte stattfindet.

Der Holz-Eisenbalken II ist im Verhalten ähnlich einem Steinbalken, und der Holz-Eisenbalken III ähnlich einem Monier-Cementbalken.

§ 9. Nachträgliche Bemerkungen zu den vorstehenden Erörterungen.

Zu den nachfolgenden nachträglichen Bemerkungen finde ich mich veranlasst durch die von Herrn Föppl ausgeführten Versuche über die Biegungselasticität der Steinbalken, veröffentlicht in den, im Mai v. J. erschienenen Mittheilungen aus dem Mechanisch-Technischen Laboratorium der K. Technischen Hochschule zu München, 24. Heft.

Diese umfangreichen, höchst mühseligen Versuche sind mit grösster Sorgfalt ausgeführt worden, und muss die technische Welt dafür dem Herrn Föppl zu wärmstem Danke sich verpflichtet fühlen, da die Erforschung der Wahrheit auf diesem Gebiete nur durch die sorgfältigsten, genauesten Versuche gelingen kann.

Durch die erstern Versuche ist die Navier'sche Annahme, dass bei der Biegung die Querschnitte eben bleiben, nahezu bestätigt.

Die folgenden Versuche betreffen die fragliche Verschiebung der neutralen Schichte nach der Druck-

seite, so wie die Zug- und Druckfestigkeit der untersuchten Steinbalken.

Die Biegungsversuche sind ausgeführt an rechteckigen Granit- und Sandsteinbalken von 20 cm Breite, 30 cm Höhe und 150 cm Länge zwischen den Auflagern, an beiden Enden frei, die Belastung in der Mitte.

Der zuerst untersuchte Granitbalken ist schon bei 9 t Belastung gebrochen. Die Druckfläche enthielt einige grössere krystallinische Nester.

Die Durchbiegung betrug nahe vor dem Bruche 0,4 mm (S. 5).

Der zweite Granitbalken (S. 13 u. f.) ist bei 12 t Belastung gebrochen.

Die Dehnungen und Verkürzungen sind als nahezu gleich beobachtet. Bis zu 10 t Belastung hat sich eine Verschiebung der neutralen Schichte nicht gezeigt. Erst bei 12 t Belastung ist eine geringe Verschiebung der neutralen Schichte nach der Bruchseite eingetreten.

Bei den spätern Versuchen sind nun zwar etwas grössere Verschiebungen der neutralen Schichte nach der Druckseite hin beobachtet, und zwar 13,7 mm, 9 mm u. s. w., aber längst doch nicht entsprechend der von Melan, Hartig und in dem Vorstehenden behandelten Theorie. Darnach berechnet sich die Verschiebung für den untersuchten Granitbalken, bei Ansatz einer Zugfestigkeit zu 58 kg/qcm, und einer Druckfestigkeit von 1260 kg/qcm, zu 97 mm.

Demnach wird durch die Föppl'schen Versuche die vorgenannte Theorie nicht bestätigt.

Die Druckfestigkeit des vorbezeichneten Granits hat Herr Föppl ermittelt (S. 24) zu 1260 kg/qcm und an 2 andern Versuchsstücken aus demselben Balken zu 1130 und 1240 kg/qcm.

Zur Ermittlung der Zugfestigkeit des Granits hat Hr. Föppl zunächst 5 Stücke von $7,45 \times 7,45$ cm bzw. $7,42 \times 7,13$ cm und $9,84 \times 7,91$ cm Querschnitt untersucht. Bei dem ersten Stücke ist der Bruch nahe an der Einspannstelle erfolgt, somit die Ermittlung der Zugfestigkeit aus diesem Versuche nicht statthaft. Das zweite Stück hat nur die Zugfestigkeit von $42,5$ kg/qcm ergeben. Das dritte Stück ist wieder nahe der Einspannstelle gebrochen. Diese 3 Stücke waren aus gelbem Granit entnommen. Das vierte, aus blauem Granit entnommene Stück hat $51,4$ kg/qcm Zugfestigkeit ergeben und das fünfte Stück ist wieder an der Einspannstelle gebrochen.

Ferner sind von Herrn Föppl 11 Zugversuche an Granitstücken von der Form, wie sie bei Cementproben mittelst des Michaelis'schen Zerreißapparats üblich sind, ausgeführt, wobei sich die Zugfestigkeit (S. 34) zu 53 bis 63 kg/qcm, im Durchschnitt zu $57,5$ kg/qcm ergeben hat. Diese Versuche stimmen sehr gut untereinander überein, und dürften als nicht viel von der Wahrheit abweichend zu erachten sein.

Herr Föppl ist nun aber auf Grund seiner Versuche zu der Ueberzeugung gelangt, dass die Zugfestigkeit ganz erheblich grösser sei, als die Versuche an kleinen Stücken ergeben. Er ist der Ansicht, dass dieselbe doppelt so gross, ja noch höher anzunehmen sei. Er zweifelt zwar nicht an der Gültigkeit des in allen Gebieten der Physik angewandten „Gesetzes der proportionalen Widerstände“ (S. 40), macht aber geltend, dass es wohl ziemlich zweifellos sei, dass durch die Bearbeitung von Steinkörpern stets eine gewisse Lockerung der Oberflächenschichten eintritt, wodurch kleinere Versuchskörper den grossen gegenüber im Nachtheile sind.

Dieser Einwand ist ohne Zweifel berechtigt und daher rätlich, die kleinen Versuchskörper nicht in der gewöhnlichen Weise mittelst Meissel zu bearbeiten, sondern mittelst der Diamantsäge herzustellen. Dann wird sich vermuthlich ein etwas höherer Werth herausstellen, aber doch längst nicht ein doppelt so grosser. Denn nimmt man an, dass bei den vorbesprochenen, mit dem Michaelis'schen Apparate zerrissenen Stücken die beiden ausgerundeten Flächen auf 2 mm Tiefe völlig aufgelockert waren, so dass also die Breite des Querschnittes um 4 mm vermindert worden, was doch wahrscheinlich sehr reichlich gerechnet ist, so erhöht sich die Zugfestigkeit von 57,5 kg auf etwa 68 kg/qcm. Die beiden ebenen Seitenflächen dieser Versuchsstücke waren mittelst der Säge hergestellt, so dass also dabei eine Auflockerung nicht stattgefunden hat.

Herr Föppl hat ferner noch die vollen Balken von 20×30 cm Stärke Zugversuchen unterworfen, dabei aber nicht die Balken zum Bruche gebracht, sondern die Zugfestigkeit aus den bei den Biegungsversuchen beobachteten Dehnungen berechnet. Daraus haben sich nun allerdings erheblich höhere Werthe ergeben als aus den direkten Zerreißversuchen, und Herr Föppl spricht seine Ansicht dahin aus, dass dadurch der bestandene Widerspruch zwischen der Biegefestigkeit und der Zugfestigkeit gehoben sei.

Es wirft sich in dieser Beziehung die Frage auf: ob die bei den Biegungsversuchen beobachteten Dehnungen und Verkürzungen als völlig richtig zu erachten sind? — Bei der geringen Länge der Versuchsbalken von 1,5 m, und der geringen Durchbiegung von 0,4 bzw. 0,5 mm an der Bruchgrenze, sind die Formänderungen, die Dehnungen und Verkürzungen so ver-

schwindend klein, dass ungeachtet der allergrössten Vorsicht, welche bei den fraglichen Versuchen unverkennbar stattgefunden hat, Irrungen, und somit auch Täuschungen nicht ausgeschlossen sind. Es ist in dieser Hinsicht hervorzuheben, dass bei dem S. 13 beschriebenen Biegungsversuche bis zu 10 t Belastung eine Verschiebung der neutralen Schichte nicht beobachtet ist, während bei allen späteren Versuchen eine sehr merkliche Verschiebung gefunden ist.

Es dürfte sich empfehlen, die Biegungsversuche an Balken von grösserer Länge, etwa 3 m, mit Hebelbelastung zu wiederholen, um stärkere Formänderungen zu erlangen.

Sollte durch fernere Versuche sich das Resultat der jetzigen Versuche bestätigen, dass gar keine oder eine nur geringe Verschiebung der neutralen Schichte stattfindet, so wird die von Melan, Hartig und vorstehend behandelte Theorie der starken Verschiebung der neutralen Schichte verworfen werden müssen. Man muss alsdann von der Zurückführung der Biegungsfestigkeit auf die Zug- und Druckfestigkeit Abstand nehmen, und zu dem althergebrachten Verfahren zurückkehren, wonach die Biegungsfestigkeit nach der gewöhnlichen Formel, aber unter Ansatz besonderer, durch Biegungsversuche ermittelter Biegungs-Coefficienten ermittelt wird.

Es muss aber hervorgehoben werden, dass die fragliche Theorie der starken Verschiebung der neutralen Schichte Resultate liefert, welche mit den Versuchen sehr gut übereinstimmen, und darum einen hohen Grad der Wahrscheinlichkeit für ihre Richtigkeit hat. In den vorstehenden Erörterungen ist bereits die Zutreffendheit für Gusseisen-, Beton-, Stein- und Holzbalken

nachgewiesen, und ebenso zeigt sich auch in Betreff der von Herrn Föppl geprüften Granitbalken eine sehr gute Uebereinstimmung, wie die folgende Berechnung ergibt:

$$\begin{aligned} l \text{ Länge} & \dots\dots\dots = 150 \text{ cm,} \\ b \text{ Breite} & \dots\dots\dots = 20 \text{ cm,} \\ h \text{ Höhe} & \dots\dots\dots = 30 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Die Zugfestigkeit, nach den Versuchen mit dem Michaelis'schen Apparate $K_z \dots = 58 \text{ kg/qcm.}$
Die Druckfestigkeit $K_d \dots\dots\dots = 1260 \text{ kg/qcm.}$

Demnach ist das Verhältniss der Zugfestigkeit zur Druckfestigkeit wie $58:1260 = 1:21,72.$

$$\text{Darnach } h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{21,72} = 1 : 4,66.$$

$$h_{II} + h_I = h = 30 \text{ cm,}$$

somit ergibt sich

$$h_{II} = 5,3 \text{ cm,}$$

$$h_I = 24,7 \text{ cm.}$$

Demnach

$$P = \frac{4b}{3l} \left[(h_{II}^2 \cdot K_d) + (h_I^2 \cdot K_z) \right]$$

$$P = \frac{4 \cdot 20}{3 \cdot 150} \left[(5,3^2 \cdot 1260) + (24,7^2 \cdot 58) \right]$$

$$P = 12583 \text{ kg.}$$

Gebrochen ist der Balken bei
12000 kg.

Also auch in diesem Falle erweist sich die in Frage stehende Theorie der starken Verschiebung der neutralen Schichte als zutreffend.

Die von Herrn Föppl ausgesprochene Ansicht, dass durch Annahme der von ihm an den ganzen Balken vermeintlich gefundenen erheblich grösseren Zugfestigkeit der bestandene Widerspruch zwischen der Biegefestigkeit und der Zugfestigkeit gehoben sei, ist nicht

zutreffend. Denn selbst wenn die Zugfestigkeit 150 kg/qcm betrüge, ergibt sich kein mit der Wirklichkeit übereinstimmendes Resultat.

In diesem Falle hätte man dann nämlich einen Körper, dessen Zugfestigkeit K_z 150 kg/qcm und dessen Druckfestigkeit K_d 1260 kg/qcm betrüge.

Das Verhältniss von Zug- zu Druckfestigkeit in dem vorbezeichneten Falle wäre

$$K_z : K_d = 150 : 1260 = 1 : 8,4$$

Demnach

$$h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{8,4} = 1 : 2,9,$$

somit ist

$$h_{II} = 7,7 \text{ cm,}$$

$$h_I = 22,3 \text{ cm,}$$

demnach die Biegezugfestigkeit nach der vorstehenden Formel

$$P = \frac{4 \cdot b}{3 \cdot l} \left[(7,7^2 \cdot 1260) + (22,3^2 \cdot 150) \right] = 26\,000 \text{ kg.}$$

Dieser Balken würde also erst bei 26 000 kg brechen, der geprüfte Balken ist aber bei 12 000 kg gebrochen.

Demnach ist also durch die Annahme von 150 kg/qcm Zugfestigkeit der Widerspruch nicht gehoben, sondern er bleibt vollständig bestehen. Alle Biegezugversuche mit Körpern, deren Zugfestigkeit geringer ist als ihre Druckfestigkeit, haben übereinstimmend ergeben, dass die Biegezugfestigkeit grösser ist, als die Berechnung nach der gewöhnlichen Formel unter Ansatz des Coefficienten der Zugfestigkeit ergibt.

Bei Annahme der Zugfestigkeit zu 150 kg wird der Balken bei 12 000 kg Belastung brechen, wenn auch die Druckfestigkeit 150 kg/qcm beträgt. Für diesen

Fall ergibt die gewöhnliche Navier'sche Formel das richtige Resultat:

$$P = \frac{2b \cdot h^2}{3l} \cdot K = \frac{2 \cdot 20 \cdot 30^2 \cdot 150}{3 \cdot 150} = 12000 \text{ kg.}$$

Diese Formel ist, wie wiederholt hervorgehoben werden mag, unter der ausdrücklichen Annahme abgeleitet, dass Zugfestigkeit und Druckfestigkeit des betreffenden Materials gleich gross seien. Für diesen Fall hat sich ergeben, dass die neutrale Achse durch den Schwerpunkt des Querschnitts geht, da in diesem Falle das Moment der Zugspannungen gleich ist dem Momente der Druckspannungen.

Bei Körpern aber, bei denen die Zug- und Druckfestigkeit ungleich gross sind, findet Letzteres nur dann statt, wenn eine entsprechende Verschiebung der neutralen Achse angenommen wird.

Durch die Föppl'schen Versuche ist nun festgestellt, dass bei Körpern der letzteren Art die neutrale Achse nicht unabänderlich im Schwerpunkte verharret, sondern dass eine Verschiebung derselben eingetreten ist. Das ist schon ein sehr wichtiges Ergebniss. Zwar ist bis jetzt die Verschiebung viel geringer, als nach der fraglichen Theorie sich ergibt und es bleibt somit weitere Aufklärung noch übrig.

Herr Föppl erhebt gewichtiges Bedenken gegen die von Melan und Hartig gemachte Annahme, dass die Verschiebung der neutralen Schichte constant so statffinde, wie sie an der Bruchgrenze sich ergibt. Dieses Bedenken muss ich theilen, und ich habe in meiner vorstehenden Abhandlung bereits dargelegt, dass die in spannungslosem Zustande im Schwerpunkte

liegende Achse sich der stattfindenden Belastung entsprechend verschiebt, so dass die Momente der Zug- und Druckspannungen zu beiden Seiten der neutralen Schichte gleich sind.

Von den untersuchten Sandsteinbalken ist der eine (S. 5) bei der Biegung unter 1,95 t Belastung gebrochen. Die Zugfestigkeit beträgt nach S. 30 etwa 12,2 kg/qcm, die direkte Druckprobe ist laut S. 31 nur bis zu 33,3 kg/qcm fortgesetzt, aber nicht bis zum Bruche gebracht, so dass die Druckfestigkeit nicht bekannt geworden, und somit die Berechnung nach der obigen Formel nicht thunlich ist.

Die Dehnungen und Verkürzungen haben sich bei den Versuchen der Granit- und Sandsteinbalken theils ganz gleich gross, oder doch nur wenig von einander abweichend erwiesen. Das ist ein sehr auffälliges Resultat. Die beiden Dreiecke, welche in den vorstehenden Figuren die Dehnungen und Verkürzungen darstellen, sind unter einander ähnlich, und somit ergibt sich für den Granitbalken die Verkürzung der äussersten Faser nur zu $\frac{1}{4,66}$ der Dehnung der äussersten Faser.

Es muss auch als sehr wahrscheinlich erscheinen, dass bei einem Materiale, dessen Druckfestigkeit 22 mal grösser ist als seine Zugfestigkeit, das Maass der Verkürzung erheblich geringer ist als das Maass der Dehnung. Es dürfte also auch in dieser Hinsicht eine weitere Prüfung nöthig sein.

Bei den Dehnungen und Verkürzungen hat sich nahezu Proportionalität ergeben, und zwar bis zur Bruchgrenze.

Die Elasticitätsgrenze ist nicht ermittelt.

Herr Föppl spricht in seiner Abhandlung sich dahin aus, dass auch bei Cementkörpern die Zugfestigkeit in Wirklichkeit erheblich höher sei, als die Zerreißversuche ergeben. Dazu ist zu bemerken, dass bei Cementkörpern eine Auflockerung der äusseren Kruste nicht stattfindet, dass vielmehr die Festigkeit der äusseren Schichte grösser ist als die der inneren Theile, da die Erhärtung von Aussen nach Innen fortschreitet. Demnach ist bei starken Cementkörpern die durchschnittliche Festigkeit geringer, als bei kleinen Stücken.



Zweiter Abschnitt.

Die Druckvertheilung im Mauerwerke bei excentrischer Belastung.

§ 10. In neuerer Zeit wird die Lehre der Biegungs-Elasticität nicht nur auf Gewölbemauerwerk, sondern auch zur Ermittlung der Druckvertheilung im Mauerwerke in Folge excentrischer Belastung angewandt.

Winkler hat sich in einem Vortrage über die Stützzlinie im Gewölbe, gehalten im Architekten-Verein zu Berlin am 17. März 1879 (siehe „Deutsche Bauzeitung“ 1879 S. 117 u. f.) in dieser Beziehung ausgesprochen wie folgt: „Die Versuche haben immer mehr und mehr bestätigt, dass das Steinmaterial innerhalb derjenigen Beanspruchungen, welche es in der Praxis erfährt, als vollkommen elastisch anzusehen ist, wie andere feste Körper. Namentlich haben die Versuche von Bauschinger mit dem Festigkeits-Apparate und die Beobachtungen Köpke's an bestehenden Bauwerken die Zulässigkeit der Elasticitätsgesetze auf Steinmaterial zur Gewissheit erhoben. In neuerer Zeit findet in der That auch die auf diesem Gesetze beruhende Gewölbe-Theorie immer mehr Anklang. Ich selbst habe bereits in meinem Buche über Elasticität und Festigkeit (1867) hiervon Gebrauch gemacht u. s. w.“

Demgemäss, also unter Anwendung der Elasticitätsgesetze, hat Herr Landsberg im Handbuche der Architektur von Durm u. s. w. im 1. Bande, zweite Hälfte „Die Statik der Hochbau-Konstruktionen“, 2. Auflage sowohl die Gewölbe-Theorie als auch die

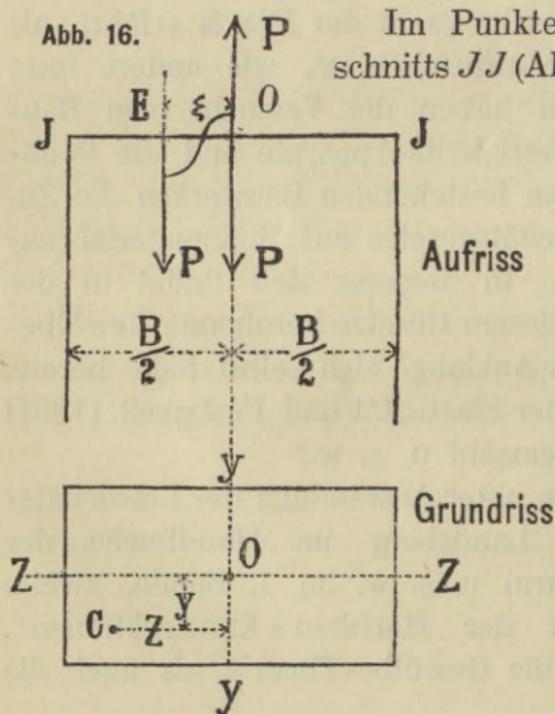
Druckvertheilung in Stützen in Folge excentrischer Belastung und auch durch Gewölbeschub ausführlich abgehandelt. In Betreff der Druckvertheilung hat derselbe zunächst (S. 85 u. f.) die Druckvertheilung in Körpern behandelt, welche Druck und Zug aufnehmen können (Stützen aus Eisen und Holz), und darnach in Körpern, welche nur Druck aufzunehmen vermögen (Mauerwerk).

Es ist daselbst bemerkt, dass Stützen aus Mauerwerk keinen mit Sicherheit in Rechnung zu ziehenden, bemerkenswerthen Zugwiderstand leisten.

Wenngleich zur Erlangung eines völligen Verständnisses auf das Studium der angegebenen Quelle hingewiesen werden muss, so will ich doch wegen der daran zu knüpfenden Betrachtungen einige Resultate daraus in gedrängter Kürze hierher setzen.

1) Druckvertheilung in Querschnitten, welche Druck und Zug aufnehmen können.

Abb. 16.



Im Punkte *E* des Pfeilerquerschnitts *JJ* (Abb. 16) wirke excentrisch die Kraft *P* in der Entfernung ξ von der Pfeilerachse und senkrecht zum Querschnitt *JJ*. Es wird nichts geändert, wenn man im Schwerpunkte *O* zwei Kräfte anbringt, welche je gleich und zu *P* parallel sind, aber entgegengesetzten Sinn haben. Dadurch ergibt sich

als Wirkung der excentrischen Kraft P : eine im Schwerpunkte O angreifende Kraft P und zwei (in Abb. 16 durch einen Bogen verbundene) Kräfte P , welche zusammen ein Kräftepaar mit dem Momente $M = P\xi$ bilden; das Moment dreht im vorliegenden Falle nach links. Durch die Kraft und das Kräftepaar werden im Querschnitte die folgenden Beanspruchungen hervorgerufen. Die im Schwerpunkte angreifende Kraft vertheilt sich gleichmässig über die Querschnittsfläche F ; sie erzeugt in allen Theilen desselben einen Druck für die Flächeneinheit $N_1 = \frac{P}{F}$. Das Moment $P\xi$ würde, wenn es allein wirkte, nach den Gesetzen der Biegeelasticität in den verschiedenen Abständen von der wagerechten, senkrecht zur Kraftebene durch O gelegten Achse (Abb. 16, Grundriss) verschiedene Spannungen erzeugen, welche sich für irgend einen Punkt C im Abstände z von der erwähnten Achse zu $N_2 = \frac{M \cdot z}{T}$ ergeben. In letzterem Ausdruck ist T das Trägheitsmoment des Querschnittes JJ für die Achse YY . Da es sich bei den hier zu betrachtenden Konstruktionen hauptsächlich um Beanspruchungen auf Druck handelt, so sollen Druckspannungen als positive, Zugbeanspruchungen als negative Spannungen eingeführt werden.

Die gesammte Spannung im Punkte C ist demnach

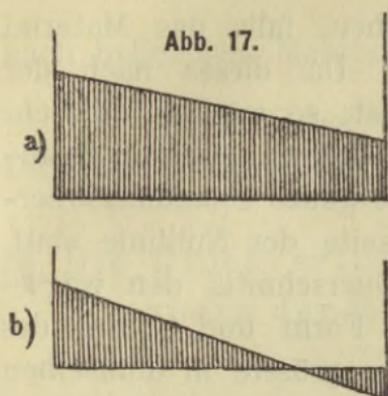
$$N = N_1 + N_2 = \frac{P}{F} + \frac{M \cdot z}{T} = \frac{P}{F} + \frac{P \xi z}{T}$$

oder

$$N = \frac{P}{F} \left(1 + \frac{F \xi z}{T} \right)$$

Für eine gegebene Kraft P mit gegebenem Angriffspunkte E kann die Spannung sämtlicher Querschnittspunkte durch vorstehende Gleichung ermittelt werden. Man braucht nur für z alle Werthe von $z = -\frac{B}{2}$ bis $z = +\frac{B}{2}$ einzuführen und die zugehörigen Grössen von N zu berechnen. Von der Spannungsvertheilung erhält man ein klares Bild, wenn man in jedem Punkte des Querschnittes die Spannung als Ordinate aufträgt und die Endpunkte dieser Ordinaten verbindet. Da bei den gemachten Annahmen die Entfernung y des beliebig gewählten Punktes C gar nicht in der Gleichung vorkommt, so folgt, dass die Spannung N unabhängig von y ist; alle in gleichem Abstände z von der YY -Achse liegenden Punkte erleiden also gleiche Spannung. Demnach genügt es, die Spannungen aller Punkte aufzusuchen, welche auf einer zur Kraftebene parallelen Linie des Querschnitts liegen und diese nach beliebig gewähltem Maassstabe aufzutragen. Die z -Werthe sind die Abscissen, die Spannungen N sind die Ordinaten; die Vertheilung findet nach dem durch die obige Gleichung bestimmten Gesetze statt.

In dieser Gleichung sind N und ξ die einzigen Veränderlichen; beide kommen nur in der ersten Potenz vor. Daraus folgt, dass die Verbindungslinie der Endpunkte der Ordinaten N eine Gerade ist: die Gerade obiger Gleichung. Diese Linie ist bekannt, wenn zwei Punkte derselben bekannt sind. Demnach kann man sie leicht auffinden, indem man z. B. für die beiden Endwerthe $z = -\frac{B}{2}$ und $z = +\frac{B}{2}$ die



Werthe von N ausrechnet und aufträgt. Man erhält etwa die Darstellungen in Abb. 17. Die positiven Werthe von N sind nach oben, die negativen nach unten abgetragen; die ersteren bedeuten Druck, die letzteren Zug. Wenn alle Ordinaten auf der obern Seite der Abscisse liegen, so

findet nur Druck statt (Abb. 17 a); sonst hat man im Querschnitt theils Druck, theils Zug. Die Grenze, an welcher der Wechsel von Druck zum Zug stattfindet, ist die Nulllinie, gewöhnlich neutrale Achse genannt. Die von der Abscisse und der Geraden der obigen Gleichung eingeschlossene, in Abb. 17 schraffierte Fläche wird als Druckfigur bezeichnet.

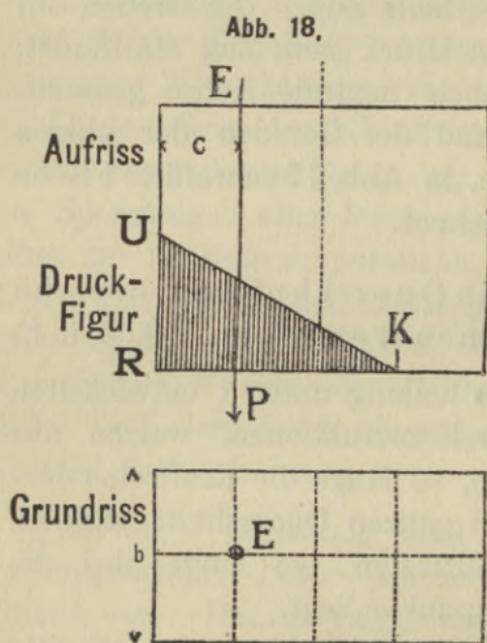
2) Druckvertheilung in Querschnitten, welche nur Druck aufzunehmen vermögen. (S. 89 u. f.)

Die für die Druckvertheilung unter 1 entwickelten Gesetze gelten auch für Konstruktionen, welche nur Druck aufnehmen können, so lange die Kraft eine derartige Lage hat, dass im ganzen Querschnitt wirklich nur Druckspannungen auftreten, so lange also die Kraft innerhalb der Kernpunkte liegt.

Wenn daher z. B. beim rechteckigen Querschnitte die Kraft im inneren Drittel liegt, so kann die Lage der Nulllinie, sowie die Druckvertheilung genau so ermittelt werden, wie vorhin gezeigt ist.

Wenn aber die Kraft den Querschnitt ausserhalb der Kernpunkte schneidet, so fällt die Nulllinie in den Querschnitt, und es würden an der einen Seite der-

selben Zugspannungen entstehen, falls das Material dieselben aufnehmen könnte. Da dieses nach der Annahme hier nicht möglich ist, so wird auf diesem ganzen Querschnittstheile kein Uebertragen von Spannungen stattfinden können; die ganze Spannungsübertragung findet auf der Druckseite der Nulllinie statt. Man nennt diesen Theil des Querschnitts den wirksamen Querschnitt. Die Form und Grösse des wirksamen Querschnitts und die grösste in demselben stattfindende Spannung wird für den rechteckigen Querschnitt in folgender Weise ermittelt.



Die Entfernung des Angriffspunktes E der excentrisch wirkenden Kraft P von der nächsten Kante sei c ; dieses Maass ist auf der Grundlinie von R ab 3fach abzutragen, daraus ergibt sich der Punkt K der Nulllinie. Der wirksame Querschnitt ist also $F_1 = 3cb$. Wenn sich der Druck P gleichmässig über die Fläche F_1 vertheilt, so wäre die Druckspannung für

die Flächeneinheit gleich $\frac{P}{3bc}$; der wirklich stattfindende

Maximaldruck ist $N_{max} = \frac{2P}{3bc}$, d. h. doppelt so gross,

als wenn P sich gleichmässig vertheilt. Die Druckfigur in diesem Falle wird also erhalten, indem man

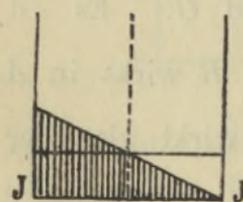
G_1 ist das Gewicht der Widerlagsmauer und deren Belastung, wirkend in der Schwerlinie dieses Gewichtes. Die Linie der Resultante R ist zu verlängern bis zu der Schwerlinie G_1 ; in dem Schnittpunkte K zerlegt sich die Resultante R in die beiden Seitenkräfte, aus denen sie entstanden ist, H und G . Das Gewicht G addirt sich zu dem Gewichte G_1 , so dass in der Schwerlinie nunmehr das Gewicht $G + G_1$ wirkt; aus diesem vereinigten Gewichte $G + G_1$ und H ergibt sich die Resultante R_1 , welche die Sohle JJ in dem Punkte E schneidet, in der Entfernung ξ von der Schwerlinie G_1 . Die Entfernung des Punktes E von der linken Mauerkante $J = x$,

$$x = \frac{G_1 g_1 + G (d - e) - H r}{G + G_1}$$

Wenn sich für x ein negativer Werth ergibt, so bedeutet dies, dass die Kraft R_1 den Querschnitt links von der Aussenkante der Mauer schneidet, dass also Kippen eintreten muss.

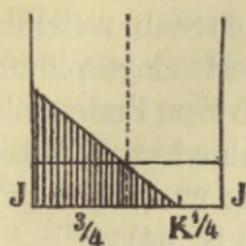
Nach Auffindung des Schnittpunktes E kann die grösste Spannung an der äussern linken Mauerkante nach den vorhin unter Nr. 1 und 2 angegebenen Formeln berechnet werden.

Abb. 20.



Ist $x = \frac{1}{3} d$, also $\xi = \frac{1}{6} d$, so ergibt sich die Druckfigur Abb. 20; darnach ist der Druck an der rechtsseitigen Mauerkante = 0 und an der linksseitigen Mauerkante doppelt so gross, als wenn das Gewicht $G_1 + G$ gleichmässig über den Querschnitt JJ vertheilt wäre.

Abb. 21.



Ist aber $x = \frac{1}{4}d$, so ergibt sich die Druckfigur Abb. 21, wonach der Kantendruck links doppelt so gross ist, als wenn das Gewicht $G_1 + G$ gleichmässig über die linksseitige Fläche

JK ($= \frac{3}{4}$ der ganzen Querschnitts-

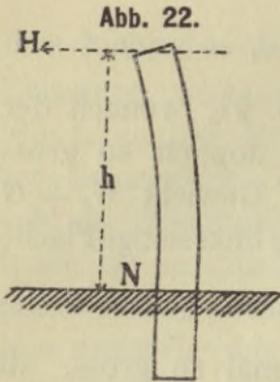
fläche JJ) vertheilt wäre, und $2\frac{2}{3}$ mal so gross, als wenn das Gewicht $G_1 + G$ gleichmässig über die ganze Fläche JJ vertheilt wäre.

Damit will ich die vorhin bezeichnete Anführung einiger Resultate aus dem Landsberg'schen Werke abschliessen.

§ 11. In einem, vor einiger Zeit zur Kenntnissnahme mir zugeegangenen Gutachten hat der betreffende Sachverständige die Vergrösserung der Kantenspannung einer Widerlagsmauer mit hoher Uebermauerung in Folge des Gewölbeschubes berechnet nach der Biegungs - Elasticitäts - Formel

$$N_2 = \frac{M \cdot z}{T}$$

Darin bedeutet N_2 die Vergrösserung der Spannung an der äussern Kante; M das Biegemoment; z die Entfernung der äussern Kante von der Schwerpunktsachse; T das Trägheitsmoment.

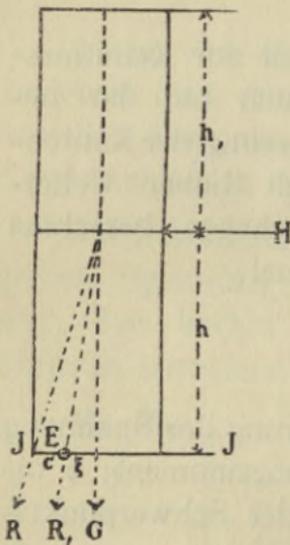


Das ist also die Formel, welche abgeleitet ist für einen Stab, welcher an einem Ende fest eingespannt ist und an dessen freiem Ende eine Kraft biegend einwirkt (siehe nebenstehende Abb. 22 und vergl. Landsberg a. a. O. S. 64).

Es ist mir mitgetheilt, dass dieses Verfahren in neuerer Zeit üblich sei. Das Moment M ist angesetzt $= H \cdot h$.

Nun ist aber doch unbestreitbar, dass durch die Uebermauerung oberhalb H die Widerstandsfähigkeit der Widerlagsmauer wesentlich erhöht wird, wodurch sodann die Kantenspannung N sich vermindert.

Abb. 23.



Durch folgende Darlegung wird solches bewiesen. Die nebengezeichnete Mauer, Abb. 23, habe zunächst die Höhe h , und auf das obere Ende wirke der Horizontal-schub H , von solcher Grösse, dass die Resultante R von H und dem Gewichte der Mauer G durch die linke Kante der Mauer schneide, so dass also die Grenze des Gleichgewichts vorhanden sei. Wird nun die Mauer um das Doppelte der Höhe erhöht, so dass also das Gewicht $2G$ beträgt, so schneidet die Resultante R , der beiden Kräfte

H und $2G$ die Sohle bei E , in der Mitte zwischen J und der Schwerachse G . Bei noch weiter gehender Erhöhung der Mauer nähert sich der Schnittpunkt noch entsprechend weiter der Schwerlinie, so dass also die

Entfernung des Punktes E von G , in vorstehender Gleichung S. 47 mit ξ bezeichnet, entsprechend kleiner, und die Entfernung JE , in vorstehender Gleichung S. 50 mit c bezeichnet, entsprechend grösser wird. Dadurch vermindert sich entsprechend der Werth der Druckspannung der äusseren Mauerkante.

Daraus ergibt sich, dass die Berechnung des Kantendruckes bei Widerlagsmauern in der vorerwähnten Weise nach der Formel $N_2 = \frac{M \cdot z}{T}$ nicht zulässig ist.

Dieselbe ist aber auch deshalb unzulässig, weil darin das Eigengewicht der Widerlagsmauer, welches doch in Betreff der Standfähigkeit eine hochgewichtige Rolle spielt, ganz ausser Berücksichtigung bleibt.

Die Berechnung muss daher nach der vorstehend S. 51 u. f. bezeichneten Weise erfolgen.

§ 12. Die vorstehend im § 10 bezeichnete Berechnungsmethode des Kantendruckes der Mauern in Folge excentrischer Belastung ergibt nun aber in vielen Fällen, und zwar bei Mauern, welche in den üblichen, durch die Erfahrung bewährten Stärken ausgeführt sind und sich seit langen Jahren als völlig standsicher erwiesen haben, einen so grossen Kantendruck, welcher weit über das als zulässig erachtete Maass der Belastung von frischem Mauerwerk hinausgeht. Ich will das durch einige Beispiele zeigen.

1) Bei einer gewölbten Eisenbahnbrücke, konstruirt nach den früher bei der hannoverschen Eisenbahn-Verwaltung, sowie bei den preussischen Eisenbahn-Verwaltungen bestandenen Vorschriften, nach welchen hunderte von Brücken mit bestem Erfolge ausgeführt sind, 12 m Spannweite, Höhe vom Fundament bis zum Kämpfer 6,0 m, Pfeilhöhe 2,0 m, Ueberschüttung über

dem Scheitel 1,3 m, Stärke der aus Bruchsteinen in Kalkmörtel ausgeführten Widerlagsmauer 5,0 m. Die gleichmässig vertheilte Belastung beträgt 3,36 kg/qcm. Die Resultante schneidet die Sohle in der Entfernung von der äussersten Mauerkante = 1,0 m. Das ist also der Punkt *E* der vorstehenden Abb. 19. Darnach berechnet sich der äusserste Kantendruck

$$N_{max} = \frac{2P}{3bc} = 11,2 \text{ kg/qcm.}$$

Die als zulässig erachtete Belastung von Bruchstein-Kalkmörtel-Mauerwerk ist aber nur 5 kg/qcm, also ist die berechnete Spannung $2\frac{2}{5}$ mal so gross.

2) Brücke der hannoverschen Eisenbahnen: Spannweite 9,1 m, ganze Höhe von der Fundamentsohle bis zur Bahnkrone 9,0 m, Höhe von der Sohle bis zum Kämpfer 6,0 m, Pfeilhöhe des Flachbogens 1,5 m, Stärke der Bruchstein-Widerlagsmauer 4,0 m. Die gleichmässig vertheilte Belastung beträgt 2,9 kg/qcm. Die Resultante schneidet die Sohle in der Entfernung von der äusseren Kante = $\frac{1}{5}$ der Mauerstärke. Der äusserste Kantendruck berechnet sich

$$N_{max} = \frac{2P}{3b \cdot c} = 9,7 \text{ kg/qcm,}$$

also ebenfalls erheblich über das zulässige Maass von 5 kg/qcm hinausgehend.

3) Bei einer Hochbau-Gewölbe-Konstruktion von 4,4 m Spannweite, Höhe bis zum Kämpfer 4,85 m, Pfeilhöhe 1,11 m, Uebermauerung über dem Scheitel 1,1 m, Stärke der Bruchstein-Widerlagsmauer 2,0 m, die gleichmässig vertheilte Last ist 2,4 kg/qcm. Die Resultante schneidet die Sohle in 0,4 m Entfernung von der äussersten Kante. Die Spannung der äussersten

Kante berechnet sich zu $N_{max} = 8,0$ kg, also auch weit über das zulässige Maass von 5 kg/qcm hinausgehend.

4) Bei einer Gebäude - Umfassungsmauer von 4 Geschossen je 3,5 m hoch, im 1. Geschoße = 77 cm stark, im 2. = 64 cm, im 3. = 51 cm, im 4. = 38 cm, die Absätze in der üblichen Weise nach innen vortretend, von Mauerziegeln in Kalkmörtel ausgeführt, berechnet sich, ohne Berücksichtigung der Gebäudelasten, der äussere Kantendruck an der Sohle in Folge excentrischer Belastung zu

$$N_{max} = 3,38 \text{ kg/qcm,}$$

und an der Innenkante = 0.

Die Spannung von 3,38 kg ist nun zwar noch erheblich geringer als die zulässige, aber die grosse Ungleichheit des Druckes, an der äussern Kante 3,38 kg, an der innere Kante = Null, ist offenbar im hohen Grade bedenklich, weil dadurch eine ganz ungleiche Zusammendrückung des Mauerwerks, und eine sehr ungleiche Belastung des Bodens unter der Sohle veranlasst wird.

5) Bei einer aus Bruchsteinen in Kalkmörtel ausgeführten Thurmmauer von 5 Geschossen, das 1. Geschoss über Sockel 2,5 m stark, 8,4 m hoch, das 2. 2 m stark, 8,5 m hoch, das 3. 1,5 m stark, 9,6 m hoch, das 4. 1,0 m stark, 9,0 m hoch, das 5. 0,75 m stark, 5,0 m hoch, berechnet sich die äussere Kantenspannung zu $N = 13,30$ kg/qcm, und an der inneren Seite auf 30 cm Breite = 0. Zu den vorstehenden 13,30 kg kommt sodann noch in Folge Gewölbeschub hinzu 2,07 kg, so dass die ganze Spannung an der äussern Kante sich berechnet zu 15,37 kg/qcm, also weit über das zulässige Maass hinaus.

6) In den von mehreren Sachverständigen erstatteten Gutachten, betreffend den Einsturz eines im Bau begriffenen Thurmes, ist eine Kantenspannung von bezw. 20, 15, 13 kg/qcm nach der vorbesprochenen Methode berechnet. Das Mauerwerk war aus bossirten Sandbruchsteinen und Kalkbruchsteinen in Kalkmörtel ausgeführt, und es hat zur Zeit des Einsturzes die gleichmässig über die Grundfläche vertheilte Belastung in der Basisfuge 8,58 kg/qcm betragen. Der eine Sachverständige, eine anerkannte Autorität im Gebiete der Baumechanik, bemerkt zu der berechneten Spannung von 15 kg/qcm, dass diese Spannung durchaus keine aussergewöhnlich hohe sei. Daraus ist zu entnehmen, dass dieser Sachverständige auch in andern Fällen ähnlich hohe Spannungen berechnet hat, und er eine Gefährdung durch diese Spannung bei ausgeführten Bauwerken nicht gefunden hat.

§ 13. In der That haben viele, viele Bauwerke, bei denen ähnlich grosse Kantenspannungen, wie die vorhin angegebenen, nach der vorbesprochenen Berechnungs-Methode sich berechnen, durch die Erfahrung als völlig sicher sich erwiesen.

Der in den vorstehenden Fällen bezeichnete grosse Kantendruck geht aber weit über das als zulässig erachtete Maass der Beanspruchung hinaus, man befindet sich also vor einem Widerspruche, und ist vor die Alternative gestellt:

entweder kann das Mauerwerk ohne Gefährdung einen erheblich grösseren Druck ertragen, als den für zulässig anerkannten;

oder die Kantenspannung ist geringer, als sie nach der vorbesprochenen Berechnungsmethode sich ergibt.

In Betreff der ersten Alternative ist hervorzuheben, dass die geltenden Sätze des zulässigen Druckes von Mauerwerk nach sorgfältigen, umfassenden Erfahrungen ermittelt, daher als richtig anzuerkennen sind.

Zwar scheint es auf den ersten Blick, dass der dabei angenommene 10fache Sicherheitsgrad sehr wohl ermässigt werden könne; es ist aber zu berücksichtigen, dass dieser hohe Sicherheitsgrad auf altes Mauerwerk, in welchem der Mörtel völlig steinartig erhärtet ist, sich bezieht. In frischem Mauerwerke, und insbesondere in frischem Kalkmörtel-Mauerwerke ist ein so grosser Sicherheitsgrad längst nicht vorhanden. Beim Vermauern poröser Steine (poröse Ziegel, poröse Sandsteine etc.) verliert allerdings gleich nach dem Vermauern der Mörtel den breiigen Zustand, da die porösen Steine dem Mörtel den grössten Theil seines Wassers entziehen, aber er ist zwischen den Fingern noch leicht zerreiblich; erst nach dem Austrocknen wird die Masse fester, bleibt aber doch noch längere Zeit leicht zerbrechlich und zerreiblich.

Die in den Mittheilungen der Königl. tech. Versuchsanstalten zu Berlin, 2. Jahrg. 1884 mitgetheilten Zerdrückungsversuche haben ergeben:

1) Mauerwerks-Würfel aus gewöhnlichen Mauerziegeln in Kalkmörtel (1 Thl. Kalk, 2 Thl. Sand), 3 Monate alt wurden vollständig zerdrückt durch 73—83 kg/qcm;

2) Der Kalkmörtel für sich durch 12,5 kg/qcm.

Diese Versuche sind für starkes Mauerwerk nicht gültig, da die Erhärtung des Mörtels in starken Mauern viel langsamer vor sich geht, als in kleinen Versuchsstücken. Demnach beträgt das Zerdrückungs-

gewicht in starken Mauern erheblich weniger als 70 kg/qcm, und somit ist bei einer als zulässig angenommenen Belastung von 7 kg/qcm nach 3 Monaten noch längst keine 10 fache Sicherheit vorhanden.

Ganz besonders ungünstig ist das Verhalten des Kalkmörtels in Bruchsteinmauerwerk aus dichtem Gestein, z. B. dichtem Kalkstein, oder Granit, Syenit etc. Solches Gestein ist so wenig porös, dass es dem Mörtel nur sehr wenig Wasser entziehen kann. Wenn nun auch der Mörtel für solches Mauerwerk recht steif, d. h. mit möglichst wenig Wasser bereitet wird, so bleibt derselbe im Innern starker Mauern doch lange Zeit hindurch weich, also nachgiebig.

Bei dem eingestürzten westlichen Thurme der hiesigen evangelischen Garnisonkirche betrug zur Zeit des Einsturzes am 25. Juli 1893 die Belastung über dem Sockel 8,58 kg/qcm. Bei dem gleichen östlichen Thurme waren zu dieser Zeit bereits so erhebliche Risse, Verdrückungen und Ausbauchungen eingetreten, dass der Abbruch als geboten erachtet werden musste. Die Belastung dabei war ebenso wie bei dem westlichen Thurme. Diese Thürme waren aus Kalkbruchsteinen und quaderartig bossirten Sandsteinen in Kalkmörtel aufgeführt. Das 1. Geschoss war am 5. April 1892 begonnen, hatte also zur Zeit des Einsturzes ein Alter von $15\frac{2}{3}$ Monaten. Der Mörtel in den untern Schichten war noch leicht zerreiblich.

In meiner Schrift „Die Festigkeit der Baumaterialien, Hannover 1891“, habe ich S. 54 angeführt, dass bei einem in hiesiger Gegend ausgeführten Bau von Eis- und Bier-Lagerkellern das bei nassem Wetter in Kalkmörtel aufgeführte Ziegelmauerwerk schon bei einer Belastung von 4 bis 5 kg/qcm, und frisches, in

Kalkmörtel ausgeführtes Bruchsteinmauerwerk bei 3 bis 3,5 kg/qcm nachzugeben begann.

Die Belastung von Mauerwerk darf aber nicht grösser sein, als dasselbe bei der Ausführung völlig sicher zu ertragen vermag, und somit muss man, unter Berücksichtigung des Vorstehenden, in der Ueberzeugung bestärkt werden, dass die Vorschrift der Bau-Abtheilung des Königl. Preussischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten vom 16. Mai 1890 über die zulässige Belastung von Mauerwerk, und zwar:

	kg/qcm
Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel	5
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel ..	7
Ziegelmauerwerk in Cementmörtel.....	12
Bestes Klinkermauerwerk in Cementmörtel ...	14—20
Mauerwerk aus porigen Steinen, je nach der Festigkeit derselben	3—6

als völlig berechtigt anzuerkennen ist.

Somit ist die vorhin aufgestellte erste Alternative zu verneinen und darnach die zweite Alternative als gültig zu erachten, nämlich dass bei excentrischer Belastung von Mauerwerk die Kantenspannung geringer ist, als die vorbesprochene Berechnungs-Methode sie ergiebt.

§ 14. Von mehreren Seiten ist die Ansicht ausgesprochen, dass die Gesetze der Biegungs-Elasticität auf Mauerwerk nicht anwendbar seien, insbesondere nicht auf frisches Kalkmörtelmauerwerk. Diese Ansicht ist in Betreff des Cementmauerwerks als berechtigt nicht anzuerkennen.

Der Cement-Beton hat bekanntlich einen höheren Grad der Biegefestigkeit. Man wendet ihn in aus-

gedehntestem Maasse zu Deckenkonstruktionen an, wobei also die Biegungsfestigkeit in Anspruch genommen wird.

Wie im § 7 angegeben, ist für Cement und Cement-Beton nach drei Monaten anzunehmen:

die Druckfestigkeit K_d = 160 kg/qcm

die Zugfestigkeit K_z = 18 kg/qcm

Bei zunehmendem Alter erhöhen sich diese Werthe.

Die Biegungsfestigkeit beträgt etwa $\frac{1}{4}$ der Druckfestigkeit.

Ebenso oder doch ähnlich ist das Verhalten des Cementmörtel-Mauerwerks.

Bei altem Kalkmörtel-Mauerwerke, in welchem der Mörtel steinhart geworden, ist unbestreitbar ein hoher Grad der Zugfestigkeit, und somit auch ein hoher Grad der Biegungsfestigkeit vorhanden.

Erheblich ungünstiger ist das Verhalten des frischen Kalkmörtel-Mauerwerks. Dasselbe hat nach 3 Monaten, ja auch nach 12 Monaten nur einen geringen Grad der Zugfestigkeit, und somit also auch nur einen geringen Grad der Biegungsfestigkeit.

Meines Wissens ist die Zugfestigkeit derartigen Mauerwerks durch Versuche noch nicht ermittelt, und deshalb die Bitte an die Versuchsanstalten berechtigt, im Interesse der Wissenschaft als auch wegen des hohen Werthes für die Baupraxis, durch Versuche die Zugfestigkeit von Kalkmörtel-Mauerwerk zu ermitteln. Diese Versuche müssen an in Kalkmörtel vermauerten Steinen ausgeführt werden, und nicht mit blossen Kalkmörtelstücken, weil bei diesen der Festigkeitsgrad geringer ist als bei dem Mörtel der Steinfugen. Auch müssen die kleinen Versuchs-Mauerstücke, von Mauerwerk zunächst 3—12 Monate umschlossen gehalten werden, um dieselbe Beschaffenheit zu erlangen, welche in starken

Mauern vorhanden ist. Würden die kleinen Versuchsstücke ohne weiteres der freien Luft ausgesetzt werden, so würden sie einen höheren Festigkeitsgrad ergeben, als er in starken Mauern vorhanden ist.

Die Zugfestigkeit der Steine beträgt nach Bauschinger etwa $\frac{1}{26}$ der Druckfestigkeit. So gross ist die Zugfestigkeit von 3 bis 6 Monate alten Kalkmörtel-Mauern gewiss nicht. Vorläufig mag angenommen werden, dass die Zugfestigkeit von solchem Mauerwerke etwa $\frac{1}{36}$ der Druckfestigkeit beträgt.

Die Druckfestigkeit von gewöhnlichem Kalkmörtel-Ziegelmauerwerk ist $= 70 \text{ kg/qcm}$, demnach ist die Zugfestigkeit bis auf Weiteres zu $2,0 \text{ kg/qcm}$ anzunehmen.

§ 15. Unter diesen Annahmen, und unter der vorläufigen Annahme, dass das Elasticitätsgesetz auf frisches Kalkmörtel-Mauerwerk angewandt werden könne, sowie unter Beachtung des Umstandes, dass bei der Biegung von Mauerwerk eine Verschiebung der neutralen Achse stattfindet, wie solche vorhin im 1. Abschnitte für solche Körper nachgewiesen ist, bei denen die Druck- und Zugfestigkeit verschieden gross sind, ergibt sich für Kalkmörtel-Ziegelmauerwerk, 3 bis 6 Monate alt, Folgendes:

Die Druckfestigkeit ist anzunehmen zu 70 kg/qcm ; die Zugfestigkeit vorläufig zu $2,0 \text{ kg/qcm}$; das Verhältniss der Zug- zur Druckfestigkeit ist darnach $1:36$ (an der Bruchgrenze).

Die zulässige Belastung ist anzunehmen zu 7 kg/qcm .

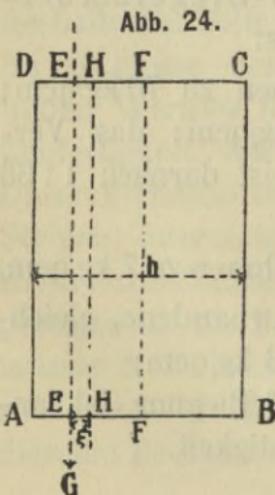
Die in einem vorliegenden Falle vorhandene, gleichmässig vertheilte Belastung betrage 3 kg/qcm ;

die zulässige Beanspruchung auf Biegung ist anzunehmen zu $\frac{1}{4} - \frac{1}{5}$ der Biegefestigkeit.

Darnach ergibt sich folgende Tabelle (vergl. §§ 6 u. 7):

In Anspruchnahme auf Biegung	Auf 1 qcm kg		Verhältniss von	
	Zug K_z	Druck K_d	K_z	K_d
P	2,0	70	1 :	$1 + \frac{35}{4} = 36$
$\frac{1}{4} P$	0,5	5	1 :	$1 + \frac{35}{4} = 10$
$\frac{1}{5} P$	0,4	3,2	1 :	$1 + \frac{35}{5} = 8$

Für die beispielsweise angenommene gleichmässig verteilte Belastung von 3 kg/qcm ergibt sich das Verhältniss von Zug zu Druck wie 1:8, also das Verhältniss der Entfernungen der neutralen Achse von den Aussenkanten der Mauer bzw. auf der Druckseite und der Zugseite, $h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{8} = 1 : 2,8$, also $h_{II} = 0,26 h$ und $h_I = 0,74 h$, wenn man die Stärke der Mauer mit h bezeichnet (der leichtern Vergleichung halber mit der Bezeichnung im 1. Abschnitte).



Die nebenstehende Abb. 24 stelle vor den Vertikal-Durchschnitt eines Mauerpfilers $ABCD$ aus Ziegeln in Kalkmörtel, mit rechteckiger Grundfläche. Die Mittellinie FF ist die Schwerpunktachse. Bei der vorstehend angenommenen Belastung von 3 kg/qcm ist nach der vorstehenden Ermittlung die verschobene neutrale Achse HH von der linken Druckseite $= 0,26 h$ ent-

fernt. Wirkt nun die excentrische Last G in dem Punkte E , in der Entfernung HE , links von der neutralen Achse HH , so ist diese Entfernung HE der Werth ξ der früher angegebenen Formel, da die neutrale Achse HH die Drehachse ist, nicht aber die Mittellinie FF .

Folgendes Beispiel zeigt den grossen Unterschied der beiden fraglichen Berechnungs - Methoden. Der Mauerwerkspfeiler Abb. 24 habe die Stärke $h = 100$ cm und die Breite 100 cm, also die Grundfläche $= 10\,000$ qcm. Die excentrische Kraft $G = 30\,000$ kg. wirke bei E in der Entfernung von $A = 20$ cm. Die Drehachse HH ist nach der vorstehenden Ermittlung von A entfernt $= 0,26 h = 26$ cm, also ist $EH = \xi = 6$ cm. Darnach berechnet sich die Vergrösserung des Kantendrucks bei A nach der Formel

$$N_2 = \frac{G \cdot \xi \cdot z}{T} = \frac{30\,000 \cdot 6 \cdot 26}{14\,093\,000} = 0,33 \text{ kg.}$$

(Das Trägheitsmoment T , bezogen auf die Achse HH , ist

$$T = \frac{100 \cdot 100^3}{12} + 100 \cdot 100 \cdot 24^2.)$$

Die Vergrösserung des Kantendrucks bei A beträgt also nach vorstehender Berechnung $0,33$ kg/qcm, somit der ganze Kantendruck $3 + 0,33 = 3,33$ kg.

Dagegen ergibt sich für das vorstehende Beispiel der ganze Kantendruck nach der im § 10, Seite 50, Abb. 18 angeführten Methode zu $3\frac{1}{3} \times 3$ kg $= 10$ kg/qcm.

Greift die excentrisch wirkende Kraft G in der neutralen Achse HH , oder in einem Punkte zwischen H und der Mittellinie F an, so ist ein Drehmoment nicht vorhanden, und findet dann also eine Vergrößerung des Kantendruckes über die gleichmässig vertheilte Belastung nicht statt.

Nach meiner Ueberzeugung, die ich nachfolgend näher begründen werde, ist das Elasticitätsgesetz auf frisches Kalkmörtel-Mauerwerk nicht anwendbar, und daher das vorstehend ermittelte Resultat als richtig nicht anzuerkennen.

Für einen in Cementmörtel ausgeführten Pfeiler von 1,0 m Stärke und 1,0 m Breite stellt sich die Berechnung wie folgt:

Die Druckfestigkeit ist anzunehmen zu 160 kg und die Zugfestigkeit zu 18 kg/qcm (an der Bruchgrenze), also das Verhältniss der Zug- zur Druckfestigkeit wie 1 : 9.

Die zulässige Belastung ist anzunehmen zu 12 bis 13 kg/qcm.

Die gleichmässig vertheilte Belastung betrage beispielsweise 4 kg/qcm.

Darnach ergibt sich folgende Tabelle (vergl. §§ 6 u. 7.):

Inanspruchnahme auf Biegung	Auf 1 qcm kg		Verhältniss von	
	Zug K_z	Druck K_d	$K_z : K_d$	
P	18	160	1 :	$1 + 8 = 9$
$\frac{1}{4} P$	4,5	13	1 :	$1 + \frac{8}{4} = 3$
$\frac{1}{5} P$	3,6	9,3	1 :	$1 + \frac{8}{5} = 2\frac{3}{5}$
$\frac{1}{6} P$	3	7	1 :	$1 + \frac{8}{6} = 2\frac{1}{3}$
$\frac{1}{7} P$	2,6	6	1 :	$1 + \frac{8}{7} = 2\frac{1}{7}$
$\frac{1}{8} P$	2,25	4,5	1 :	$1 + \frac{8}{8} = 2$

Für die angenommene gleichmässig vertheilte Belastung von 4 kg/qcm ergibt sich das Verhältniss von Zug zu Druck wie 1:2, also das Verhältniss der Entfernungen der neutralen Achse von den Aussenkanten der Mauer bezw. auf der Druckseite und der Zugseite $h_{II} : h_I = 1 : \sqrt{2} = 1 : 1,4$, also $h_{II} = 0,4 h$ und $h_I = 0,6 h$.

Wirkt nun die excentrische Last G in der Entfernung AE (Abb. 24) $= \frac{1}{5} h = 20$ cm, so ist die Entfernung dieses Angriffspunktes von der neutralen Achse $HH = \xi = 20$ cm, und sonach berechnet sich die Vergrösserung des Kantendruckes bei A

$$N_2 = \frac{G \cdot \xi \cdot z}{T} = \frac{40000 \cdot 20 \cdot 40}{9333000}$$

$$= 3,4 \text{ kg,}$$

Dazu..... = 4,0 kg gleichförmig vertheilt

$$= 7,4 \text{ kg/qcm.}$$

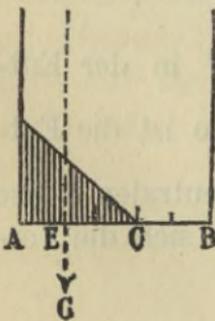
Dagegen ergibt die im § 10 Seite 50 angeführte Methode $3\frac{1}{3} \times 4 \text{ kg} = 13\frac{1}{3} \text{ kg/qcm}$.

Derselbe Betrag ergibt sich auch für Kalkmörtel-Mauerwerk, falls dabei die gleichmässig vertheilte Belastung 4 kg/qcm beträgt.

Ist die gleichmässig vertheilte Belastung eine grössere, so berechnet sich nach der vorbezeichneten Methode auch ein noch grösserer Kantendruck. Bei einer gleichmässig vertheilten Belastung von 5 kg/qcm ergibt sich der Kantendruck in den vorstehend behandelten Beispielen zu $3\frac{1}{3} \times 5 \text{ kg} = 16\frac{2}{3} \text{ kg/qcm}$, und bei einer gleichförmig vertheilten Belastung von 6 kg/qcm berechnet sich der Kantendruck zu $3\frac{1}{3} \times 6 \text{ kg} = 20 \text{ kg/qcm}$.

§ 16. Einen solch grossen Druck, welcher weit über das Maass der zulässigen Belastung hinaus geht, kann das Mauerwerk, besonders das frische Kalkmörtel-Mauerwerk nicht ertragen.

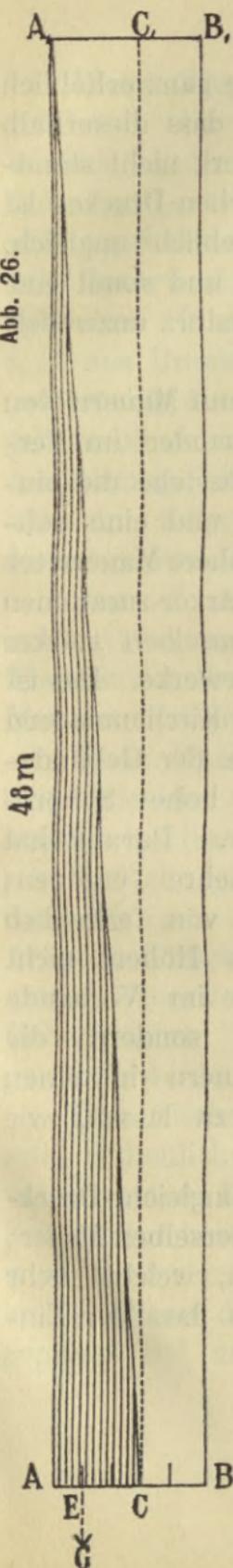
Abb. 25.



Ausserdem kommt sodann noch in Betracht die grosse Ungleichmässigkeit des Druckes, welche nach der dreieckigen Druckfigur (Abb. 25) innerhalb der Mauerstärke sich ergibt.

Ist der Angriffspunkt der excentrisch wirkenden Last G in E von der Kante A $\frac{1}{5}$ der Mauerstärke entfernt, so ist

Abb. 26.



der wirksame Querschnitt $AC = \frac{3}{5}$ der Grundfläche AB , und es ergibt sich darnach der Kantendruck bei A zu $3\frac{1}{3}$ mal der über die ganze Grundfläche AB gleichmässig vertheilten Belastung. Wird diese nun zu nur $2\frac{1}{2}$ kg/qcm angenommen, so beträgt der Kantendruck bei $A = 8$ kg/qcm.

1 cbm Ziegelmauerwerk wiegt 1600 kg, also ein Prisma von 1 qcm Grundfläche und 1,0 m Höhe

$$= \frac{1600}{10000} = \frac{1}{6} \text{ kg.}$$

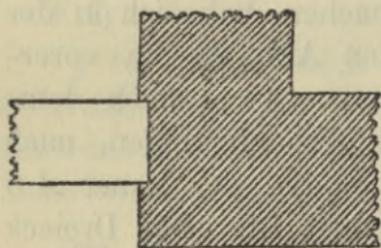
Demnach beträgt die Höhe eines Mauerwerkskörpers, der an seiner Sohle einen Druck von 8 kg auf das qcm ausübt, 48 m.

Um sich nun eine richtige Vorstellung von der fraglichen Druckwirkung zu machen, habe ich in der nebenstehenden Abb. 26 die vorermittelte Höhe von 48 m nach demselben Maassstabe aufgetragen, nach welchem die Stärke der Mauer $AB = 5$ m gezeichnet ist. Das Dreieck ACA_1 bezeichnet die Druckfigur. Darnach ist an der linken Aussenseite der Mauer der volle Druck von 48 m Höhe vorhanden, von da nimmt der Druck stark ab bis C , woselbst der Druck $= 0$ ist. In dem rechten Theile der Mauer CB soll ein Druck nicht vorhanden sein.

Darnach ist also in der Mauer eine ganz erheblich ungleiche Druckwirkung vorhanden, so dass dieserhalb das in Kalkmörtel ausgeführte Mauerwerk nicht standfähig ist. In Folge des so sehr ungleichen Druckes ist die Zusammendrückung gleichfalls erheblich ungleich, so dass die Steine zerbrochen werden, und somit eine solche Zerklüftung entsteht, dass der Einsturz unzweifelhaft eintreten muss.

Die Erfahrung hat gelehrt, dass wenn Mauern von erheblich verschiedener Höhe mit einander im Verbande ausgeführt sind, an der Anschlussstelle die eingreifenden Steine abgebrochen werden und eine vollständige Trennungsfuge entsteht. Das höhere Mauerwerk wird in Folge des grösseren Druckes stärker zusammengepresst, auch der Erdboden unter demselben stärker gepresst, als bei dem niedrigeren Mauerwerke. Das ist z. B. der Fall bei dem Anschlusse der Kirchenmauern an die Thürme, sowie beim Anschlusse der Gebäude-

Abb. 27.



mauern an hohe Schornsteine u. s. w. Daraus hat sich die Lehre ergeben, Mauerwerke von erheblich verschiedenen Höhen nicht mit einander im Verbande auszuführen, sondern die niedrigen Mauern in einen

Falz der höheren Mauern eingreifen zu lassen, wie Abb. 27 zeigt.

Erheblich gefährlicher ist die stark ungleiche Druckwirkung innerhalb der Stärke ein und derselben Mauer; es entstehen drei abgetrennte Lamellen, welche mehr oder weniger zertrümmert werden, so dass der Einsturz erfolgen muss.

Dieser Vorgang ist nun aber bei regelrecht ausgeführten Mauerwerken nicht beobachtet. Bei den Widerlagsmauern grösserer Brücken z. B., in denen in Folge des Gewölbeschubes eine stark excentrische Druckwirkung stattfindet, hat man bei regelrechter Ausführung des Mauerwerks die vorbezeichnete Zerstörung nicht gefunden. Wenn das Mauerwerk regelwidrig, im Innern z. B. aus Bruchsteinen als sogen. Füllmauerwerk ausgeführt ist, dann haben sich freilich Zerstörungen ergeben, diese sind dann aber die Folge der schlechten Ausführung. Bei regelrecht ausgeführtem Mauerwerke hat sich in Folge der stattfindenden excentrischen Druckwirkung eine derartige Zerstörung nicht gezeigt.

Darnach muss man also auch aus diesem Grunde in der Ueberzeugung bestärkt werden, dass die fragliche Theorie der Druckvertheilung für frisches Kalkmörtel-Mauerwerk keine Gültigkeit hat.

Diese Theorie hat unzweifelhaft Gültigkeit für Schmiedeeisen und Stahl, da bei diesen Materialien die neutrale Achse durch den Schwerpunkt der Querschnittsfläche geht; bei Gusseisen, Holz, Stein- und Cementkörpern ist die Verschiebung der neutralen Achse in Berücksichtigung zu ziehen, auf frisches Kalkmörtel-Mauerwerk kann aber, nach meiner gewonnenen Ueberzeugung, die so modificirte Theorie nicht angewandt werden.

Das frische Kalkmörtel-Mauerwerk ist kein derartig einheitlicher, elastischer Körper, als die anderen vorgenannten Körper. Der Kalkmörtel bleibt lange Zeit hindurch zerreiblich, verschieblich, quetschbar; er wird unter starkem Drucke in sich zusammengedrückt, in die Poren der Steine und Zwischenräume hineingepresst und auch aus den Fugen herausgequetscht,

auch vermindert sich in Folge des Austrocknens sein Volumen. In Folge dieser Vorgänge tritt eine erhebliche Höhenverminderung, das sogen. Setzen, ein. Nach Aufhören des Druckes kehrt das Mauerwerk nicht in den früheren Zustand zurück, wie bei elastischen Körpern. Wirkt ein starker Druck auf einen kleinen Theil der Oberfläche, so vertheilt sich der Druck in Folge des Steinverbandes in das umgebende Mauerwerk. Das Verhalten des frischen Kalkmörtel-Mauerwerks bei starker Belastung ist also ein wesentlich anderes als das Verhalten der übrigen vorgenannten Körper, und sonach ist es erklärlich, dass die Biegungstheorie und die daraus abgeleitete Druckvertheilung auf frisches Kalkmörtel-Mauerwerk keine Anwendung finden kann.

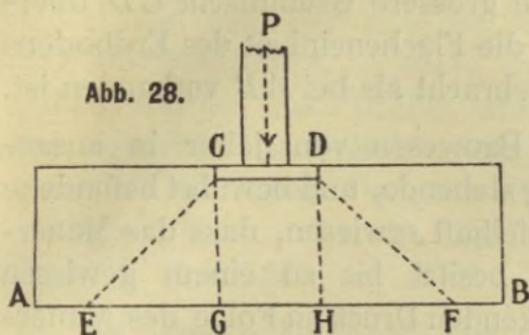
Demnach kann die vorhin im § 15 versuchte Anwendung jener Theorie auf solches Mauerwerk, und das daraus gewonnene Resultat als richtig nicht anerkannt werden.

Man kann sich der Erkenntniss nicht verschliessen, dass durch eine grosse, stark excentrisch wirkende Kraft eine stärkere Spannung veranlasst wird, als jenes Resultat ergeben hat. Zwar ist nicht zu bestreiten, dass in Folge des Mauerverbandes eine Uebertragung des Druckes, und somit eine Vertheilung desselben stattfindet, aber es muss höchst unwahrscheinlich erscheinen, dass diese Wirkung eine so grosse ist, als es nach jenem Resultate der Fall sein müsste.

§ 17. Somit muss eine andere Lösung der ob-schwebenden Frage erstrebt werden.

Zunächst will ich Einiges bemerken in Betreff der eben erwähnten Druck - Uebertragung in Folge des Mauerverbandes.

Abb. 28.



Wirkt auf eine Mauer von grösserer Länge AB , Abb. 28, ein stark belasteter Pfeiler CD , so muss unter demselben ein Unterlagsquader, oder eine gusseiserne Unterlagsplatte ange-

wandt werden, von solcher Grösse, dass der Druck auf das Mauerwerk nicht über das zulässige Maass hinausgeht. In Folge der starken Pressung entstehen alsdann ab und an Trennungsfugen CE und DF , und zwar bei Ziegelmauerwerk etwa unterm Winkel von 45° , und bei Bruchsteinmauerwerk unterm Winkel von 60° . Nach diesen Linien CE und DF findet also die Druckübertragung statt, so dass an der Sohle EF eine gleichmässige, oder doch eine nahezu gleichmässige Druckvertheilung entsteht. Ist der Druck bei CD ein sehr grosser, das Steinmaterial leicht zerbrechlich oder die Vermauerung schlecht ausgeführt, so entstehen alsdann vertikale Trennungsfugen CG und DH , wobei die verbandmässig durchgreifenden Steine durchbrochen werden. Andernfalls aber ist das Verhalten so wie vorhin angegeben.

Abb. 29.

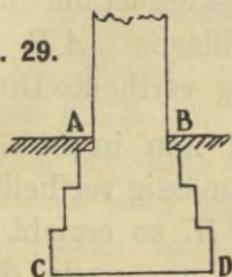
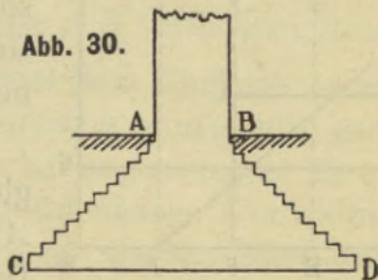


Abb. 30.



Darauf gründet sich auch die Erbreiterung der Fundamente, Abb. 29 und Abb. 30. Dadurch wird

der Druck AB auf die grössere Grundfläche CD übertragen und somit auf die Flächeneinheit des Erdbodens ein geringerer Druck gebracht als bei AB vorhanden ist.

Durch diese, im Bauwesen von jeher in ausgehntester Anwendung stehende, und bewährt befundene Anordnung ist unzweifelhaft erwiesen, dass das Mauerwerk die Eigenschaft besitzt bis zu einem gewissen Grade den darauf wirkenden Druck in Folge des Mauerverbandes zu übertragen.

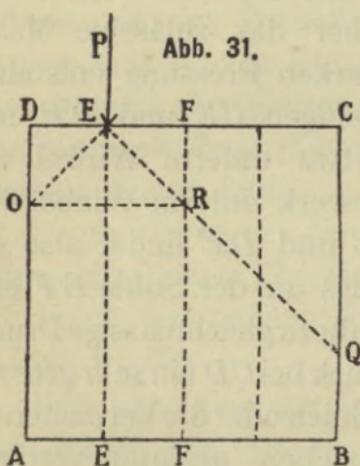


Abb. 31.

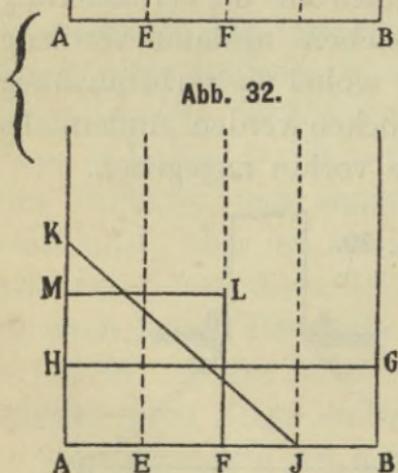


Abb. 32.

§ 18. Die vereinigte Schwerlinie einer excentrisch wirkenden Kraft und der, Abb. 31 im Querschnitt gezeichneten Mauer $ABCD$, habe ihren Angriffspunkt bei E in der Entfernung $DE = \frac{1}{4}$ der Mauerstärke DC , so würde nach der im § 10 unter Nr. 2 beschriebenen Theorie der Kantendruck bei A sich ergeben zu

$$N_{max} = \frac{2P}{3bc}, \text{ das ist } 2\frac{2}{3} \text{ mal}$$

so gross als der über die ganze Grundfläche AB gleichmässig vertheilte Druck.

Ist nun in Abb. 32 der gleichmässig vertheilte Druck $ABGH$, so ergibt sich die Druckfigur nach der vorstehenden Formel zu AJK , worin AK das $2\frac{2}{3}$ fache des gleichmässig vertheilten Druckes AH ist.

Denkt man sich nun die Mauer in der Mitte nach FF durchgeschnitten, so wirkt dann die Kraft P bei E mitten auf die linke Hälfte, und es ist dann der Druck an der Sohle AF gleichmässig vertheilt, doppelt so gross als die über die ganze Mauer AB gleichmässig vertheilte Kraft. Die in Abb. 32 gezeichnete Druckfigur ist $AFLM$.

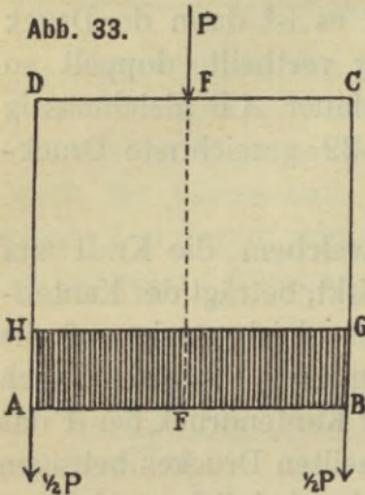
In diesem Falle also, in welchem die Kraft auf die Hälfte der Mauer $ABCD$ wirkt, beträgt der Kantendruck bei A nur das 2fache des gleichmässig auf die ganze Mauer AB vertheilten Druckes, während nach der vorbezeichneten Theorie der Kantendruck bei A das $2\frac{2}{3}$ fache des gleichmässig vertheilten Druckes betragen soll. Das muss als höchst unwahrscheinlich erscheinen.

In der ungetheilten Mauer, Abb. 31, findet die Druckvertheilung nach den Linien EO und ERQ statt. Bis zur Linie OR ist die Druckvertheilung nach links und nach rechts gleich; von da an hört aber die Vertheilung nach links auf, nach der rechten Seite hin schreitet aber die Druckvertheilung bis Q fort. Dadurch wird die Spannung bei O bis zu einem gewissen Grade vermindert, so dass also die Spannung bei A geringer wird als das Doppelte des gleichmässig über die ganze Grundfläche AB vertheilten Druckes.

§ 19. Früher hat man dem Einflusse excentrisch wirkender Kräfte auf Mauerwerk wenig oder gar keine Beachtung erwiesen, man hat angenommen, dass durch den Steinverband eine gleichmässige Vertheilung des Druckes an der Sohle bewirkt werde. Diese Annahme kann aber als berechtigt nicht anerkannt werden, sie steht mit dem Gesetze der Schwerkraft entschieden im Widerspruche.

Dieses Gesetz giebt Veranlassung zu folgender Erwägung.

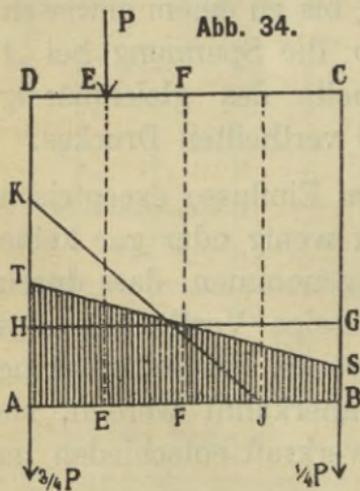
Abb. 33.



Wirkt auf die, Abb. 33 im Querschnitt gezeichnete Mauer $ABCD$, in deren Mitte F die Last P , so vertheilt sich bekanntlich der Druck gleichmässig über die Grundfläche AB ; auf jede Einheit (jedes qcm) kommt ein gleich grosser Druck, und somit ist also auch der Kantendruck bei A und B ebenso gross.

Denkt man sich die Sohle AB nur an den beiden Endpunkten A und B unterstützt, dazwischen aber frei, so kommt auf jedes der beiden Enden der Druck von $\frac{1}{2}P$. Diese Drücke verhalten sich also wie die Hebelarme $AF:BF=1:1$. Dasselbe Verhältniss ist bei dem über die ganze Grundfläche AB vertheilten Drucke hinsichtlich des Druckes auf das qcm an den beiden Kanten A und B vorhanden.

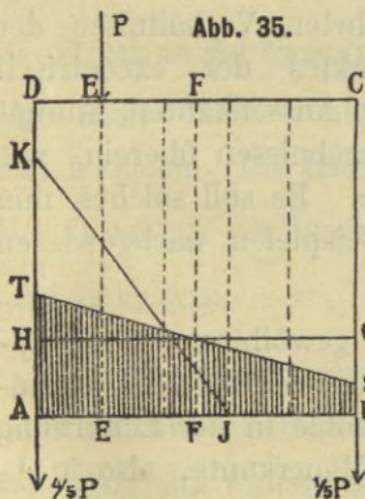
Abb. 34.



Wirkt nun aber nach Abb. 34 die Last P excentrisch bei E in der Entfernung von $\frac{1}{4}$ der Mauerstärke von der äussern Kante AD , wie im vorstehenden § 18 abgehandelt ist, so kommt dann auf die Enden der frei gedachten Sohle bei A der Druck von $\frac{3}{4}P$ und bei B der Druck von $\frac{1}{4}P$, nach dem umgekehrten Verhältnisse der beiden Hebelarme AE und BE .

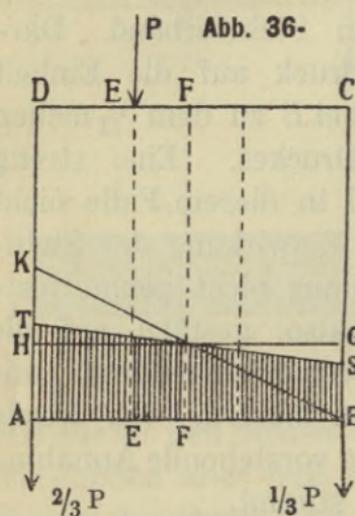
Es kann nun wohl angenommen werden, dass auch die Einheitsdrücke bei der durchweg unterstützten Sohle AB an den Kanten A und B ungefähr, annähernd in dem gleichen Verhältnisse von $3:1$ stehen werden, unter Berücksichtigung der ausgleichenden Einwirkung der Druckvertheilung durch den Steinverband. Danach ergibt sich der Kantendruck auf die Einheit bei A zu dem $1\frac{1}{2}$ fachen, und bei B zu dem $\frac{1}{2}$ fachen des gleichmässig vertheilten Druckes. Eine streng mathematische Ermittlung wird in diesem Falle nicht zu erreichen sein, weil sich die Einwirkung des Steinverbandes auf die Druckvertheilung nicht genau feststellen lässt. Man wird sich also, gestützt auf die vorliegenden Erfahrungen, mit einer ungefähren, annähernden Feststellung begnügen müssen. Ich werde nachfolgend nachweisen, dass die vorstehende Annahme recht gut mit den Erfahrungen stimmt.

Die nach dem Vorstehenden sich ergebende ungefähre Druckfigur ist in der Abb. 34 mit $ABST$ bezeichnet. $ABGH$ bezeichnet den gleichmässig vertheilten Druck, und AJK die Druckfigur, nach der im § 10 bezeichneten Theorie.



Wirkt die Last P nach der Abb. 35 in der Entfernung von $\frac{1}{5}$ der Mauerstärke von der äusseren Kante AD , so ist das Verhältniss der beiden Hebelarme $AE:BE=1:4$. Dem Vorstehenden gemäss ergibt sich alsdann der Kantendruck auf die Einheit, bei A zu $1\frac{3}{5}$, und bei B zu $\frac{2}{5}$ der

gleichmässig vertheilten Belastung, und die ungefähre Druckfigur zu $ABST$. — $ABGH$ bezeichnet den gleichmässig vertheilten Druck und AJK die Druckfigur nach § 10.



Wirkt die Last P in Abb. 36 in der Entfernung von $\frac{1}{3}$ der Mauerstärke von der äusseren Kante AD , so ist das Verhältniss der beiden Hebelarme $AE:BE = 1:2$. Darnach ergibt sich der Kantendruck auf die Flächeneinheit, bei A zu $1\frac{1}{3}$ und bei B zu $\frac{2}{3}$ des gleichmässig vertheilten Druckes, und die ungefähre Druckfigur zu $ABST$. — $ABGH$ bezeichnet den gleichmässig vertheilten

Druck, und ABK die Druckfigur nach § 10.

§ 20. Die vorstehend erörterte Ermittlung der Kantendrucke von Mauern bei excentrischer Belastung, und zwar nach dem umgekehrten Verhältnisse der Entfernungen des Angriffspunktes der excentrisch wirkenden Kraft von den beiden Aussenkanten, stimmt sehr gut mit den Erfahrungsergebnissen überein, wie vorhin bereits bemerkt wurde. Es soll solches nun an den im § 12 angeführten Beispielen nachgewiesen werden.

Zu 1. Widerlager einer gewölbten Eisenbahnbrücke aus Bruchsteinen in Kalkmörtel. Die Resultante schneidet die Fundamentsohle in der Entfernung von 1,0 m von der äusseren Mauerkante, also in $\frac{1}{5}$ der Mauerstärke. Der gleichmässig über die Grund-

fläche vertheilte Druck ist 3,36 kg/qcm. Darnach ergibt sich der Druck an der äusseren Kante zu $\frac{8}{5} \times 3,36 \text{ kg} = 5,3 \text{ kg/qcm}$, also nur wenig über die bei Bruchsteinmauerwerk in Kalkmörtel zulässige Belastung von 5 kg/qcm hinaus.

Die Berechnung nach der § 10 bezeichneten Theorie ergab 11,2 kg/qcm.

Der Druck an der Innenkante ergibt sich zu $\frac{2}{5} \times 3,36 \text{ kg} = 1,34 \text{ kg/qcm}$.

Zu 2. Widerlager aus Bruchsteinen in Kalkmörtel einer Eisenbahnbrücke. Die Resultante schneidet die Fundamentsohle in der Entfernung von $\frac{1}{5}$ der Mauerstärke. Der gleichmässig über die Grundfläche vertheilte Druck ist 2,9 kg/qcm. Darnach berechnet sich der Druck an der äusseren Kante zu $\frac{8}{5} \times 2,9 = 4,6 \text{ kg/qcm}$, also noch etwas weniger als die zulässige Belastung von 5 kg/qcm. Die Berechnung nach § 10 ergab 9,7 kg. Der Druck an der Innenkante ergibt sich zu $\frac{2}{5} \cdot 2,9 \text{ kg} = 1,16 \text{ kg/qcm}$.

Zu 3. Widerlager aus Bruchsteinen in Kalkmörtel einer Hochbau-Gewölbe-Konstruktion. Die Resultante schneidet die Fundamentsohle in $\frac{1}{5}$ der Mauerstärke.

Der gleichmässig über die Grundfläche vertheilte Druck ist $2,4 \text{ kg/qcm}$. Darnach ergibt sich der Druck an der äussern Kante zu $1\frac{3}{5} \times 2,4 \text{ kg} = 3,8 \text{ kg/qcm}$, also auch weniger als die zulässige Belastung von 5 kg/qcm . Die Berechnung nach § 10 ergab $8,0 \text{ kg}$.

Der Druck an der Innenkante ergibt sich zu $\frac{2}{5} \cdot 2,4 \text{ kg} = 0,96 \text{ kg/qcm}$.

Zu 4. Gebäude - Umfassungsmauer von Mauerziegeln in Kalkmörtel, 4 Geschosse, je $3,5 \text{ m}$ hoch; im 1. Geschosse 77 cm stark, im 2. Geschosse 64 cm , im 3. Geschosse 51 cm , im 4. Geschosse 38 cm ; die Absätze nach innen vortretend. Das ganze Gewicht auf 1 m Länge beträgt $8,06 \text{ cbm}$ je $1600 \text{ kg} = 12\,896 \text{ kg}$, somit kommt auf 1 qcm der Sohle $1,7 \text{ kg}$ gleichmässig vertheilter Druck. Die Schwerlinie des Profils ist an der Sohle von der Aussenseite 31 cm , und von der Innenseite 46 cm entfernt. Demnach verhält sich der Druck an der Aussenkante zu dem Drucke an der Innenkante wie $46:31$, und darnach berechnet sich der Druck an der Aussenseite zu $2,0 \text{ kg}$, und der Druck an der Innenseite zu $1,4 \text{ kg/qcm}$. Die Berechnung nach § 10 ergibt an der Aussenseite $3,38 \text{ kg}$ und an der Innenseite Null.

Zu 5. Thurmmauer aus Bruchsteinen in Kalkmörtel, wie im § 12 unter Nr. 5 beschrieben. Dasselbst ist bereits angegeben, dass nach § 10 der äussere Kantendruck einschliesslich Gewölbeschub zu $15,37 \text{ kg/qcm}$ und an der Innenseite auf 30 cm Breite zu 0 sich berechnet, also sehr weit über das zulässige Maass hinaus.

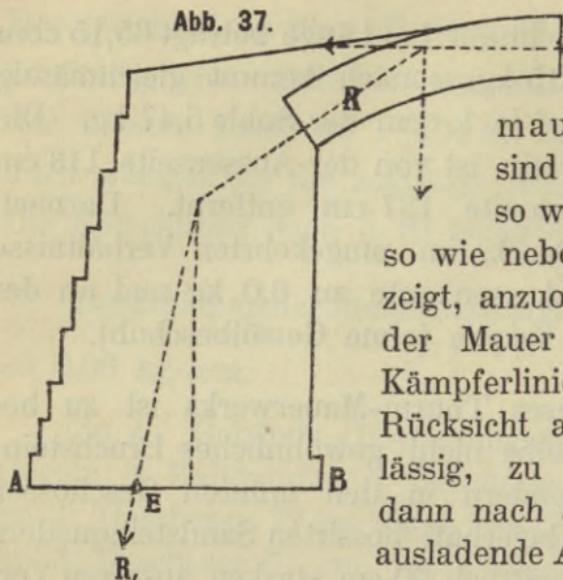
Das ganze Gewicht auf 1 m Länge beträgt 65,15 cbm je 2100 kg = 136 815 kg, sonach kommt gleichmässig vertheilter Druck auf je 1 qcm der Sohle 5,47 kg. Die Schwerlinie des Profils ist von der Aussenseite 113 cm und von der Innenseite 137 cm entfernt. Darnach verhält sich der Druck, im umgekehrten Verhältnisse stehend, an der Aussenkante zu 6,0 kg und an der Innenseite zu 4,94 kg/qcm (ohne Gewölbeschub).

In Betreff dieses Thurm-Mauerwerks ist zu bemerken, dass dasselbe nicht gewöhnliches Bruchstein-Mauerwerk ist, sondern in den unteren Geschossen grösstentheils aus lagerhaft bossirten Sandsteinquadern mit einer durchschnittlich 60 cm starken äusseren Verblendung aus lagerhaften Kalkbruchsteinen besteht. Dieses Mauerwerk hat selbstverständlich einen grösseren Grad der Tragfähigkeit als gewöhnliches Bruchstein-Mauerwerk.

§ 21. Die vorstehende Nachweisung ergibt, dass bei den vorgeführten Beispielen der äussere Kantendruck in Folge der excentrischen Kraftwirkung theils garnicht, theils nur wenig über das zulässige Maass der Inanspruchnahme des Mauerwerks hinausgeht.

Es ergibt sich daraus aber auch, dass die Druckvertheilung im Mauerwerke, und somit auch auf den Erdboden unter dem Fundamente in den meisten der angeführten Beispiele sehr beträchtlich ungleich ist. Dadurch wird aber unverkennbar die Sicherheit beeinträchtigt, und deshalb muss man als geboten erachten, die Excentricität thunlichst zu beschränken. Das führt zu verschiedenen Abweichungen von den bisher üblichen Konstruktionen.

Abb. 37.



Die Widerlagsmauern der Brücken sind demgemäss nicht so wie Abb. 19, sondern so wie nebenstehende Abb. 37 zeigt, anzuordnen. Die Stärke der Mauer ist oben, in der Kämpferlinie, so weit, als in Rücksicht auf das Gleiten zulässig, zu beschränken, sodann nach aussen eine kräftig ausladende Abtreppung, so wie eine starke Abtreppung der

Fundamentmauer herzustellen. Dadurch wird erreicht, dass die Entfernung der äusseren Kante A von dem Punkte E , in welchem die Stützlinie die Fundamentsohle schneidet, erheblich grösser, und somit die Excentricität erheblich vermindert wird.

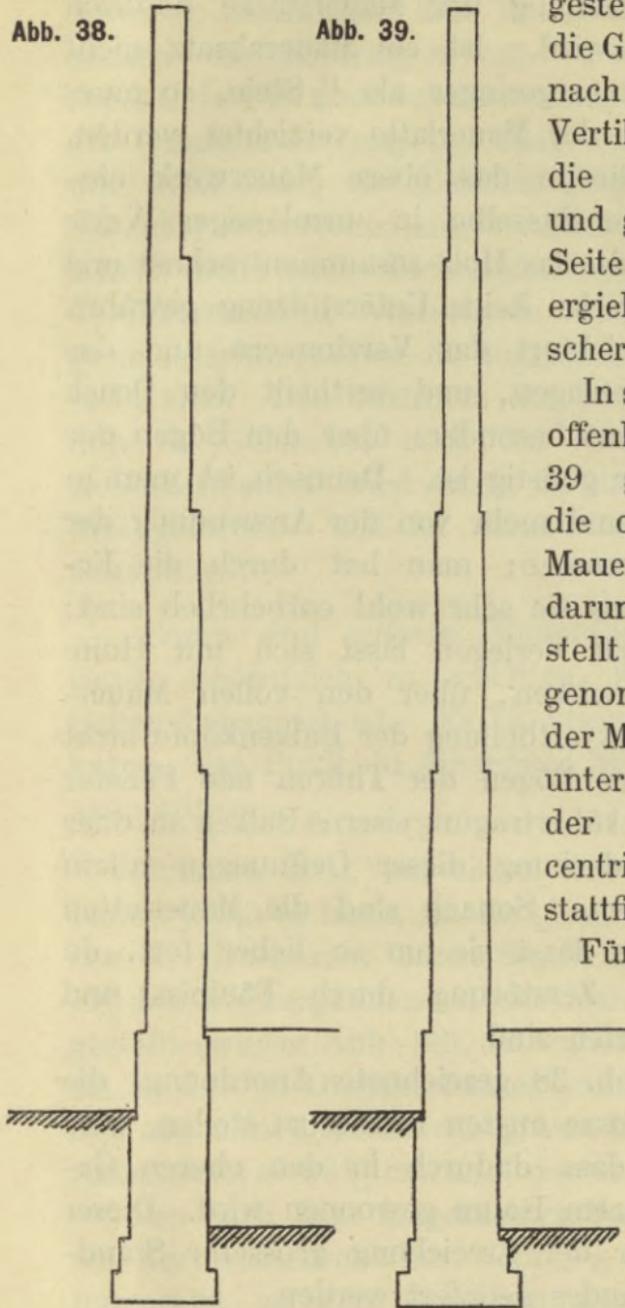
In den vorbesprochenen Beispielen Nr. 1 und 2, in denen die Entfernung AE nur $\frac{1}{5}$ der Mauerstärke beträgt, lässt sich unschwer, und mit nur geringem Mehraufwande an Mauerwerk, die Entfernung AE auf $\frac{1}{3}$ bringen, so dass alsdann der äussere Kantendruck nur das $1\frac{1}{3}$ fache des gleichmässig vertheilten Druckes beträgt.

Dieses Profil, Abb. 37, ist bereits von mehreren Baumeistern angewandt, in Erkenntniss des Umstandes, dass dabei die Kippungskante A weiter hinausgeschoben und dadurch der Widerstand gegen Kippen vergrössert wird.

Die Umfassungsmauern der Gebäude werden bekanntlich in ausgedehntestem Maasse so her-

Abb. 38.

Abb. 39.



gestellt, wie Abb. 38 zeigt; die Geschossemauern sind nach aussen in derselben Vertikalebene, so dass die Mauerabsätze ganz und gar nach der innern Seite vortreten. Dadurch ergibt sich ein excentrischer Druck.

In statischer Hinsicht ist offenbar das Profil, Abb. 39 günstiger, wonach die oberen schwächeren Mauern mitten auf die darunter stehenden gestellt sind, oder strenger genommen, nur soviel von der Mitte abweichen, dass unter Mitberücksichtigung der Gebäkelast die centrische Druckwirkung stattfindet.

Für die erstere Anordnung wurden mehrere Gründe geltend gemacht, die aber mehr oder weniger hinfällig sind. Früher war es allgemein üblich unter der

Balkenlage eine sogen. Mauerlatte anzuwenden, welche auf dem $\frac{1}{2}$ Stein starken Mauerabsätze ihr Auflager findet,

so dass eine Schwächung der Mauerstärke dadurch nicht herbeigeführt wird. Ist ein Mauerabsatz nicht vorhanden, oder ist er geringer als $\frac{1}{2}$ Stein, so muss auf die Anwendung der Mauerlatte verzichtet werden, weil andernfalls die in das obere Mauerwerk eingreifende Mauerlatte dasselbe in unzulässiger Weise schwächen würde, da das Holz zusammentrocknet und somit dem Mauerwerke keine Unterstützung gewährt. Die Mauerlatte erleichtert das Verzimmern und das Verlegen der Balkenlagen, und vertheilt den Druck der Balkenköpfe, was besonders über den Bögen der Thüren und Fenster günstig ist. Dennoch ist man in neuerer Zeit mehr und mehr von der Anwendung der Mauerlatten abgekommen; man hat durch die Erfahrung erkannt, dass sie sehr wohl entbehrlich sind; das Verzimmern und Verlegen lässt sich mit Hülfe von Maasslatten bewirken, über den vollen Mauerpfeilern ist die Druckvertheilung der Balkenköpfe nicht nöthig und über den Bögen der Thüren und Fenster wendet man zur Druckübertragung eiserne Balken an, oder bewirkt die Ueberdeckung dieser Oeffnungen allein durch eiserne Balken. Sonach sind die Mauerlatten entbehrlich und man lässt sie um so lieber fort, da sie der leichteren Zerstörung durch Fäulniss und Schwamm unterworfen sind.

Für die in Abb. 38 gezeichnete Anordnung, die Mauern aller Geschosse aussen bündig zu stellen, wird weiter angeführt, dass dadurch in den oberen Geschossen an nutzbarem Raum gewonnen wird. Dieser Vortheil muss aber der Erreichung grösserer Standicherheit des Gebäudes geopfert werden.

Weiter ist zu Gunsten der in Abb. 38 gezeichneten Anordnung und gegen die in Abb. 39 dargestellte An-

ordnung anzuführen, dass durch die äusseren Mauerabsätze das Eindringen von Wasser befördert wird. Diese Gefahr ist aber durch zweckmässige Konstruktionen, als Quaderabdeckung mit Falz oder Metallabdeckung, oder Abdeckung von glasierten Ziegeln in Cement vermauert, etc. zu verhindern, wie denn äussere Mauerabsätze durch vortretende Sockelmauern, aussen vortretende Geschossmauern, vortretende Gurt- und Brüstungsgesimse schon bisher in ausgedehntem Maasse hergestellt sind. Das Vortreten der Sockelmauern, und bei höheren Gebäuden auch das Vortreten der unteren Geschossmauern wird schon durch das ästhetische Gefühl gefordert, und ist daher bei vielen Bauwerken ausgeführt.

Somit sind äussere Mauerabsätze nicht in dem Grade bedenklich zu erachten, wie es von einigen Seiten behauptet ist. Es ist übrigens keineswegs geboten, das Profil in äusserster Strenge, wie Abb. 39 anzuordnen.

Werden z. B. bei einem 4 Geschosse hohen Gebäude je 3,5 m hoch, im Erdgeschosse 77 cm, in den oberen Geschossen bezw. 64, 51 und 38 cm stark, — in den 3 Obergeschossen die Mauern aussen bündig gestellt (wie in Abb. 38), so ergibt sich dann an der Basis des 1. Obergeschosses eine Excentricität von $5\frac{1}{2}$ cm, also die Entfernung von der Schwerlinie: der Aussenseite = $26\frac{1}{2}$ cm und der Innenseite = $37\frac{1}{2}$ cm, — also nach dem umgekehrten Verhältnisse der Druck an der Aussenseite zu dem $1\frac{1}{5}$ fachen und an der Innenseite zu dem $\frac{4}{5}$ fachen des gleichmässig vertheilten Druckes. Dieser Druckunterschied ist für das Mauerwerk zulässig. Lässt man nun die Mauer des

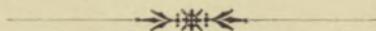
Erdgeschosses nach aussen 12 cm vortreten, so ist in dieser Mauer keine Excentricität des Druckes vorhanden.

Liegt nun aber gegen das Vortreten der Mauer des Erdgeschosses ein gewichtiger Grund vor, oder ist diese Mauer auch nur 64 cm stark, so lässt sich durch angemessene Vorsprünge des Sockels, bezw. der Grundmauer oder der Fundamentabsätze jedenfalls erreichen, dass an der Sohle des Fundamentes keine Excentricität, sondern eine gleichmässige Vertheilung des Druckes an der Sohle der Fundamentmauer und auf das Erdreich unter derselben vorhanden ist. Auf den letztern Umstand, die gleichmässige Vertheilung des Druckes auf den Erdboden, ist besonders grosser Werth zu legen, denn da der Widerstand der meisten Bodenarten geringer ist, als der Widerstand des Mauerwerks, so wird durch einen ungleichen Druck auf den Boden ein ungleiches Eindrücken in denselben, und in Folge davon die Zerklüftung des Mauerwerks, sowie das Verschieben, das Ausweichen des Fundamentes veranlasst.

Diesem Verhalten ist bisher nicht die nöthige Beachtung zugewandt. Man hat eben früher angenommen, dass der ungleiche Druck, der durch die Mauerabsätze entsteht, durch den Verband völlig, oder doch nahezu völlig ausgeglichen werde, so dass an der Fundamentsohle ein gleichmässiger Druck auf den Erdboden stattfinde. Es ist aber vorstehend dargelegt worden, dass diese Ansicht eine irrige ist, und dass daher der excentrischen Druckwirkung im Bauwesen die sorgfältigste Beachtung im Interesse der Sicherheit muss zugewandt werden.

Das Ausweichen der Umfassungsmauern findet in der Regel nach aussen statt, da dem Ausweichen nach innen die Scheidewände, sowie die Verstrebung durch die Decken entgegenwirken. Daher ist es rätlich, dass an der Fundamentsohle die Entfernung der Aussenkante von der Schwerlinie etwas grösser angenommen wird, als die Entfernung der Innenkante, so dass also eine mässige Excentricität nach Innen stattfindet.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW



30-8

S-96

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000295909