

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

L. inw.

266

34

34
54

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000295910

xxx
560

Die Festigkeit der Baumaterialien,

die Tragfähigkeit des Baugrundes

und die bei

Bauwerken in Betracht kommenden Belastungen

von

Ludwig Debo,

Königlicher Baurath, Professor der Baukunst an der Technischen Hochschule
zu Hannover.

F. Nr. 21353



Hannover 1891.

Schmorl & von Seefeld Nachf.

XXX

560

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

I 266



Druck von Carl Küster, Hannover.

Akc. Nr.

1644/49

Inhalts - Verzeichniss.

	Seite
Einleitung	1
I. Schmiedeeisen und Stahl	7
II. Gusseisen	27
III. Holz	44
IV. Mauerwerk	47
V. Steine	57
VI. Cement	60
VII. Beton ,	64
VIII. Die Tragfähigkeit des Baugrundes	66
IX. Die bei Bauwerken in Betracht kommenden Belastungen	68
X Nachtrag	76

Berichtigungen:

S. 64, Zeile 3 v. u. zu lesen I. Thl.

S. 64, „ 2 v. u. statt „ebenfalls“ zu lesen „eben satt“.

Einleitung.

Bei den Baukonstruktionen kommen bekanntlich in Betracht: erstens die darauf einwirkenden Kräfte, und zweitens das Maass der zulässigen Inanspruchnahme der zur Verwendung kommenden Baumaterialien. Daraus ergeben sich die den Konstruktionstheilen zu gebenden Stärken.

Der Konstrukteur ist verpflichtet, möglichst billig zu bauen, also die Stärken nicht grösser anzunehmen als nöthig ist. Daneben aber ist er auch verpflichtet, die Konstruktionen völlig sicher herzustellen, also nicht zu geringe Stärken anzunehmen.

In beiden Beziehungen kommt also wesentlich in Frage das Maass der zulässigen Inanspruchnahme der betreffenden Baumaterialien.

Wird dieses Maass grösser als zulässig angenommen, so erhalten die Konstruktionstheile eine zu geringe Stärke, haben dann also nicht den genügenden Sicherheitsgrad, und wird jenes Maass kleiner als zulässig angenommen, so werden die Theile stärker als nöthig, also die Kosten unnöthig erhöht.

Demnach ist für das Bauwesen das Maass der zulässigen Inanspruchnahme der Baumaterialien von der grössten Bedeutung.

Die Angaben darüber in den Lehrbüchern, Handbüchern, Hülfsbüchern, Zeitschriften etc., so wie die in der Praxis in Anwendung stehenden Werthe sind nun

aber zum Theil sehr verschieden, zum Theil sogar ganz erheblich von einander abweichend, wie aus den nachfolgenden Darlegungen sich ergeben wird.

Die herrschende grosse Verschiedenheit der fraglichen Werth-Angaben ist aber unverkennbar ein höchst gefahrvoller Uebelstand. Denn wenn bei Bauausführungen die höheren oder gar die höchsten Werth-Angaben angenommen werden, dann tritt unzweifelhaft nach verhältnissmässig kurzer Zeit der Fall ein, dass die Standfähigkeit des Bauwerks ans Ende gelangt und somit der Einsturz erfolgt.

Denn nach dem bestehenden Naturgesetze vermindert sich die Festigkeit der Baumaterialien im Laufe der Zeit. — Alles ist vergänglich auf Erden, alles vergeht mit der Zeit; die Zeit zerstört nach und nach alle Körper. — „Die böse Zeit, die nichts verschont, was wir auch ewig wähen, die niederreisst, was stolz wir aufgebaut!“ — Dieses von Alters her bekannte Naturgesetz ist unbestreitbar. Steine und Mörtel werden durch den Einfluss der Luft, der Nässe und des Frostes etc. zerstört, sie verwittern; das Holz wird durch Luft und Nässe, so wie auch durch Schwamm zerstört; und Eisen und Stahl werden durch das Rosten zerstört. Ferner vermindert sich bei den Baumaterialien durch die andauernde Inanspruchnahme die Cohäsion und die Elasticität. Auf diese Umstände muss bei den Konstruktionen gebührende Rücksicht genommen werden, und daher ist es geboten, bei Konstruktionen, welche eine lange Dauer haben sollen, einen diesen Umständen entsprechend grossen Sicherheitsgrad anzunehmen.

Es kommt ab und an der Fall vor, dass ein Bauwerk, welches längere Zeit bestanden hat, plötzlich, ohne besondere Veranlassung, einstürzt. Nach dem Vorstehen-

den ist das erklärlich; ein solches Bauwerk hat keinen genügenden Sicherheitsgrad besessen, und durch die im Laufe der Zeit erfolgte Abnahme der Festigkeit ist die Grenze der Widerstandsfähigkeit erreicht.

Derartige Fälle sind besonders bei den in neuerer Zeit zu ausgedehntester Anwendung kommenden Eisenkonstruktionen zu befürchten. Grössere Eisenkonstruktionen sind erst in der neueren Zeit entstanden, es liegen also darüber noch keine langjährigen Erfahrungen vor. Bei Stein- und Holzkonstruktionen nimmt man in der Regel 10fache Sicherheit an, d. h. die Inanspruchnahme zu $\frac{1}{10}$ der Bruchfestigkeit. Bei Eisenkonstruktionen aber wird häufig nur 3fache Sicherheit für ruhende Belastungen angenommen, und dabei die Bruchfestigkeit oftmals höher als berechtigt angesetzt, so dass dann in Wirklichkeit ein noch erheblich geringerer Sicherheitsgrad als 3 vorhanden ist. Da nun in Folge des vorerwähnten Naturgesetzes, sowie durch das Rosten die Widerstandsfestigkeit des Eisens sich vermindert, und da durch innere, von aussen nicht erkennbare Fehlerhaftigkeiten zuweilen die Widerstandsfähigkeit der Eisentheile beeinträchtigt wird, so ist es erklärlich, dass, wenn von vornherein nur ein geringer Sicherheitsgrad vorhanden ist, dann schon nach verhältnissmässig kurzer Frist der Einsturz erfolgen wird.

Wie schon vorhin gesagt, sind die Angaben über die zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien sehr verschieden, zum Theil sogar ganz erheblich von einander abweichend. Dasselbe ist der Fall in Betreff der Angaben über die Festigkeit der Baumaterialien, über die Eigengewichte derselben, über die bei den Bauwerken in Betracht kommenden Belastungen, sowie auch über die zulässige Belastung des Baugrundes. Die aus

älterer Zeit herstammenden Resultate sind theils unter Verhältnissen gewonnen, welche von den gegenwärtig bestehenden Verhältnissen abweichen, theils mittelst unvollkommener Versuchsvorrichtungen, theils ohne genügende Fachkenntniss oder Objectivität. Daher sind alle solche Versuchs-Resultate, welche nicht über allen Zweifel erhaben sind, zu verwerfen.

Die Ausführung der betreffenden Versuche zur Gewinnung der fraglichen Werthe ist mit grossen Opfern verknüpft. Es gehören dazu: viele Zeit, volle Sachkenntniss, Uebung, vollkommene Versuchs-Vorrichtungen, Anschaffung der Versuchs-Materialien u. s. w. Solche grosse Opfer kann ein Einzelner, sei er nun Professor oder ausführender Baumeister, aus eigenen Mitteln nicht aufwenden.

In Anerkenntniss dieser Sachlage sind daher in neuerer Zeit staatliche Versuchsanstalten errichtet worden, durch welche bereits eine grosse Zahl von völlig zuverlässigen Versuchs-Resultaten zum Segen des Bauwesens ermittelt sind.

Ausser den Festigkeits-Koeffizienten kommen nun aber weiter in Betracht: die Sicherheits-Koeffizienten, also das Maass der zulässigen Inanspruchnahme der Baumaterialien, ferner die den statischen Berechnungen zu Grunde zu legenden Eigengewichte der Materialien und die bei den Bauwerken zu berücksichtigenden sonstigen Belastungen, sowie die Tragfähigkeit des Baugrundes. Ueber alle diese Fragen bestehen, wie vorhin bereits erwähnt, sehr verschiedene, zum Theil sogar erheblich von einander abweichende Angaben, wie die nachfolgenden Darlegungen ergeben werden. Welche Ansätze sind nun bei den Bauten anzunehmen? — Die Entscheidung darüber, wobei die Sicherheit der Bauwerke so

wesentlich in Betracht kommt, kann wohl nur durch die Regierung erfolgen. Es handelt sich dabei um die Sicherung von Leben und Gesundheit, und in dieser Beziehung sind bereits verschiedene gesetzliche Verordnungen erlassen, so z. B. zur Verhütung von Feuersgefahr, Herstellung gesunder Wohn- und Arbeitsräume, Verhinderung der Verderbniss der Luft und des Grundwassers durch undichte Abortgruben u. s. w.

Gegen den Erlass einer solchen gesetzlichen Verordnung ist das Bedenken erhoben, dass dadurch die Freiheit des Bauenden, sowie das selbständige Urtheil beeinträchtigt würden, ferner, dass solche Verordnungen gewöhnlich zu weit gingen, mehr verlangten als nöthig sei, und somit das Bauen unnöthig vertheuerten, und ferner, dass dadurch der Fortschritt, die Einführung neuer Erfindungen beeinträchtigt würden. Diese Bedenken sind als berechtigt nicht anzuerkennen. Ohne Frage ist anzunehmen, dass die zur Ausarbeitung einer solchen Verordnung berufenen Sachverständigen nicht bloß die Sicherheitsfrage, sondern auch die sonstigen, dabei in Betracht kommenden Fragen gebührend berücksichtigen werden, so dass also eine unberechtigte Vertheuerung der Bauten nicht zu besorgen ist. Und was nun die Freiheit der Bauenden anlangt, so wird solche durch die vorbezeichnete Verordnung nicht mehr beschränkt, als im Interesse der Sicherheit geboten ist.

Das Gesetz stellt denjenigen unter Strafe, welcher „gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst“ verstößt. In dem gerichtlichen Verfahren haben die vom Gerichte ernannten Sachverständigen für den betreffenden Fall „die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst“ anzugeben. Welches ist denn nun die allgemein anerkannte zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien? —

Diese Frage ist wegen der herrschenden grossen Verschiedenheit der Ansichten nicht zu beantworten. Es kommt dabei nicht auf die persönliche Ansicht der zugezogenen Sachverständigen an, denn diese sollen dem Gesetze gemäss „die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst“ angeben. Also auch in dieser Beziehung ist die gesetzliche Feststellung der vorbezeichneten Ansätze von grosser Bedeutung.

Derartige Verordnungen sind bereits von einigen Behörden erlassen.

Schon vor mehreren Jahren hat das Polizei-Präsidium in Berlin für seinen Bezirk im Interesse der Sicherheit der Bauten bestimmte Normen für die zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien, die Eigengewichte und totalen Belastungen, sowie für die zulässige Belastung des Baugrundes erlassen, nach denen bei der Prüfung der Bauentwürfe verfahren wird. Dadurch ist für den dortigen Bezirk die sonst bestehende Ungewissheit beseitigt und die Sicherheit der Bauten gewahrt.

Ferner hat der Königlich Preussische Minister der öffentlichen Arbeiten unterm 16. Mai 1890 eine Vorschrift für das technische Bureau der Abtheilung für das Bauwesen im Ministerium der öffentlichen Arbeiten erlassen, enthaltend Bestimmungen über die zulässige Inanspruchnahme der Baumaterialien bei Hochbauten, über die bei den statischen Berechnungen anzunehmenden Gewichte und Belastungen, sowie über die Belastung des Baugrundes. Daraus ergibt sich, dass man auch dort die Beseitigung der herrschenden Ungewissheit als nothwendig erkannt hat.

Durch diese Bestimmungen sind sichere Grundlagen für die statischen Berechnungen gewonnen, so dass nun das Ergebniss der statischen Berechnungen als richtig

anerkannt werden kann. Denn was helfen die sorgfältigsten, mit erheblichem Aufwande von Zeit und Mühe ausgeführten Kräfte-Ermittelungen, wenn die in Ansatz gebrachten Koëffizienten falsch sind! Es ist somit das ministerielle Vorgehen auf das Freudigste zu begrüßen, und es ist dringend zu wünschen, dass die vorbenannte ministerielle Vorschrift, welche zur Zeit nur für das staatliche Hochbauwesen des Preussischen Staates Gültigkeit hat, Allgemeingut werde, so dass die betreffenden Ansätze auch im ganzen Privat-Bauwesen zur Anwendung gelangen, und somit einen Theil der „allgemein anerkannten Regeln der Baukunst“ bilden.

I. Schmiedeeisen und Stahl.

Die Angaben über die Zugfestigkeit (Zerreissfestigkeit) des Schmiedeeisens und des Stahls sind sehr verschieden, sie schwanken in Betreff des Schmiedeeisens zwischen 2110 und 7000 kg pro qcm, und in Betreff des Stahls zwischen 4990 und 14 300 kg pro qcm. Nach Winkler's Ansicht ist im Mittel anzunehmen: für gewalztes Stabeisen 3800 kg pro qcm, für Eisenblech in der Walzrichtung 3600 kg, rechtwinklig zur Walzrichtung 3100 kg pro qcm; und für harten Stahl 6500, für mittelharten 5500 und für weichen 4500 kg pro qcm. (Siehe die Mittheilungen von Hauenschild in Durm's Handbuch der Architektur, I. Theil, 1. Band.)

Weisbach giebt in seiner Sammlung von Tafeln etc. (Braunschweig 1848) die Zugfestigkeit des Stabeisens zu 4240 kg, und des Stahls zu 8772 bis 10 673 kg pro qcm an.

Brandt (Lehrbuch der Eisenkonstruktionen, Berlin 1875) giebt die Zugfestigkeit des Schmiedeeisens zu 4380 kg pro qcm an.

Breymann, Allgemeine Baukonstruktionslehre, 3. Theil, 4. Auflage, S. 7 setzt für Schmiedeeisen Zug 4000 kg, Druck 3500 kg, für Gussstahl Zug 10 000 kg, Cementstahl Zug 7500 kg pro qcm.

Die hiesige Eisenhandlung von v. Cölln giebt in ihrem Hefte „Deutsche Normalprofile“, Ausgabe 1882, — wonach man sich bei den hiesigen Bauten vielfach richtet, die Zugfestigkeit des Walzeisens zu 3660 kg pro qcm an.

Die grosse Verschiedenheit der Angaben erklärt sich aus mehreren Gründen. Das hergestellte Eisen hat eine sehr verschiedene Beschaffenheit. Ferner betreffen die ältern Versuche wirklich geschmiedetes Eisen, während in der neuern Zeit fast allgemein Walzeisen angewandt wird. Das Walzeisen hat aber einen geringern Festigkeitsgrad als das geschmiedete Eisen. Ferner sind früher die Versuche mit besonders hergestellten schwachen Versuchsstäben ausgeführt. Schwache Stäbe haben aber einen grössern Festigkeitsgrad als starke Stäbe. Bei der Herstellung starker Stäbe bildet sich am Umfange, in Folge der Abkühlung eine feste Kruste, während die innere Eisenmasse noch glühend ist, also eine grössere Ausdehnung besitzt, als die abgekühlte Masse bei dichter Ablagerung der Moleküle einnehmen würde. Es ist also im Innern der früher festgewordenen äussern Kruste ein Uebermaas von Raum vorhanden, in Folge dessen sich bei der Abkühlung nicht eine dichte Masse, sondern eine lockere, grobfaserige Textur bildet, welche einen geringern Grad von Festigkeit hat, als feinfaseriges Eisen, wie solches bei schwachen Stäben sich bildet. Daraus ergibt sich, dass bei starken Stücken die durchschnittliche Festigkeit der Flächeneinheit des Querschnitts geringer ist, als bei schwachen Stücken. Daher gilt es jetzt als

Regel zur Ermittlung der Festigkeit nicht besonders gewalzte oder geschmiedete schwache Versuchsstäbe den Festigkeitsversuchen zu unterwerfen, sondern aus den starken Stücken, wie sie zur Verwendung kommen sollen, die Versuchsstäbe kalt auszuschneiden. Ferner wendet man jetzt vollkommnere Versuchs-Apparate an, als das früher der Fall gewesen ist.

Der Verein deutscher Eisenbahn-Verwaltungen hat im Jahre 1877 in einer Denkschrift die nachstehende Klassifikation von Eisen und Stahl aufgestellt, und beschlossen, dieselbe zur allgemeinen Einführung zu empfehlen:

Stabeisen.

Qualität I. Minimal-Zerreissungs-Festigkeit
3800 kg pro qcm,
Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes
in Prozenten des ursprünglichen Querschnittes, also Maass
der Zähigkeit 40 Prozent.

Qualität II. Minimal-Zerreissungs-Festigkeit
3500 kg pro qcm,
Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes
in Prozenten des ursprünglichen Querschnittes, also Maass
der Zähigkeit 25 Prozent.

Eisenblech.

Qualität I. a. In der Walzrichtung: Minimal-Zer-
reissungs-Festigkeit 3600 kg pro qcm,
Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes
25 Prozent.

b. Quer zur Walzrichtung: Minimal-
Zerreissungs-Festigkeit 3200 kg pro qcm,
Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes
15 Prozent.

Qualität II. a. In der Walzrichtung: Minimal-Zerreissungs-Festigkeit 3300 kg pro qcm,
Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes
15 Prozent.

b. Quer zur Walzrichtung: Minimal-Zerreissungs-Festigkeit 3000 kg pro qcm,
Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes
9 Prozent

**Bessemer-Stahl, Guss-Stahl, Martin-Stahl als
Konstruktionsmaterial.**

Qualität I mit 3 Unterabtheilungen:

Minimal-Zerreissungs-Festigkeit

a. hart b. mittel c. weich

6500 5500 4500 kg pro qcm.

Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes

a. 25 b. 35 c. 45 Prozent.

Qualität II mit 2 Unterabtheilungen:

Minimal-Zerreissungs-Festigkeit

a. härtere b. weichere

Sorte Sorte

5500 4500 kg pro qcm.

Minimal-Zusammenziehung des Zerreissungs-Querschnittes

a. 20 b. 30 Prozent.

Die vorstehenden Normen sind bis jetzt noch nicht zu allgemeiner Anerkennung gelangt, es ist gegen dieselben mehrfacher Widerspruch erhoben, besonders von Seiten der Produzenten gegen die Höhe der normirten Minimal-Festigkeiten. Daraus ergibt sich, dass die Produzenten sich nicht sicher fühlen, den vorstehenden Mini-

malsätzen stets zu genügen, und dass also das in den Handel kommende Material nicht immer der vorbezeichneten Minimal-Festigkeit entspricht.

Bei grössern Konstruktionen sichert man sich hinsichtlich des Festigkeitsgrades durch strenge Contracte und daneben durch Zerreißungs- bzw. Biegungs-Versuche, aber in den bei weiten meisten Fällen der Praxis ist das unthunlich, einestheils wegen der verhältnissmässig zu grossen Kosten, andernteils wegen des Zeitverlustes. In diesen Fällen befindet man sich also in Betreff des Festigkeitsgrades völlig im Ungewissen. Da nun für Baukonstruktionen das Gebot der völligen Sicherheit oben an zu stellen ist, so muss es als geboten erachtet werden, auf Grund der neuern, als zuverlässig anzuerkennenden Versuche, den Festigkeitsgrad nach den gefundenen niedrigen Werthen in Ansatz zu bringen. Es ist als unstatthaft zu erachten, einen sogenannten Mittelwerth oder Durchschnittswerth anzunehmen, weil man in diesem Falle bei Verwendung minderwerthigen Materials nicht die genügende Sicherheit erhalten würde.

Die von Wöhler im Jahre 1870 ausgeführten Zerreißungs-Versuche (siehe »Ueber die Festigkeits-Versuche mit Eisen und Stahl, von A. Wöhler, Berlin 1870. Ernst und Korn«) haben folgende Minimalwerthe ergeben:

Eisen.

Tabelle XIV, Stäbe aus eisernen Achsen von der Gesellschaft Phönix, geliefert 1857, kalt geschnitten

Stab No. 1.	3216 kg pro qcm
„ „ 2.	3290 „ „ „

Stahl.

Tabelle XVI, Stäbe aus Gussstahl-Achsen

Stab No. 4.	6396 kg pro qcm
„ „ 5.	6396 „ „ „

Stab No. 8.	6030	kg	pro	qcm
„ „ 9.	5702	„	„	„
„ „ 10.	4459	„	„	„
„ „ 11.	4020	„	„	„

In den Mittheilungen aus dem mechanisch-technischen Laboratorium der Königlich technischen Hochschule in München von Bauschinger findet sich im Heft 2 (1873) die durch Versuche ermittelte Zugfestigkeit von Walzeisen $10,0 \times 1,2$ cm stark zu 3750 kg pro qcm, und von Winkeleisen zu 3140 bezw. 3100 kg pro qcm. Weitere einschlägige Mittheilungen finden sich weder in den Münchener noch in den Mittheilungen der Königl. Versuchsanstalten zu Berlin. Bei der so sehr ausgedehnten Anwendung eiserner Träger muss im Interesse der öffentlichen Sicherheit die Prüfung einer grössern Zahl aus dem Handel entnommener Träger als dringend geboten erscheinen.

Auf Grund der vorstehend angeführten zuverlässigen Wöhler'schen und Bauschinger'schen Versuchs-Resultate dürfte es sich empfehlen, den Zerreißungs-Koeffizienten für gewalztes Stabeisen zu 3300 kg pro qcm, und für gewalzte I-Träger zu 3000 kg pro qcm anzunehmen, für alle die Fälle der Praxis, in denen es nicht thunlich ist, durch Contracte und Versuche einen höhern Festigkeitsgrad zu erzielen.

Der Werth von 3300 kg ist zwar schon grösser, als der vorstehend angeführte Wöhler'sche Versuch mit dem Eisenstabe No. 1 ergeben hat (= 3216 kg pro qcm), aber er weicht davon nicht erheblich ab, und entspricht dem Eisenstabe No. 2 (= 3290 kg pro qcm), welcher derselben Eisenart entstammte. Auch ist zu berücksichtigen, dass der Festigkeitsgrad von solchen starken Eisenstücken, aus denen die vorbesprochenen Versuchs-Stäbe

geschnitten sind, ein geringerer ist als bei schwächeren Stücken.

Der Werth von 3000 kg für I-Träger ist höchst wahrscheinlich reichlich hoch, besonders für grössere Träger. Denn wenn nach dem vorstehend angeführten Bauschinger'schen Versuche schon Winkeleisen nur die Zugfestigkeit von 3100 kg ergeben hat, so ist mit grösster Wahrscheinlichkeit anzunehmen, dass der viel ungünstigere Querschnitt der I-Träger eine geringere Zugfestigkeit besitzt.

Der Verein deutscher Eisenbahn-Verwaltungen hat in seiner Denkschrift von 1877, wie vorstehend angegeben, die Minimal-Zerreissungs-Festigkeit für Stabeisen 1. Qualität zu 3800 kg, und für Stabeisen 2. Qualität zu 3500 kg pro qcm in Ansatz gebracht. Diese Sätze sind höher als die vorstehend von mir in Vorschlag gebrachten Ansätze von 3300 bezw. 3000 kg pro qcm, es muss aber den letztern bis dahin, dass die Vorschläge des genannten Vereins zu allgemeiner Einführung gelangen, was sobald nicht zu erwarten ist, der Vorzug eingeräumt werden.

Für Stahl ist die Aufstellung allgemeiner Normen schwieriger als für Eisen, weil die Arten des Stahles, und die Beschaffenheit derselben so sehr verschieden sind. Es liegt auch zur Festsetzung einer allgemeinen Norm für Stahl kein so dringendes Bedürfniss vor, als für Eisen, weil bei Stahllieferungen es die Regel bildet, durch Contracte und Versuche die verlangte Beschaffenheit, und somit auch den Festigkeitsgrad sich zu sichern. Als beachtenswerth hervorzuheben ist, dass die vorstehend angeführten Wöhler'schen Versuche auch in Betreff des Stahles geringere Festigkeiten ergeben haben (6396 bis 4020 kg pro qcm) als die vorstehend angeführten Vor-

schläge des Vereins deutscher Eisenbahn-Verwaltungen enthalten (6500 bis 4500 kg pro qcm).

Eine weitere gewichtige Frage nun bildet das Maass der zulässigen Inanspruchnahme des Walzeisens und des Stahls bei den daraus herzustellenden Konstruktionen, oder mit andern Worten das Maass des dabei anzunehmenden Sicherheits-Koeffizienten. — Die Ansichten darüber gehen ebenfalls weit auseinander.

In der preussischen Eisenbahnbau-Verwaltung, wie auch in der vormals hannoverschen Eisenbahnbau-Verwaltung war Ende der vierziger und in den fünfziger Jahren angenommen: für ruhende Belastung 3fache Sicherheit, und für bewegte Belastung (Brücken etc.) 6fache Sicherheit.

Die Zugfestigkeit des Schmiedeeisens wurde damals angenommen zu 60 000 Pfund pro \square Zoll rhl. = 4386 kg pro qcm. Die als zulässig angenommene Inanspruchnahme betrug darnach: für ruhende Belastung 20 000 Pfund pro \square Zoll rhl. = 1460 kg pro qcm und für bewegte Belastung (Brücken etc.) 10 000 Pfund pro \square Zoll rhl. = 730 kg pro qcm.

Die hierbei angenommene Festigkeit des Walzeisens von 4386 kg pro qcm ist nach den neuern Versuchen entschieden zu hoch, nach den vorstehenden Nachweisungen ist dieselbe nur zu 3000 bezw. 3300 kg pro qcm anzunehmen.

Weisbach giebt die zulässige Inanspruchnahme gegen Zug an zu 730 kg pro qcm; Brandt, in seinem oben angezogenen Lehrbuche zu 1462 kg pro qcm; v. Cölln 1100 kg pro qcm für ruhende Belastungen und 720 kg pro qcm für bewegte Lasten (Brücken etc.); ferner für

Gebäude Heinzerling 1340 kg, Winkler 1400 kg, Landsberg 1000 kg, Wöhler 1300 kg pro qcm.

Dass bewegte Belastungen in Folge der Stösse, welche sie veranlassen, eine grössere Wirkung ausüben, als ruhende Belastungen, ist von Alters her bekannt. Bei den früheren Belastungsversuchen der eisernen Brücken ergab sich die Durchbiegung durch bewegte Last doppelt so gross, als wenn dieselbe Last ruhend wirkte, und da nun die Durchbiegung innerhalb der Elasticitätsgrenze im geraden Verhältnisse steht zur Belastung, so war anzunehmen, dass die bewegte Last eine doppelt so grosse Wirkung äussere, als eine ebenso grosse ruhende Last, und dass also dementsprechend der Sicherheitsgrad bei Brücken etc. doppelt so gross anzunehmen sei, als für ruhende Belastung.

Die näheren Umstände, welche bei der Wirkung bewegter Lasten in Betracht kommen, die dadurch veranlassten wiederholten Biegungen und Schwingungen, waren früher noch nicht bekannt. Dieselben sind erst durch die Wöhler'schen Versuche und das dabei gefundene Wöhler'sche Gesetz klar gestellt.

Das Wöhler'sche Gesetz (siehe „Ueber die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl von A. Wöhler“, Berlin 1870) lautet: „Der Bruch des Materials lässt sich auch durch vielfach wiederholte Schwingungen, von denen keine die absolute Bruchgrenze erreicht, herbeiführen. Die Differenzen der Spannungen, welche die Schwingungen eingrenzen, sind dabei für die Zerstörung des Zusammenhanges massgebend. — Die absolute Grösse der Grenz-Spannungen ist nur insoweit von Einfluss, als mit wachsender Spannung die Differenzen, welche den Bruch herbeiführen, sich verringern.“

Wöhler führt sodann in der vorstehend angezogenen Schrift weiter Folgendes an:

Für solche Schwingungen, bei denen dieselbe Faser aus Zugspannung in Druckspannung übergeht, und umgekehrt, werden die Zugspannungen als positiv, die Druckspannungen als negativ betrachtet, so dass also in diesem Fall die Differenz der äussersten Faserspannungen gleich der grössten Zugspannung plus der grössten Druck-

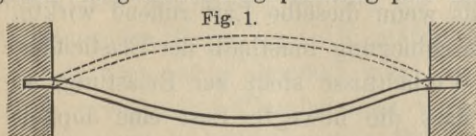


Fig. 1.

spannung ist. Siehe nebenstehende Figur 1, — wie

bei Achsen, Wellen etc.

Mit Eisen, welches aus Achsen, die im Jahre 1857 von der Gesellschaft Phönix geliefert wurden, kalt geschnitten ist, sind folgende Versuchs-Resultate erlangt. Wenn der auf relative Festigkeit belastete Versuchsstab continuirlich gedreht wurde, so dass bei jeder Umdrehung in derselben Faser ein Uebergang aus der grössten Zugspannung in die grösste Druckspannung und umgekehrt stattfand, erfolgte der Bruch noch bei 1316 kg pro qcm grösste Faserspannung; bei 1170 kg trat er nicht mehr ein, obgleich der Stab schon weit über hundert Millionen Biegungen erlitten hat. — Die Bruchgrenze kann daher bei 1170 kg pro qcm Faserspannung angenommen werden. Da die Grenzspannungen positiv und negativ waren, ist die nach dem vorstehenden Gesetze massgebende Differenz = 2340 kg.

Dasselbe Material (Eisen) wurde bei einseitiger

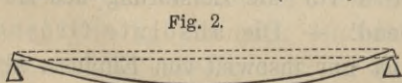


Fig. 2.

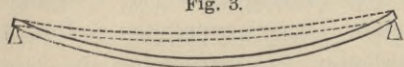
Biegung (siehe nebenstehende Figur 2) noch zum Bruche

gebracht bei 2632 kg pro qcm grösster Faserspannung;

bei 2193 kg ist der Bruch nach mehr als 48 Millionen Biegungen noch nicht eingetreten. Die Grenzspannungen waren 0 und 2193 kg pro qcm. Folglich ist die maassgebende Differenz = 2193 kg pro qcm. Bei Belastung auf Zugfestigkeit erfolgte der Bruch noch durch 2340 kg grösster Faserspannung nach 10 Millionen Dehnungen; es kann daher für die Bruchgrenze die maassgebende Differenz = 2193 kg angenommen werden, also übereinstimmend mit dem bei Biegungsversuchen erlangten Resultate.

Durch eine Maximalspannung von 3216 kg pro qcm. wurde der Bruch nach 4 Millionen Dehnungen noch nicht erreicht, wenn die Schwingungen zwischen 1754 und

Fig. 3.



3216 kg eingegrenzt blieben (siehe nebenstehende Figur 3),

so dass selbst bei dieser hohen Maximalspannung, welche ganz nahe mit der absoluten Zerreißungsgrenze zusammen fällt, doch noch eine Differenz von 1462 kg zulässig war.

Wöhler führt hiernach die mit Stahl erlangten Versuchs-Resultate ausführlich an, und giebt sodann eine übersichtliche Tabelle der erlangten Versuchs-Resultate.

„Es können bei Inanspruchnahme auf Biegungs- oder auf Zugfestigkeit mit gleicher Sicherheit gegen Bruch Schwingungen stattfinden in den Grenzen (in kg pro qcm)

bei Eisen	{	Zwischen	+	1170 kg	und	-	1170 kg
		„	+	2193	„	„	Null
		„	+	3216	„	„	+ 1754 kg
bei Achsen- Gussstahl	{	Zwischen	+	2047 kg	und	-	2047 kg
		„	+	3509	„	„	Null
		„	+	5848	„	„	+ 2558 kg

bei unge-	{	Zwischen	+	3655 kg	und	Null
härtetem		„	+	5117 „	„	+ 1827 kg
Feder-		„	+	5848 „	„	+ 2924 „
Gussstahl		„	+	6579 „	„	+ 4386 „
und bei Inanspruchnahme auf Schubfestigkeit						
bei Achsen-	{	Zwischen	+	1608 kg	und	- 1608 kg
Gussstahl		„	+	2778 „	„	Null

An die vorstehenden Wöhler'schen Versuchs-Resultate sind nun von mehreren Seiten Folgerungen geknüpft, welche als ungerechtfertigt zu erachten sind, und daher entschieden zurückgewiesen werden müssen.

So findet sich die Ansicht ausgesprochen, dass innerhalb der vorbezeichneten Grenzspannungen selbst bei unendlich oft wiederholter Beanspruchung der Bruch nicht herbeigeführt werde.

Diese Ansicht steht im entschiedenen Widerspruche mit dem Naturgesetze, dass die Festigkeit der Körper durch andauernde Inanspruchnahme sich vermindert. Dieses Naturgesetz ist unbestreitbar, es ist nur nicht völlig bekannt, in welchem Maasse die Festigkeit der Körper (die Kohäsion, die Elasticität etc.) sich mit der Zeit vermindert. Die Abnahme der Festigkeit der Körper ist sehr verschieden, weil die Umstände, welche darauf einwirken, so sehr verschieden sind. Somit bleibt nichts anderes übrig, als die allmälige Verminderung der Festigkeit schätzungsweise bei der Festsetzung des Sicherheits-Koeffizienten mit zu berücksichtigen.

Bei der Festsetzung des Sicherheits - Koeffizienten, sind nun ausser dem vorerwähnten Naturgesetze, auch noch andere Umstände zu berücksichtigen, die sich gleichfalls, ihrer grossen Verschiedenheit halber, nur an-

nähernd treffen lassen. Darunter sind hauptsächlich die folgenden hervorzuheben: aussergewöhnliche Ueberlastungen; aussergewöhnliche Stösse, wie sie bei Brücken durch Entgleisungen, Achsenbrüche, Reifensprünge, so wie durch Orkane vorkommen, und in Gebäuden durch Herabstürzen schwerer Lasten; ferner andauernde Erschütterungen, wodurch nach Wöhler's Versuchen die Festigkeit erheblich vermindert wird, bei gedrehten Stücken um etwa $\frac{1}{2}$ (siehe Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1860 und 1863); — ferner Verschiedenheit in der Güte des Materials, und Fehler, welche von aussen, und auch oftmals nicht durch Belastungsversuche zu erkennen sind; — ferner Mangelhaftigkeiten in der Ausführung; ferner Lockerung der Niete und Schrauben; ferner die Beeinträchtigung der Festigkeit durch die Temperaturveränderungen; und ferner Verminderung der Festigkeit durch Rosten. Bei eisernen Brücken, eisernen Dachkonstruktionen wird zwar die Regel befolgt, die Konstruktionen möglichst frei zu halten, so dass der Anstrich erneuert werden kann, aber zu allen Theilen, z. B. da wo die Stücke übereinander liegen, kann man nicht gelangen, und in den Gebäuden werden eiserne Balken und eiserne Anker im Mauerwerke vermauert, ja sogar mit Mauerwerk verkleidet; in allen diesen Fällen schreitet also das Rosten unaufhaltsam fort.

Alle diese Umstände müssen durch den Sicherheits-Koeffizienten gebührende Berücksichtigung finden.

Wöhler spricht sich in seiner vorhin angezogenen Schrift von 1870 in Betreff des in Anwendung zu bringenden Sicherheits-Koeffizienten wie folgt aus:

„Durch die Sicherheits-Koeffizienten soll dem Unvorherzusehenden Rechnung getragen werden; dasselbe kann sowohl in den Mängeln des Materials resp. der

sonstigen Ausführung, als auch in der Grösse der Anspannung liegen. Letzteres muss bei Normirung der Leistung berücksichtigt werden, nur erstere beide sind durch die Sicherheits-Koeffizienten auszugleichen. Die Wirkung der Anspannung ist eine ganz andere, wenn dieselbe constant, also ruhend ist, oder variabel, also Schwingungen hervorrufft; auch kommt sehr in Betracht, ob von der Konstruktion unbegrenzte Dauer beansprucht wird. Daraus folgt, dass nicht für alle Konstruktionen dieselben Sicherheits-Koeffizienten passen. Es sind in jedem Falle zwei Koeffizienten nöthig: einer, der das Verhältniss zur absoluten Bruchgrenze regelt, der andere für das Verhältniss zu derjenigen Schwingung, deren vielfache Wiederholung ebenfalls den Bruch herbeiführt. Für Konstruktionen von unbegrenzter Dauer wird in Anbetracht, dass schon die einmalige Erreichung der absoluten Bruchgrenze die sofortige Zerstörung zur Folge hat, der Sicherheitsgrad gegen diese Bruchgrenze so gross zu nehmen sein, dass jede vorauszusetzende Ungleichmässigkeit des Materials dadurch compensirt ist. Dies muss der Fall sein, wenn man auf die Hälfte der gewöhnlichen Bruchgrenze zurückgeht, also den Koeffizienten 2 einführt. Material, welches einen grössern Koeffizienten nöthig macht, ist überhaupt als unbrauchbar anzusehen. Bei obigem Koeffizienten ist auf die Elasticitätsgrenze des Materials nicht Rücksicht genommen. Es muss der Beurtheilung im einzelnen Falle überlassen bleiben, ob und in welchen Grenzen eine bleibende Biegung von Nachtheil ist. Es kann dabei eine einmalige Ueberlastung, welche dann weiteres Verbiegen im gewöhnlichen Gebrauche verhindert, wenn dieselbe der Bruchgrenze nicht zu nahe kommt, kein Bedenken erregen. Da es jedoch bei grossen Bauwerken in der Regel nicht zulässig ist,

die Elasticitätsgrenze merkbar zu überschreiten, muss für dieselbe, falls jener Koëffizient eine über die Elastizitätsgrenze hinausreichende Belastung ergeben sollte, auf diese zurückgegangen werden. Als Sicherheits-Koëffizient der Schwingung, bei welcher selbst wiederholte Ueberschreitung der Sicherheitsgrenze noch keine unmittelbare Gefahr bringt, ist 2 unter allen Umständen ausreichend und kann in vielen Fällen noch verringert werden. Unter Beachtung des Vorstehenden ergeben sich aus den Versuchen für Konstruktionen von unbegrenzter Dauer folgende zulässige Faserspannungen:

a. Für Schmiedeeisen nach beiden Richtungen angestrengt 585 kg pro qcm,
nach einer Richtung angestrengt, grösste Gesamtspannung 1315 kg pro qcm,
wovon höchstens 1096 kg auf die variable Belastung entfallen dürfen. Ist die constante Spannung geringer als 219 kg, so verringert sich die zulässige Gesamtspannung um ebensoviel.

b. Für ungehärteten Gussstahl nach beiden Richtungen angestrengt 877 kg pro qcm,
nach einer Richtung angestrengt, grösste Gesamtspannung 2412 kg pro qcm,
wovon höchstens 1608 kg auf die variable Belastung entfallen dürfen.“

In diesen Erwägungen Wöhler's, betreffend den anzunehmenden Sicherheits-Koëffizienten, haben die dabei in Betracht zu ziehenden, vorhin von mir aufgeführten Umstände nicht in genügendem Maasse Berücksichtigung gefunden. Es ist nicht genügend berücksichtigt das vorerwähnte Naturgesetz der allmäligen Verminderung der Festigkeit, ferner die Verminderung der Festigkeit

durch Erschütterungen, ferner die Lockerung der Niete und Schrauben, ferner die Einflüsse der Temperaturveränderungen, und ferner die Verminderung der Festigkeit durch Rosten.

Aussergewöhnliche Ueberlastungen, sowie Stösse sollen nach Wöhler's Ansicht bei Normirung der Leistung berücksichtigt werden. Derselben Ansicht ist auch Winkler. Dieser hat darüber in seiner Schrift „Wahl der zulässigen Inanspruchnahme der Eisenkonstruktionen u. s. w.“, Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1877 S. 45 (auch mitgetheilt in Gottgetreu's Lehrbuch der Hochbau-Konstruktionen, 3. Thl., S. 91) Folgendes bemerkt:

„Wenn die mobile Belastung in Verbindung mit Stössen wirkt, so empfiehlt es sich, denselben durch Vergrösserung der Last Rechnung zu tragen, indem man statt des einfachen 1,2 bis 1,3 fachen Betrag der veränderlichen Last einsetzt“.

Ich habe bereits vorhin angeführt, dass bei den Belastungsversuchen der ersten hannoverschen eisernen Brücken die Wirkung der bewegten Last (ohne aussergewöhnliche Stösse) sich doppelt so gross ergeben habe, als die Wirkung einer gleich grossen ruhenden Last. Darnach ist also der von Winkler empfohlene Factor von 1,2 bis 1,3 ganz erheblich zu geringe. Schon die beim Hinüberfahren über Brücken stets vorkommenden kleineren Stösse fordern den Factor 2, und wenn durch den in Ansatz zu bringenden Factor auch die aussergewöhnlichen Stösse Berücksichtigung finden sollen, wie sie bei Brücken durch Entgleisungen, Achsen- und Reifenbrüche, Orkane etc., und in Gebäuden durch Herabstürzen schwerer Lasten etc. bewirkt werden, so

muss dieser Factor noch entsprechend grösser als 2 angenommen werden.

Es können die aussergewöhnlich vorkommenden Stösse aber auch durch den in Ansatz zu bringenden Sicherheits-Koeffizienten, im Zusammenhange mit den übrigen, dabei in Betracht kommenden Umständen berücksichtigt werden.

Nach den vorstehenden Darlegungen muss der von Wöhler als genügend erachtete Sicherheits-Koeffizient 2, für Konstruktionen von langer Dauer, entschieden als zu niedrig erachtet werden.

Winkler empfiehlt in der vorstehend angezogenen Schrift die Sicherheits-Koeffizienten 2,8 für Schmiedeeisen, und 3,2 für Stahl. Der erstere stimmt nahezu überein mit dem für Stabeisen früher vielfach angenommenen Koeffizienten 3 für ruhende Belastung.

Bei Annahme dieses letztern Koeffizienten 3, und bei Annahme der vorhin besprochenen Zerreiissungsfestigkeit des gewalzten Stabeisens von 3300 bezw. 3000 kg pro qcm würde sich für dieses Eisen ergeben als zulässige Inanspruchnahme auf Zug, der Werth von 1100 bezw. 1000 kg pro qcm für ruhende Belastung. — Dieser Werth ist zwar noch unter der Elasticitätsgrenze des Walzeisens, welche nach Wöhler zu 1316, oder gerundet zu 1300 kg pro qcm anzunehmen ist, aber es ist jene Inanspruchnahme der Elasticitätsgrenze schon ziemlich nahe. — Von jeher hat die Regel gegolten, bei Konstruktionen von langer Dauer mit der Inanspruchnahme noch reichlich unter der Elasticitätsgrenze zu bleiben, und diese Regel hat unverkennbar ihre volle Berechtigung. Denn wenn schon von vornherein die Inanspruchnahme nahe der Elasticitätsgrenze ist, so würde bald, in Folge der vorhin angegebenen Ursachen die

Ueberschreitung dieser Grenze eintreten. Durch die Ueberschreitung der Elasticitätsgrenze wird die Widerstandsfähigkeit unzweifelhaft in erheblichem Grade vermindert, und deshalb muss es bei Konstruktionen von langer Dauer unverkennbar als höchst gefahrvoll, und darum als unzulässig erscheinen, die Elasticitätsgrenze durch die Anspannung zu überschreiten. — Somit ist der Sicherheits-Koeffizient **3**, welcher bei Stabeisen schon von vornherein ziemlich nahe an die Elasticitätsgrenze heranreicht, als zu geringe zu erachten.

In der neuern Zeit hat man denn auch von verschiedenen Seiten einen höhern Sicherheits-Koeffizienten eingeführt. So ist z. B. bei der Bau-Polizei in Berlin die zulässige Inanspruchnahme des Schmiedeeisens gegen Zug und gegen Druck zu 750 kg pro qcm für Gebäudebauten angenommen. Das entspricht der vorhin besprochenen Zugfestigkeit von 3300 bezw. 3000 kg pro qcm gegenüber einer 4,4 bezw. 4fachen Sicherheit. — Ferner ist von der Bau-Abtheilung des K. Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten unterm 16. Mai 1890 für die staatlichen Hochbauten die zulässige Inanspruchnahme des Schmiedeeisens gegen Zug und gegen Druck zu 750 kg bis 1000 kg pro qcm vorgeschrieben.

Für das gewöhnliche, im Handel vorkommende gewalzte Stabeisen ist die Annahme der zulässigen Inanspruchnahme von 750 kg pro qcm, für Gebäude-Konstruktionen, also für sog. ruhende Belastung, in Erwägung der in Betracht kommenden, vorhin erörterten Umstände als angemessen zu erachten. Denn die Belastungen in Gebäuden sind keineswegs völlig ruhende, indem durch Gehen, Springen und sonst vorkommende Stösse ab und an eine stärkere Inanspruchnahme stattfindet, und ferner da die Gebäude mehr oder weniger hierdurch, sowie

durch vorüberfahrende Fuhrwerke, durch Stürme u. s. w. Erschütterungen zu erleiden haben. Eine stärkere Inanspruchnahme als 750 kg dürfte nur für Eisen besserer Qualität, als sie das gewöhnliche Handeisen besitzt, anzunehmen sein.

Bei provisorischen Schmiedeeisen-Konstruktionen kann eine grössere Inanspruchnahme zugelassen werden, und zwar je nach den obwaltenden Umständen für ruhende Belastung 1200 bis 1500kg pro qcm.

Für bewegte Belastungen dürfte bei Bauten von langer Dauer, in Erwägung aller in Betracht kommenden, vorstehend erörterten Umstände, die zulässige Inanspruchnahme des gewalzten Stabeisens zu 500 bis 550 kg pro qcm anzunehmen sein, also 6fache Sicherheit bei Annahme einer Zerreißungsfestigkeit von 3000 bis 3300 kg pro qcm.

Hinsichtlich der Achsen und Federn der Fahrzeuge, welche nach Wöhler's Versuchen durch die Benutzung ganz erheblich stärker angegriffen werden, als gewöhnliche Baukonstruktionen, ergibt sich aus dem vorerwähnten Naturgesetze der allmäligen Verminderung der Festigkeit die Nothwendigkeit, um unheilvolle Brüche zu vermeiden, jene und ähnlich stark angegriffene Konstruktionstheile nur eine angemessen beschränkte Zeit hindurch auf Grund von Versuchen im Gebrauche zu behalten, weil dabei die Abnahme der Festigkeit in erheblich stärkerem Maasse fortschreitet, als bei gewöhnlichen Baukonstruktionen. Bekanntlich wird jede Feder mit der Zeit lahm und bricht zuletzt. Ausser den sonstigen Umständen, welche bei Achsen und Wellen etc. auf die Verminderung der Festigkeit einwirken, ist insbesondere die sehr starke Beeinträchtigung der Festigkeit durch Erschütterungen zu berücksichtigen. Nach Wöhler's

Versuchen (Zeitschrift für Bauwesen, Jahrgang 1863) hat sich ergeben, dass der Bruch nach etwa halb so vielen Umdrehungen, als für gleiche Spannungen ohne Erschütterungen erfolgte.

Die Schwingungs-Festigkeit des Schmiedeeisens und Stahls ist seit dem Bekanntwerden des Wöhler'schen Gesetzes auch bei den Baukonstruktionen zur Berücksichtigung gekommen. Früher wurden die Maassen der Konstruktionstheile bemessen nach der Gesamt-Belastung, bestehend aus der Eigenlast und der grössten veränderlichen Belastung. Nun muss aber doch anerkannt werden, dass die nur vorübergehend wirkende veränderliche Belastung das Material nicht ebenso stark angreift, als wenn diese Belastung andauernd wirkt. Es rechtfertigt sich also unverkennbar eine angemessene Verminderung der Stärken der betreffenden Konstruktionstheile. Für die hierbei in Betracht kommenden Berechnungen sind von mehreren Autoren Formeln aufgestellt. Die Berechnungen darnach können aber selbstverständlich nur als annähernde erachtet werden, weil die in Betracht kommenden Umstände so sehr verschieden sind, dass es unmöglich ist, völlig zutreffende Resultate festzustellen. Ob eine Schneebelastung kürzere oder längere Zeit wirkt, ob ein Tanzboden selten oder häufig benutzt wird, ob über eine Brücke ein starker oder ein geringer Verkehr stattfindet, — das alles sind Umstände, welche sehr verschieden sind und daher der genaueren Feststellung sich entziehen. Es muss daher rathsam erscheinen, die fragliche Stärkenbeschränkung nur in sehr mässigem Grade anzunehmen, wenn man im Interesse der grössern Sicherheit nicht vorziehen wird, die frühere Methode, wobei die veränderliche Belastung als dauernd wirkend angenommen wurde, beizubehalten. Dieser Berechnungsweise ist es

zu danken, dass die ausgeführten Eisenkonstruktionen, obwohl dabei ein zu hoher Festigkeitsgrad des Eisens angenommen worden, doch noch einen ausreichenden Sicherheitsgrad besitzen, so dass eine Besorgniss von Unglücks-Katastrophen nicht zu hegen ist.

Die Druckfestigkeit des Schmiedeeisens und des Stahls wird ebenfalls verschieden angegeben. Von Einigen wird die Festigkeit gegen wirkliches Zerdrücken (also nicht Zerknicken) zu $\frac{7}{8}$ der Zugfestigkeit angenommen, z. B. von Winkler. Dagegen nehmen Andere sie gleich der Zugfestigkeit an, z. B. Gerber. — Wöhler hat bei den angestellten Versuchen auf Biegungsfestigkeit gefunden, dass der Bruch stets zuerst an der auf Zug in Anspruch genommenen Seite des Stabes eintrat, woraus zu schliessen ist, dass die Druckfestigkeit grösser als die Zugfestigkeit ist. Genauere, directe Versuche darüber sind nicht vorhanden. Ein erheblicher Unterschied zwischen der Druckfestigkeit und der Zugfestigkeit ist sicher nicht vorhanden, und somit kann man bei den Konstruktionen unbedenklich beide Festigkeiten als gleich annehmen, wie solches auch Seitens der Berliner Bau-Polizei und der Ministerial-Bau-Abtheilung in Berlin geschehen ist.

Die Biegungs-Festigkeit bei Schmiedeeisen und Stahl ist gleich der Zugfestigkeit anzunehmen, und die Schub-Festigkeit = $\frac{4}{5}$ der Zugfestigkeit.

Die Knickungs-Festigkeit des Schmiedeeisens wird nachfolgend im Zusammenhange mit gusseisernen Stützen behandelt werden.

II. Gusseisen.

Die Bruchfestigkeiten des Gusseisens finden sich angegeben, wie folgt:

	Bruchgrenze in kg pro qcm	
	Druck	Zug
Hauenschild im Handbuche der Archi- tectura von Durm etc.	5 680	660
	bis	bis
	8 900	2 410
Weissbach, „Der Ingenieur“	10 672	1 389
Handbuch der Baukunde, Berlin 1885, S. 614	6 000	1 300
Heinzerling (in Gottgetreu, Hochbau- Konstruktionen Bd. 3, S. 59) .	7 976	1 450

Die zulässige Inanspruchnahme des Gusseisens findet sich angegeben, wie folgt:

	in kg pro qcm	
	Druck	Zug
Landsberg im Handbuche der Archi- tectura von Durm etc., für Be- lastungen mit mässigen Er- schütterungen	500	250
Weissbach, „Der Ingenieur“	2 130	230
Handbuch der Baukunde, Berlin 1885, S. 653	750	162
Heinzerling (in Gottgetreu Bd. 3, S. 59)	1 600	400
Berliner Bau-Polizei	500	250
Bau-Abtheilung des Ministeriums der öffentl. Arbeiten (16. Mai 1890)	500	250

Das Gusseisen ist ein sehr unsicheres Material. Beim Gusse entstehen oftmals Fehlerhaftigkeiten, als Blasen, unganze Stellen, grob krystallinisches Gefüge etc., welche von aussen nicht zu ersehen sind. Die aussen

entstandenen Fehler werden durch Verstemmen, Verkitten und Anstrich verdeckt, so dass sie oftmals nicht erkannt werden. Beim Guss hohler Säulen und Pfeiler entsteht oftmals eine Verschiebung des Kerns, wodurch die Wanddicke an der einen Seite in gefährlicher Weise vermindert wird. Beim Gusse starker Stücke bildet sich im Innern ein grobkrySTALLINISCHES Gefüge und häufig ein hohler Blasenraum. Es bildet sich beim Abkühlen zunächst aussen herum eine feste Hülle, während die innere Masse noch glühend ist, und also noch eine grössere Ausdehnung besitzt, als das Eisen nach der Abkühlung haben würde; da nun die bereits fest gewordene äussere Hülle der Zusammenziehung bei der nachfolgenden Abkühlung der inneren Masse nicht nachgeben kann, so ist im Innern ein überschüssiger Raum vorhanden, in Folge davon bildet sich im Innern ein grobkrySTALLINISCHES Gefüge, und bei sehr starken Stücken auch ein ganz hohler Raum. Dadurch aber wird die Festigkeit erheblich beeinträchtigt, und es hat deshalb ein derartiges Gussstück einen erheblich geringeren Festigkeitsgrad im Verhältnisse zu seinem Querschnitte, als ein Gussstück von geringer Stärke. Ferner entstehen in Folge ungleicher Abkühlung oftmals sehr erhebliche und gefährliche Spannungen, besonders bei längern Trägern etc. Das Gusseisen ist sehr spröde, und kann daher starke Erschütterungen und Stösse, besonders bei Kälte, nicht ertragen.

In Berücksichtigung dieser Umstände muss es im Interesse der Sicherheit geboten erscheinen, die zulässige Inanspruchnahme bei Gusseisenstücken reichlich niedrig anzunehmen, und deshalb sind die vorstehend angeführten Sätze der Bau-Abtheilung des K. Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, sowie der Berliner Bau-Polizei entschieden als angemessen zu erachten.

Aus dem Vorstehenden ergibt sich ferner, dass man bei Gusseisenstücken grosse Stärken vermeiden, vielmehr den erforderlichen Querschnitt durch Anwendung von Rippen beschaffen soll.

Eine ganz besonders sorgfältige Beachtung ist den gusseisernen Säulen und Pfeilern zuzuwenden, welche in der neuern Zeit in so grosser Zahl angewandt werden, und von denen die Sicherheit der Bauwerke in besonders hohem Grade abhängt. Dabei machen sich die Unsicherheiten des Gusses in besonders gefährlicher Weise geltend. Die bereits mehrfach vorgekommenen Brüche gusseiserner Säulen mahnen zu grosser Vorsicht.

Beim Bau eines Mälzereikellers in Frankfurt a. M. im Sommer 1885 sind zwei gusseiserne Säulen, 30 cm im Durchmesser, 35 mm Wandstärke gebrochen. Die Höhe ist in der Zeitungs-Nachricht leider nicht angegeben. Die Maximalbelastung sollte betragen 125000 kg, ist aber noch nicht vorhanden gewesen. Ferner ist in der Wesermühle in Hameln im Jahre 1888 eine gusseiserne Säule gebrochen. Derartige Fälle sind mehrfach vorgekommen und deshalb ist bei Herstellung gusseiserner Säulen und Pfeiler grosse Vorsicht geboten.

Es ist zu berücksichtigen, dass die Belastung häufig excentrisch wirkt z. B. in Speichergebäuden, in denen die Belastung zu beiden Seiten einer Säule oftmals erheblich verschieden ist; ferner die Hin- und Herschiebung der Stützen in Folge der Ausdehnungen und Zusammenziehungen der auf den Stützen liegenden eisernen Träger. Ferner sind zu berücksichtigen die vorkommenden Erschütterungen und Stösse, und ferner das Rosten, welches im Innern der hohlen Säulen und Pfeiler unaufhaltsam fortschreitet.

In Erwägung aller dieser Umstände ist unverkennbar ein reichlich grosser Sicherheitsgrad geboten.

Die zur Berechnung der Knickungsfestigkeit angewandten Formeln sind die folgenden:

1. Die Euler'schen Formeln (siehe Handbuch der Baukunde, Berlin 1885, Bd. I, S. 600, — auch deutscher Baukalender)

$$P = n \frac{\pi^2 EJ}{s \cdot l^2} \quad (1)$$

darin bedeutet:

P die zulässige Belastung in t (Tonnen zu 1000 kg);

² = gerundet 10;

E Elasticitätsmodul für Gusseisen = 1000 t;

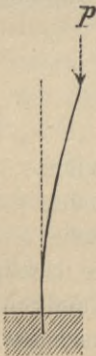
J kleinstes Trägheitsmoment des Querschnittes in Bezug auf die Schweraxe;

l Länge in cm;

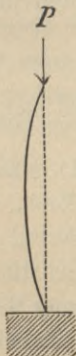
s Sicherheitskoeffizient, in den obigen Werken angenommen zu 8; die Druckfestigkeit des Gusseisens angenommen zu 6000 kg pro qcm;

n Koeffizient, abhängig von der Befestigung der Enden.

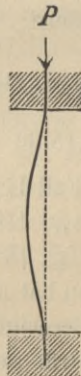
Fall I.



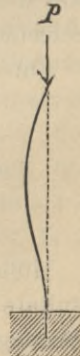
Fall II.



Fall III.



Fall IV.



In dieser Beziehung sind, wie obenstehende Zeichnungen zeigen, 4 Fälle zu unterscheiden:

Fall I, das untere Ende fest eingespannt, das obere Ende frei beweglich; dafür $n = 1/4$.

Fall II, beide Enden frei, aber in der Axe geführt; dafür $n = 1$.

Fall III, beide Enden fest eingespannt; dafür $n = 4$.

Fall IV, das eine Ende fest eingespannt, das andere frei, aber in der Axe geführt; dafür $n = 2$.

Der Querschnitt F der Stütze muss jedenfalls so gross sein, dass pro qcm der Druck nicht mehr beträgt als 500 kg, es muss also sein F mindestens $= \frac{P \text{ t.}}{0,5 \text{ t.}}$

Ergibt die vorstehende Formel gegen Zerknicken (1) einen geringeren Querschnitt, wie solches bei kürzeren Stücken der Fall ist, so ist jener grössere Querschnitt zu nehmen.

2. Aus der vorstehenden allgemeinen Formel (1) ergibt sich im Besondern für den hohlen kreisförmigen Querschnitt, durch Einsetzen des betreffenden Trägheitsmomentes

$$J = \frac{\pi}{64}(d^4 - d_1^4)$$

worin d den äussern, und d_1 den innern Durchmesser bezeichnet:

Für Fall I ($n = 1/4$);

$$P = 15,33 \frac{d^4 - d_1^4}{l^2} \text{ (Tonnen)} \quad (2)$$

also für Fall II ($n = 1$): das 4fache,

„ „ III ($n = 4$): „ 16fache,

„ „ IV ($n = 2$): „ 8fache.

Müller-Breslau hat in seiner Schrift: „Die wichtigsten Resultate für die Berechnung eiserner Träger und Stützen“ 2. Auflage, die darin gegebenen Tabellen nach der vorstehenden Formel (1) berechnet, dabei aber den geringern Sicherheitskoeffizienten $s = 6$ angenommen (anstatt 8,

wie vorstehend angegeben). In Erwägung der vorstehend angeführten Umstände ist der geringere Sicherheitskoeffizient 6 als ungenügend zu erachten, es dürfte vielmehr ein noch grösserer Sicherheitsgrad als 8, und zwar 10 oder 12 als rathsam zu erachten sein. Denn wenn man beim Gusseisen für einfachen Druck nur eine Belastung von 500 kg pro qcm, also $\frac{6000}{500} = 12$ fache Sicherheit für rsthlich erachtet, wie solches von der Berliner Ministerial-Bau-Abtheilung und von der Berliner Bau-Polizei geschehen ist, so muss es in Betreff der Knickungsfestigkeit umsomehr sich empfehlen, dafür wenigstens einen ebensohohen Sicherheitsgrad anzunehmen.

Müller-Breslau spricht sich in seiner vorhin angezogenen Schrift (S. 26) dahin aus, dass wenn die Säulen mit einer angegossenen, durch Rippen verstärkten Sohlplatte versehen seien, sie gewissermassen als vertikal eingespannt angesehen, und daher nach Fall IV ($n = 2$) berechnet werden könnten; — es sei aber üblich und z. B. in Berlin Seitens der Bau-Polizei sogar vorgeschrieben, zur Sicherheit die zu grössern Querschnittsabmessungen führende Formel II ($n = 1$) anzuwenden.

Berücksichtigt man, dass die gewöhnliche Unterlage unter den Säulen meistens Mauerwerk, keineswegs völlig unnachgiebig ist, so kann eine, mit angegossener Sohlplatte versehene Säule als völlig fest eingespannt nicht angesehen werden, und muss es daher als rsthlich erscheinen, bei der Berechnung den Fall II ($n = 1$) anzunehmen.

3. Praktische Formel von Rankine

$$P = \frac{k \cdot F}{1 + \alpha \left(\frac{l}{r}\right)^2} \quad (3)$$

Darin bedeuten:

k die zulässige Inanspruchnahme gegen einfachen Druck, dem Vorstehenden gemäss für Gusseisen 500 kg pro qcm, für Schmiedeeisen 750 kg pro qcm und für Holz 40 kg pro qcm;

F den Querschnitt in qcm;

l die Länge in cm;

r den kleinsten Trägheits-Halbmesser des Querschnitts F;

(Es ist $r^2 = \frac{J}{F}$, J Trägheitsmoment)

α ein Erfahrungs-Koeffizient, welcher für den Fall, dass beide Enden ebene Flächen haben, anzusetzen ist

für Gusseisen $\alpha = 0,00016$

„ Schmiedeeisen . . $\alpha = 0,00008$

und für Holz $\alpha = 0,00015$

4. Praktische Formel von Schwarz

$$P = \frac{k \cdot F}{1 + \alpha \frac{F l^2}{J}} \quad (4)$$

Diese Formel stimmt mit der vorstehenden Rankineschen Formel überein. Denn wenn in diese für den kleinsten Trägheits-Halbmesser eingesetzt wird, dessen

Werth $r^2 = \frac{J}{F}$, so ergibt sich die Schwarz'sche Formel.

5. Formel von Asimont (S. 602 des Handbuchs der Baukunde), Vereinfachung der Rankineschen Formel.

6. Formel von Schäffer, mitgetheilt in der Deutschen Bauzeitung 1877 S. 499, auch mitgetheilt von Landsberg in der Allgemeinen Hochbaukunde von Durm etc. 1. Thl.

1. Bd., S. 312)

$$P = \frac{k F J}{J + \frac{k s F l^2}{n \cdot \pi^2 E}} \quad (6)$$

Darin haben die Buchstaben dieselben Werthe, wie in den vorstehenden Formeln.

7. Formel von Hodgekinston:

$$P_1 = 44,34 \frac{D^{3,55} - d^{3,55}}{L^{1,7}} \quad (7)$$

Beide Enden flach. Darin

P_1 Bruchgewicht in engl. Tons zu 2 240 Pfund engl.

D äusserer Durchmesser in engl. Zoll;

d innerer " " " "

L Höhe in engl. Fuss.

Anzunehmen 12fache Sicherheit, also zulässige Belastung

$$P = \frac{1}{12} P_1$$

8. Formel von Lang (S. 603 des Handbuchs der Baukunde).

Zur Vergleichung der Ergebnisse der vorstehenden Formeln sind die darnach berechneten Werthe von P (zulässige Belastung in Tonnen t) in der nachfolgenden Tabelle für eine Anzahl hohler kreisförmiger, gusseiserner Säulen zusammengestellt, und zwar sämmtlich für den Fall II, beide Enden frei, aber in der Achse geführt, also $n = 1$. d äusserer Durchmesser in cm ; l Länge in cm , F Flächeninhalt des Querschnitts in qcm ; J Trägheitsmoment des Querschnitts; k zulässige Inanspruchnahme auf Druck = 500 kg pro qcm .

Nach Ausweis der nachstehenden Zusammenstellung ergibt die Euler'sche Formel (1 und 2) für kürzere Stützen sehr hohe Werthe, welche über den Widerstand gegen einfachen Druck ($F = 0,5 t$), der am Schlusse der Tabelle angegeben ist, in mehreren Fällen weit hinausgehen. Diese bekannte Eigenschaft der Euler'schen Formel hat zu der vorstehend bereits angeführten Vorschrift geführt, stets zu prüfen, ob das Ergebniss der

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Gusseiserne Hohlensäulen berechnet nach Formel		d cm	25	25	25	25	25	25	24	24	24	22,8	20	20	15	15
		δ cm	3,5	3,5	3,5	3	3	3	2	2	2	2,3	3,8	3	2,5	2
		l cm	450	300	200	450	300	200	450	300	200	400	427	380	320	200
		J cm ⁴	14022	14022	14022	12778	12778	12778	8432	8432	8432	7885,4	6723	5968	1994	1766
		F cm ²	236,4	236,4	236,4	207,3	207,3	207,3	138,23	138,23	138,23	148,12	193,4	160,22	98,18	81,68
Euler $P = n \frac{\pi^2 E J}{s l^2}$ $n = 1$		$s = 6$	116	260	584	105	236	532	70	156	352	82	61	69	32	73
Desgl.		$s = 8$	87	195	438	79	177	399	52	117	264	62	46	52	24	55
Desgl.		$s = 10$	69	156	350	63	142	319	42	94	211	49	37	41	19	44
Desgl.		$s = 12$	58	130	292	53	118	266	35	78	176	41	31	35	16	37
Rankine und Schwarz $P = \frac{k F}{1 + \frac{\alpha F l^2}{J}}$		$k = 500$ $\alpha = 0,00016$	77	95	107	69	84	94	45	56	63	50	47	49	27	32
Asimont $P = \frac{k F}{\beta}$ annähernd $\beta = 1 + 0,00016 \left(\frac{l^2 F}{J}\right)$			73	92	101	64	81	91	40	53	60	45	52	48	37	31
Schäffer $P = \frac{k F}{\alpha \frac{k s}{n \pi^2 E} = 0,0004} 1 + \frac{k \cdot s F l^2}{n \pi^2 E J}$		$k = 500$ $s = 8$	50	74	93	45	66	81	28	44	51	34	28	31	16	24
Hodgekinson $P \cdot s = 44,34 \frac{D^{3,55} - d^{3,55}}{L^{1,7}}$ D u. d in engl. Zoll. L in engl. Fuss		$s = 12$	84	170	336	76	158	306	49	102	205	61	52	55	28	55
Widerstand gegen einfachen Druck $P = F \cdot k$		$k = 500$	118	118	118	104	104	104	69	69	69	72	97	80	49	41

Euler'schen Formel über den Widerstand gegen einfachen Druck ($F = 0,5 t$) hinausgeht, und in diesem Falle als zulässige Belastung nur den letzteren geringern Werth anzunehmen. Die vorstehende Tabelle zeigt hinsichtlich dieser beiden Werthe zum Theil sehr grosse Unterschiede, und zwar nicht nur bei 8facher Sicherheit, sondern auch bei 12facher Sicherheit. Es ist solches der Fall bei den unter Nr. 2, 3, 5, 6, 8 und 9 aufgeführten Säulen. Für die 3 m hohe Säule Nr. 2 ergibt die Euler'sche Formel bei 8facher Sicherheit = 195 t und bei 12facher Sicherheit = 130 t, während der Widerstand gegen einfachen Druck nur 118 t beträgt. Für die 2 m hohe Säule gleichen Querschnitts Nr. 3 ergibt die Euler'sche Formel bei 8facher Sicherheit = 438 t, und bei 12facher Sicherheit = 292 t, während der Widerstand gegen einfachen Druck nur 118 t beträgt. Aehnlich grosse Unterschiede zeigen sich auch bei den Säulen Nr. 5, 6, 8 und 9.

Die Euler'sche Formel hat also keine allgemeine Gültigkeit, für kürzere Säulen ergibt sie zu hohe, demnach unzulässige Werthe. Wenn man nun auch in diesen Fällen die Belastung beschränkt auf den Widerstand gegen einfachen Druck, so ist damit die Angelegenheit offenbar nicht in befriedigender Weise erledigt. Denn es ist wohl unbestreitbar, dass man bei den vorbezeichneten 3 m hohen Säulen das Knicken nicht ganz ausser Acht lassen, und dieselben nicht ebenso stark belasten darf als ein ganz niedriges Gussstück. Man befindet sich also bei Anwendung der Euler'schen Formel unverkennbar in grosser Ungewissheit und Unsicherheit, und deshalb dürfte es rathsam sein, die Ergebnisse derselben nur dann anzunehmen, wenn dieselben geringer ausfallen, als die nach den praktischen Formeln sich ergebenden Werthe.

Bei den vorstehend angeführten praktischen Formeln von Rankine, Schwarz, Asimont, Schäffer und Lang ist der bei der Euler'schen Formel bestehende Uebelstand nicht vorhanden. Dagegen findet bei der Formel von Hodgekinson derselbe Uebelstand statt.

In den vorgenannten sog. praktischen Formeln, ausser der von Hodgekinson, wird der Werth der zulässigen Belastung P auch bei der kleinsten Länge niemals grösser als der Widerstand gegen einfachen Druck k . F. Ist die Länge = 0, so ergiebt sich der Werth $P = \frac{k \cdot F}{1}$

Die von Schäffer in der Deutschen Bauzeitung, Jahrg. 1877 S. 499 mitgetheilte Formel

$$P = \frac{k F J}{J + \frac{k \cdot s F l^2}{n \pi^2 E}}$$

ist den vorstehenden Formeln von Rankine und Schwarz ähnlich, und auch nach der Euler'schen Formel

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

wie folgt abzuleiten.

Zähler und Nenner der Euler'schen Formel multiplicirt mit k . F. giebt

$$\begin{aligned} P &= \frac{k F n \pi^2 E J}{k F s l^2} \\ &= \frac{k F}{\frac{k s F l^2}{n \pi^2 E J}} \end{aligned}$$

darin $\frac{k s}{n \pi^2 E} = \alpha$ gesetzt, folgt

$$P = \frac{k F}{\alpha \frac{F l^2}{J}}$$

und im Nenner 1 addirt, folgt

$$P = \frac{k F}{1 + \alpha \frac{F l^2}{J}}$$

also völlig übereinstimmend mit der Schwarz'schen bezw. Rankine'schen Formel.

Durch die Addition von 1 im Nenner der vorgeannten 3 Formeln wird der Missstand der Euler'schen Formel (das Ergebniss zu hoher Werthe bei geringer Länge) verhindert. Der Werth P kann, wie vorhin bereits bemerkt, niemals, selbst bei sehr geringer Länge, grösser werden als k . F., sondern er wird stets kleiner, und erst bei $l = 0$ wird $P = k . F$.

Von Rankine ist der Werth α nach Versuchs-Resultaten bestimmt, wie vorhin angegeben, und sollen die Berechnungen nach der Rankine'schen oder Schwarz'schen Formel mit den Versuchs-Resultaten gut übereinstimmen.

Bei der von Schäffer mitgetheilten Formel berechnet sich der Werth α unabhängig von den Versuchs-Resultaten nach der Formel

$$\alpha = \frac{k s}{n \pi^2 E}$$

Darnach berechnen sich folgende Werthe für α für Gusseisen ($k = 500$ kg, $s = 8$. $n = 1$, beide

Enden frei, $\pi^2 = 10$, $E = 1\,000\,000$ kg); $\alpha = 0,0004$.

für Schmiedeeisen ($k = 580$ kg. $s = 6$. $n = 1$.

$\pi^2 = 10$. $E = 2\,000\,000$ kg); $\alpha = 0,000174$.

für Holz ($k = 40$ kg. $s = 10$. $n = 1$. $\pi^2 = 10$. $E = 100\,000$ kg); $\alpha = 0,0004$.


Diese berechneten Werthe von α sind erheblich grösser als die vorstehend angegebenen, aus Versuchs-Resultaten ermittelten, und daher ergiebt sich für P ein geringerer Werth, also eine geringere Tragfähigkeit, als

nach der Formel Rankine-Schwarz, wie solches aus der vorstehenden Vergleichungs-Tabelle S. 36 und 37 ersichtlich ist.

Nun wird sowohl von Schäffer (Deutsche Bauzeitung 1877 S. 499) als auch von Landsberg (Handbuch der Architectur I. Th. I. Bd. S. 312) angegeben, dass die nach der Schäffer'schen Formel berechneten Werthe von P recht gut mit den bis dahin durch Versuche erhaltenen Resultaten übereinstimmen.

Nach Ausweis der vorstehenden Vergleichungs-Tabelle sind aber die nach der Schäffer'schen Formel berechneten Werthe von P zum Theil sehr erheblich kleiner als die nach Rankine-Schwarz berechneten Werthe.

Dasselbe zeigt auch die nachfolgende Tabelle, in welcher für eine Anzahl schmiedeeiserner Flügel-säulen die nach den Formeln von Euler, Rankine-Schwarz und Schäffer berechneten Werthe von P zur Vergleichung zusammengestellt sind.

Schmiedeeiserne Flügel-säulen	P = zulässige Belastung in Tonnen								
	h =	30	30	20	16	16	16	16	12
	b =	3	3	2,5	1,6	1,6	1,6	1,6	2
	l =	500	400	300	400	300	200	100	200
Berechnet nach der Formel:	J =	6811	6811	1669	551	551	551	551	295
	F =	171	171	94	49	49	49	49	44
1. Euler, 6fache Sicherheit k = 580 kg pro qcm		90,8	142	61,8	11,5	20,4	46	184	24,6
2. Desgl. 8fache Sicherheit k = 437 kg pro qcm		68,1	107	46,3	8,6	15,3	34,5	138	18,4
3. Rankine-Schwarz k = 580 kg α 0,00008		66	75	38,7	13,3	17,3	22	27	17
4. Schäffer, 6fache Sicherh. k = 580 kg α = 0,000174		47,4	58,3	31,2	12	11,9	18,6	29,6	12,5
Widerstand gegen einfachen Druck F . 0,58 t		99,2	99,2	54,5	28,4	28,4	28,4	28,4	25,5

Zwischen den in vorstehender Tabelle zusammengestellten Werthen ergeben sich gleichfalls erhebliche Unterschiede. Die Euler'sche Formel ergiebt bei Annahme 6facher Sicherheit bedenklich hohe Werthe, und bei kürzeren Stützen wiederum, wie vorhin bei den gusseisernen Stützen ausgeführt, ganz unzulässig hohe Werthe. Bei Annahme von 8facher Sicherheit werden die Werthe für längere Stützen den Ergebnissen der Rankine-Schwarz'schen und der Schäffer'schen Formel schon mehr angenähert. Die Ergebnisse der beiden letzteren Formeln zeigen aber auch wieder, wie vorhin bei den gusseisernen Stützen, zum Theil sehr erhebliche Unterschiede:

In Anbetracht nun der grossen Bedeutung des fraglichen Gegenstandes muss es dringend geboten erscheinen, durch Anstellung weiterer Versuche, die in Betreff der Knickfestigkeit zur Zeit noch bestehende grosse Ungewissheit und Unsicherheit zu heben, was auch Schäffer a. a. O. hervorgehoben hat.

In Erwägung, dass von den Stützen in Bauwerken, deren Sicherheit, also das Leben von Menschen abhängt, und in fernerer Erwägung, dass die Widerstandsfähigkeit des Eisens mit der Zeit sich vermindert, und auch durch Erschütterungen und durch Rosten die Tragfähigkeit vermindert wird, muss es als geboten erachtet werden, einen reichlich hohen Sicherheitsgrad anzunehmen. Somit ist bei Anwendung der Euler'schen Formel, wenn solche überhaupt zugelassen werden soll, 8fache Sicherheit als ungenügend zu erachten, und mindestens 10fache, besser noch 12fache Sicherheit anzunehmen. Keinesfalls dürfte die Belastung über das Ergebniss der Rankine-Schwarz'schen Formel hinaus zuzulassen, und besser noch, wegen

des grössern Sicherheitsgrades die Schäffer'sche Formel anzuwenden sein.

Um die gusseisernen Hohlssäulen möglichst fehlerfrei herzustellen, ist es erforderlich, dieselben stehend zu giessen, — nicht liegend oder schräg. Man soll daher solche Stützen nur durch solche Giessereien ausführen lassen, welche für stehenden Guss die nöthigen Vorkehrungen besitzen. Ferner ist es rathsam für hohle Stützen, welche eine stärkere Belastung zu tragen haben, die Wandstärke nicht unter $2\frac{1}{2}$ bis 3 cm anzunehmen, da bei geringerer Wandstärke durch Verschiebung des Kerns, sowie durch Blasen, unganze Stellen etc. eine höchst gefahrvolle Verminderung der Widerstandsfähigkeit entsteht. Zwar ist theoretisch ein grösserer Durchmesser mit geringer Wanddicke billiger, als ein kleinerer Durchmesser mit grösserer Wandstärke, aber wegen der grössern Sicherheit muss dem letztern, nicht wegen grösserer Billigkeit dem erstern der Vorzug gegeben werden.

Ferner ist in Rücksicht der Sicherheit geboten, erhebliche Aenderungen des Querschnitts der Schäfte zu vermeiden, also nicht stärkere Ausladungen und Einziehungen anzunehmen. Dieserhalb sind weit ausladende Sockel und Kapitäle, wie sie bei Steinsäulen berechtigt sind, bei gusseisernen Stützen unzulässig. Sollen aus Rücksicht der Formengebung stärkere Ausladungen des Sockels und des Kapitäls hergestellt werden, so müssen diese stark ausladenden Theile besonders gegossen und angesetzt werden. Der Säulenschaft kann ohne Nachtheil gerippt oder cannelirt hergestellt werden.

Nach dem Abputzen der gegossenen Stützen, bevor der Anstrich ausgeführt wird, soll man dieselben aussen und innen sorgfältig besichtigen, und wenn bedenkliche Fehlerhaftigkeiten sich zeigen, die Stücke zurückweisen.

Ferner empfiehlt es sich, durch feine Anbohrung die Wanddicke zu prüfen. Ausserdem ist es rathsam, die gegossenen Stützen einer Druckprobe mittelst einer hydraulischen Presse zu unterwerfen, und zwar bis zum doppelten Drucke der künftigen Belastung. Eine stärkere Druckprobe ist nicht rathsam, weil dadurch eine nachtheilige Beeinträchtigung der Festigkeit herbeigeführt werden kann.

III. Holz.

Die Bruchfestigkeiten des Holzes sind angegeben wie folgt in kg pro 1 qcm.

	Eichen		Kiefern		Fichten		Tannen	
	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck
Weisbach „Der Ingenieur“	877	205— 495	877	—	877	495— 585	877	146
Breymann II. 5. Aufl. S. 86	1000	600	900	600	800	450	970	480
Allgemeine Hochbau- kunde (Durm etc.)	685- 965	364— 487	430- 820	302— 410	370	297	713	312
Handbuch der Bau- kunde (Berlin) .	950	500	1000	500	800	400	800	400

Die zulässige Inanspruchnahme ist angegeben, wie folgt, in kg pro 1 qcm.

	Eichen		Kiefern		Fichten		Tannen	
	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck	Zug	Druck
Weisbach ($1/10$) . . .	88	21-50	88	—	88	50-59	88	15
Breymann	100	70	90	66	80	45	90	48
Allgem. Hochbaukunde	90	65	80	60	—	—	—	—
Gottgetreu 2. Theil, S. 91, nach Hein- zerling, für de- finitive Bauten, mässige Erschüt- terungen	80	66	105	78	80	60	100	75
Berliner Baupolizei .	100- 120	66	100	60	—	—	60	50
Ministerial - Bau - Ab- theilung (Berlin)	100	80	100	60	—	—	—	—

Beim Holze vermindert sich im Laufe der Zeit durch die zerstörend einwirkenden Umstände die Festigkeit in erheblich grösserem Maasse als das beim Eisen der Fall ist. Das Holz wird durch die Luft und Nässe sehr stark angegriffen, besonders bei Konstruktionen im Freien. Bei diesen, z. B. hölzernen Brücken beträgt die Dauer ja nur etwa 30 Jahre. Abgesehen von der ganz ausserordentlich raschen Zerstörung durch nasse Fäulniss und Schwamm, wogegen die nöthigen Vorsichtsmassregeln angewandt werden müssen, werden selbst im Innern der Gebäude die Hölzer durch die Einwirkung von Luft und Feuchtigkeit, sowie durch Wurmfrass häufig verhältnissmässig rasch zerstört. Ferner nimmt die Elasticität in Folge des Naturgesetzes mit der Zeit erheblich ab. Aus diesen Gründen ist es geboten, bei den Holzkonstruktionen einen erheblich grössern Stärkegrad anzunehmen als bei Eisenkonstruktionen. Bei den auf uns gekommenen mittelalterlichen hölzernen Gebäuden, welche meistens aus Eichenholz erbauet sind, finden sich meistens sehr starke Hölzer angewandt. 30 cm starke Ständer und Balken finden sich vielfach. Aus dieser grossen Stärke erklärt sich die lange Dauer dieser Gebäude. Derartige grosse Stärken können wir heutigen Tages nicht mehr anwenden, weil der Preis des Holzes, besonders des Eichenholzes so sehr gestiegen ist. Wollte man derartige starke Hölzer anwenden, so würden die Kosten der Bauwerke grösser werden, als bei Anwendung von Stein- bzw. Eisenkonstruktionen. Diese letztern Konstruktionen haben vor Holzkonstruktionen mehrere Vorzüge voraus: grössere Dauer, grössere Umwandelbarkeit (kein Schwinden und die daraus folgenden grossen Uebelstände) und sodann Feuersicherheit. Daraus erklärt es sich, dass man von den Holzkonstruktionen mehr und mehr abgegangen ist und den Massivbau bzw. Eisenbau vorzieht.

Bei Anwendung von Holzkonstruktionen muss man aus den vorstehend angeführten Gründen die Stärken der Hölzer reichlich gross annehmen, damit nicht allzubald das Ende der Haltbarkeit eintritt.

Von Alters her hat die Regel gegolten, bei Holzkonstruktionen 10fache Sicherheit anzunehmen, also die Inanspruchnahme zu $\frac{1}{10}$ der Bruchfestigkeit. Die darnach berechneten Maassen der Hölzer wird man aber in vielen Fällen, besonders bei Bauwerken im Freien, aus den vorbesprochenen Gründen angemessen stärker annehmen müssen, und es kann das um so eher geschehen, als der Preis des Holzes erheblich geringer ist als der Preis des Eisens. Das Holz kostet in hiesiger Gegend 1 cbm Eichenbauholz 100 Mark, 1 cbm Fichten- oder Kiefernholz 40 bis 45 Mark, dagegen kostet Schmiedeeisen 1 cbm etwa 1200 Mark.

Die Beschaffenheit der Hölzer ist, wie die Versuche ergeben, sehr verschieden. In der vorstehenden Tabelle der Bruchfestigkeiten tritt die grosse Verschiedenheit nicht so sehr hervor, weil die angegebenen Werthe Mittelwerthe sind. In Berücksichtigung dieses Umstandes, sowie der vorstehend angeführten Gründe muss es geboten erscheinen, die zulässige Inanspruchnahme der Hölzer reichlich niedrig anzunehmen, und somit dürften sich folgende Sätze empfehlen:

Zulässige Inanspruchnahme bei definitiven Bauten:	kg pro 1 qcm	
	Zug	Druck
Eichenholz	100	66
Kiefern	90	60
Fichten	80	50
Tannen	80	50

Bei interimistischen Bauten kann nach Heinzerling (Gottgetreu, 2. Theil S. 91) die Inanspruchnahme gegen

Zug und Druck etwa doppelt so gross, als vorstehend für definitive Bauten angegeben, genommen werden.

Der Elasticitätsmodel (Handbuch der Baukunde. Berlin, S. 600) ist anzunehmen:

100 000 kg pro qcm.

Die Biegungsfestigkeit ist anzunehmen = $\frac{3}{4}$ der Zugfestigkeit (Handbuch d. Baukunde S. 613).

Die Schubfestigkeit.

Barlow giebt dieselbe || zu den Fasern an zu $\frac{1}{20}$ der Zugfestigkeit.

Bauschinger's Versuche haben ergeben: Bruchfestigkeit bei Fichtenholz

|| zu den Fasern 53 kg pro qcm

⊥ „ „ „ 225 „ „ „

Darnach anzunehmen als zulässige Inanspruchnahme bei 10facher Sicherheit

|| zu den Fasern 5,3 kg pro qcm

⊥ „ „ „ 22,5 „ „ „

Die Knickungsfestigkeit. In dem Handbuche der Baukunde, Berlin, S. 600 ist hierfür angenommen die Bruchfestigkeit gegen Druck = 400 kg pro qcm, der Sicherheits-Koeffizient $s = 10$ und der Elasticitätsmodel $E = 100$ t.

Hinsichtlich der für die Berechnung der Knickungsfestigkeit anzuwendenden Formeln ist auf das vorstehend unter Gusseisen Mitgetheilte zu verweisen, woselbst auch die betreffenden Koeffizienten für Holz angegeben sind.

IV. Mauerwerk.

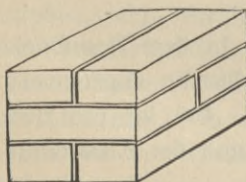
Die Druckfestigkeit (das Zerdrückungsgewicht) des frischen Mauerwerks ist ganz wesentlich abhängig von dem Mörtel. Der frische Kalkmörtel hat in der erstern Zeit nur eine geringe Druckfestigkeit.

Bei der Ausführung von Mauerwerk aber gewinnt der Kalkmörtel sofort einen erheblich höheren Grad der Druckfestigkeit als der Kalkmörtel für sich allein, da die Steine, besonders poröse Steine, also z. B. Mauerziegel, dem Mörtel einen erheblichen Theil des Wassers entziehen, wodurch eine grössere Dichtigkeit und Festigkeit des Mörtels bewirkt wird.

Erheblich günstiger als Kalkmörtel verhält sich der Cementmörtel. In Folge seines raschen Bindens gewinnt derselbe bald einen hohen Grad der Festigkeit, sowohl für sich, als auch zwischen Steinen.

Zur Ermittlung der Druckfestigkeit des Mauerwerks ist es erforderlich, wirkliche Mauerkörper den Versuchen zu unterwerfen, wie solches in der neuern Zeit denn auch mehrseitig geschehen ist.

Derartige Versuche von R. Neumann, Bau-Inspector beim Polizei-Präsidium in Berlin, angestellt mit Mauerwerksstücken aus 6 Ziegeln in 3 Schichten nach nebenstehender Zeichnung — mitgetheilt im Wochenblatte des Architekten-Vereins zu Berlin vom 5. und 12. Januar 1867 haben folgende



Resultate ergeben.

	pro qcm in kg	
	Zerdrückt	Erster Riss
Ziegel in Kalkmörtel, frisch, seit einigen Stunden gemauert	58	16
Einzelne Ziegel	202	110
Ziegel von <u>Stange und Sauer</u> in Greppin in Cementmörtel, 1 Thl. Cem., 2 Thl. Sand	108	65
Desgleichen	114	92

	pro qcm in kg	
	Zerdrückt	Erster Riss
Einzelne Ziegel von denselben . . .	211	116
Desgl., Ziegel der v. Patow'schen Ziegelei bei Berlinchen	85	—
Desgleichen	82	41
u. s. w.		

Neumann erachtet für Ziegelmauerwerk in Cementmörtel bei Annahme von 10facher Sicherheit als zulässige Belastungen die folgenden:

	pro qcm in kg
aus guten vorzüglichen Mauerziegeln . . .	7,3—8,4
„ Thonsteinen von Stange & Sauer . . .	11
„ Rathenower guten Ziegeln	14,6
„ Klinkern	23—29
„ hart gebrannten porösen Ziegeln . . .	7,3
„ leicht gebrannten porösen Ziegeln . .	3,4

Die in den Mittheilungen der Königl. tech. Versuchsanstalten zu Berlin, 2. Jahrg. 1884 mitgetheilten Zerdrückungsversuche von Mauerwerks-Würfeln lauten wie folgt:

	pro qcm in kg zerdrückt
3 Monat alt, in Mörtel aus 1 Thl. Kalk, 2 Thl. Sand, Benekendorfer Ziegel, vollständig zerdrückt	112—117
dito Herzfelder Ziegel	73—83
der Kalkmörtel für sich	12,5
dito, 3 Monat alt, in Mörtel aus 7 Thl. Kalk, 1 Thl. Cement, 16 Thl. Sand, Benekendorfer Ziegel	133—153
dito desgl. Herzfelder Ziegel	72—95
der Mörtel für sich	46

	pro qcm in kg zerdrückt
dito, 3 Monat alt, in Mörtel aus 1 Thl. Cement, 6 Thl. Sand, Benekendorfer Ziegel	144—157
der Mörtel für sich	123
dito, 3 Monat alt, in Mörtel aus 1 Thl. Cement, 6 Thl. Sand	127—166
dito, desgl. Herzfelder Ziegel	86—123

Auf Grund dieser Versuche ist in der vorstehend angeführten Quelle als zulässige Belastung für Ziegelmauerwerk, 3 Monat alt, $\frac{1}{10}$ in kg pro qcm angegeben:

Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel	9 kg
dito in Cementmörtel	14 „
Bestes Klinkermauerwerk in Cementmörtel . .	20 „
Hartgebrannte poröse Wölbziegel in Cement- mörtel	10 kg

Die vorstehenden Versuchs-Resultate entsprechen nicht völlig der Wirklichkeit bei Aufführung höherer Mauern. Hierbei wirkt auf die untern Schichten nach und nach der Druck des obern Mauerwerks, dadurch wird der Mörtel gepresst, und erlangt in Folge der Pressung einen grössern Grad der Festigkeit, als in ungespresstem Mauerwerke. Um diesen grössern Festigkeitsgrad durch Versuche ausfindig zu machen muss man die Versuchs-Mauerkörper nach und nach so belasten, wie es beim Bauen der Fall ist, und in diesem, der Wirklichkeit nachgeahmten Zustande die Zerdrückung ausführen.

Es kommen indess auch Fälle vor, in denen schon bald nach dem Vermauern eine starke Pressung eintritt, z. B. bei Wölbungen. Hierfür sind also die Resultate,

welche sich bei 3 Monate alten Mauerkörpern ergeben haben, ebenfalls nicht zutreffend.

Von der Bau-Polizei in Berlin sind für Mauerwerk und einige Steinarten die in der nachstehenden Tabelle aufgeführten Werthe als zulässige Inanspruchnahme auf Druck angenommen:

Zulässige Inanspruchnahme auf Druck	pro qcm in kg
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkm.	7
Gutes Ziegelmauerwerk in Cementmörtel .	11
Bestes Ziegelmauerwerk „ „	12—14
Poröse Wölbziegel, leicht gebrannt . . .	3
„ „ hart „ . . .	6
Tuffstein aus dem Brohlthale	6
Marmor	24
Basalt	75
Granit	45
Rüdersdorfer Kalkstein in Quadern . . .	25
Nebraer Sandstein, roth	15
„ „ hell	30
Glas	75
Stein aus Cement, Schlacken und scharfem Sand (Nachweis durch Druckprobe) .	12

Von der Bau-Abtheilung im Preuss. Ministerium der öffentlichen Arbeiten sind unterm 16. Mai 1890, zunächst für das Hochbauwesen, die nachfolgenden Vorschriften der zulässigen Beanspruchung auf Druck erlassen:

	pro qcm in kg
Kalksteinmauerwerk in Kalkmörtel . . .	5
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkm.	7
Ziegelmauerwerk in Cementmörtel . . .	12
Bestes Klinkermauerwerk in Cementmörtel	14—20

	pro qcm in kg
Mauerwerk aus porigen Steinen, je nach der Festigkeit derselben	3—6
Granit	45
Niedermendiger Basaltlava	40
Sandstein, je nach der Härte	15—30
Rüdersdorfer Kalkstein in Quadern	25

Die in den beiden vorstehenden Tabellen enthaltenen Ansätze entsprechen den vorstehend aufgeführten Versuchs-Resultaten, sowie auch den bei Bauten der neueren Zeit gewonnenen Erfahrungen, und empfehlen sich daher entschieden zu allgemeiner Annahme, — selbstverständlich unter Berücksichtigung der abweichenden örtlichen Verhältnisse.

Die aus älterer Zeit herstammenden, zum Theil erheblich grössern Angaben sind unter den heutigen Verhältnissen nicht mehr als maassgebend anzuerkennen. Früher hat man viel langsamer gebauet als das jetzt die Regel bildet, der Mörtel konnte also zu grösserer Festigkeit gelangen, ehe die volle Belastung darauf einwirkte. Gegenwärtig wird in der Regel eine viel raschere Ausführung verlangt, und es tritt daher eine erheblich grössere Pressung ein, ehe der Mörtel einen grössern Festigkeitsgrad erlangt hat.

Rondelet hat die Belastungen mitgetheilt, welche bei einigen der kühnsten Bauwerke stattfinden, und zwar wie folgt:

	pro qcm in kg
Säulen der Allerheiligen Kirche zu Angers	44
Pfeiler des Doms im Pantheon in Paris .	29
Pfeiler des Thurmes der Kirche zu St. Mery	29
Säulen in der Kirche St. Paul bei Rom .	20
Pfeiler des Doms der Paulskirche in London	19
Pfeiler des Doms der Peterskirche zu Rom	16
Pfeiler im Invalidendom in Paris . . .	15

Ueber die Tragfähigkeit von Quaderwerk in Mörtel liegen zur Zeit noch keine Versuche vor, und man befindet sich in dieser Beziehung noch im Dunkel. Ueber die Druckfestigkeit der Steine liegen sehr viele Versuche vor, aber nicht über Quaderwerk in Mörtel (Kalkmörtel und Cementmörtel). Unzweifelhaft findet hier ein ähnliches Verhalten statt, wie bei Ziegelmauerwerk. Das in Mörtel versetzte Quaderwerk hat eine geringere Druckfestigkeit als der Stein für sich, und einen grössern Grad der Druckfestigkeit als der Mörtel für sich. Der Mörtel bindet an den Steinen, verliert Wasser und erlangt dadurch einen grössern Festigkeitsgrad als der Mörtel für sich hat. Aber in welchem Maasse das einwirkt auf die Festigkeit des Quaderwerks, das ist zur Zeit noch nicht bekannt, — und daher das Ersuchen an die Versuchsanstalten gerechtfertigt, zur Aufklärung dieser Fragen eben solche Versuche anzustellen, wie das in Betreff des Ziegelmauerwerks geschehen ist.

Bei den vorstehend angeführten, von Rondelet mitgetheilten kühnsten Bauwerken ist die volle Belastung erst nach längern Jahren eingetreten, so dass der Mörtel bereits einen höheren Grad der Festigkeit gewonnen hatte. Die Zunahme der Festigkeit des Kalkmörtels geht bekanntlich sehr langsam vor sich, da die Aufnahme von Kohlensäure aus der umgebenden Luft, und somit die Rückbildung in steinharten kohlen-sauren Kalk nur sehr langsam stattfindet. In altem Mauerwerke zeigt sich häufig der Mörtel fester als die Ziegelsteine.

Bei dem vor 10 Jahren ausgeführten Umbau eines grossen Gebäudes hier in Hannover, wurde zur Herstellung grosser Ladenfenster die Stärke der Pfeiler, bestehend aus Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel, so erheblich vermindert, dass auf 1 qcm ein Druck von 10 kg kam.

Wegen erhobenen Bedenkens in Betreff der Tragfähigkeit der verschwächten Pfeiler wurde ich zur Erstattung eines Gutachtens aufgefordert. Das fragliche Ziegelmauerwerk war 44 Jahre alt, und die Untersuchung ergab, dass der Kalkmörtel selbst im Innern des Mauerwerks nahezu schon so fest als die Ziegel geworden, und somit eine völlig genügende Tragfähigkeit vorhanden war.

Für neues Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel ist, wie vorstehend mitgetheilt, von der Bau-Polizei in Berlin und von der Bau-Abtheilung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten daselbst eine Tragfähigkeit von 7 kg pro qcm angenommen. Dabei ist ein Alter von etwa 3 Monaten vorauszusetzen, wie die vorstehend angeführten Versuche der Königl. tech. Versuchsanstalten zu Berlin ergeben, und wie solches den bei Gebäudebauten in der Regel stattfindenden Umständen entspricht. Denn ehe die volle Belastung auf das ausgeführte Mauerwerk einwirkt, ist dasselbe in der Regel mindestens 3 Monate alt. Ganz frisches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel hat nicht eine Tragfähigkeit von 7 kg pro qcm.

Bei einem in hiesiger Gegend ausgeführten Bau von Eis- und Lagerkellern, bei denen nach früher üblicher Methode eine hohe Erdüberschüttung ausgeführt werden sollte, ergab sich, dass das rasch und bei nassem Wetter in Kalkmörtel aufgeführte Ziegelmauerwerk schon bei einer Belastung von 4 bis 5 kg pro qcm — und frisches in Kalkmörtel ausgeführtes Bruchsteinmauerwerk bei 3 bis 3,5 kg pro qcm nachzugeben begann. In derartigen Fällen, in denen auf frisches Mauerwerk eine starke Belastung gebracht werden muss, ist entschieden die Anwendung eines schneller erhärtenden Mörtels (Cement etc.) zu empfehlen, andernfalls darf die Belastung nicht über das vorbezeichnete Maass ausgedehnt werden.

Gottgetreu hat in seinem Werke „Physische und chemische Beschaffenheit der Baumaterialien“, I. Band, 3. Auflage, Seite 156 in der daselbst angegebenen Tabelle in Betreff der Festigkeit von Ziegelmauerwerk Folgendes angegeben:

Bezeichnung des Mauerwerks	Zerdrückungsgewicht in kg pro qcm	Zulässige Belastung in kg pro qcm		
		1 Unter den günstig- sten Umständen	2 Bei geringen Erschütterungen	3 Bei starken Erschütterungen und 3 dünnen Pfeilern
Gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Cementmörtel 1 Thl. Perl- moser Portlandcement und 3 Thl. feinern Sand nach 90tägiger Erhärtung . . .	95	9,5	4,0	2,0
Desgleichen in Mörtel von 1 Thl. Perlmoser hydraulischem Kalk und 3 Thl. Sand	61	6,1	3,0	1,5
Desgleichen in gewöhnlichem Luftmörtel von 1 Thl. Kalk und 3 Thl. Sand	51	5,0	2,5	1,2

Die vorstehenden Zerdrückungsgewichte sind nach Versuchen von Bauschinger angegeben. Als zulässige Belastung ist angesetzt: in der 1. Rubrik unter den günstigsten Umständen $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit; in der

2. Rubrik bei geringen Erschütterungen $\frac{1}{20}$; in der
3. Rubrik bei starken Erschütterungen und dünnen Pfeilern $\frac{1}{40}$ der Druckfestigkeit.

Es ist hierbei nicht angegeben, welches Alter die Versuchs-Mauerstücke hatten. Die Vergleichung mit den vorstehend mitgetheilten Versuchen von Neumann und von der Berliner Versuchs-Anstalt lässt vermuthen, dass die vorstehenden, von Gottgetreu mitgetheilten Bauschinger'schen Versuche sich auf frisches Mauerwerk beziehen: In diesem Falle würden diese Bauschinger'schen Versuche für die meisten Fälle der Praxis nicht massgebend sein, da die Maximalbelastung nur in sehr seltenen Fällen auf ganz frisches Mauerwerk wirkt.

Ferner sind gegen die Sicherheitsgrade, welche Gottgetreu in seiner vorstehend mitgetheilten Tabelle angesetzt hat, erhebliche Bedenken zu erheben. Darnach soll 10fache Sicherheit nur zulässig sein „unter den günstigsten Umständen“ — „bei geringen Erschütterungen“ wird 20fache Sicherheit, und „bei starken Erschütterungen und dünnen Pfeilern“ sogar 40fache Sicherheit gefordert. Es ist nicht angegeben, ob diese weitgehenden Forderungen sich auf sichere Erfahrungs-Resultate stützen, oder ob es nur wohlgemeinte Ansichten sind.

Wie vorstehend mitgetheilt, ist von der Berliner Versuchs-Anstalt, sowie auch von Neumann als zulässige Belastung von Mauerwerk 10fache Sicherheit angenommen. Diesem Satze entsprechen auch die vorstehend gleichfalls mitgetheilten Ansätze der Berliner Baupolizei und der Bau-Abtheilung des Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten. Diese Ansätze haben sich auch in ausgedehntestem Maasse in der Praxis als ausreichend bewährt. In den allermeisten Fällen kommen aber mässige Erschütterungen vor, — durch Wind, vorüberfahrende

Wagen, durch Gehen, Springen und Tanzen u. s. w. Demnach fallen die meisten Gebäude unter die 2. Rubrik der Gottgetreu'schen Tabelle „geringe Erschütterungen“, und es müsste also nach Gottgetreu's Ansicht dafür 20fache Sicherheit angenommen werden, also das Doppelte des Ueblichen. Offenbar ist das nach den Erfahrungsergebnissen durchaus unberechtigt.

Bei starken Erschütterungen und dünnen Pfeilern ist es allerdings geboten, eine grössere Mauerstärke anzunehmen, als für gewöhnliche Fälle, aber auf das 4fache der letztern zu gehen ist entschieden nicht nöthig. Die Hauptwellenmauern grosser Fabriken führt man, wegen der starken Erschütterungen nicht in Kalkmörtel, sondern in Cementmörtel, oder doch in verlängertem Cementmörtel aus, weil das billiger und sicherer ist, als wenn man Kalkmörtel-Mauerwerk in grösserer Stärke ausführen wollte.

V. Steine.

Die Zerdrückungs-Versuche haben ergeben, dass die Druckfestigkeit ein und derselben Steinart, ja sogar der Stücke ein und derselben Gewinnungsstelle häufig sehr verschieden ist. Die mitgetheilten Versuchsergebnisse sind daher nur als ungefähre Werthe anzusehen. In solchen Fällen, in denen es auf eine genauere Kenntniss der Druckfestigkeit ankommt, muss diese durch besondere Versuche festgestellt werden.

In der nachfolgenden Tabelle will ich einen Auszug geben von den in den neuern Werken mitgetheilten Druckfestigkeiten verschiedener Steinarten:

Natürliche Steine.	Zerdrückungs- gewicht pro qcm in kg
Granit	600—1800
Syenit	1000—1200
Basalt	1200—2078
Serpentin	800—1200
Diorit	1020—1730
Dolorit	880
Gabbro	645
Porphyr	525
Trachyt	550—1542
Marmor	200—1500
Dolomit	890—1300
Kalkstein	230—1115
Sandstein	97—950

(Durch Annässung vermindert sich die Festigkeit der Sandsteine, bei manchen Arten bis zu $\frac{1}{4}$.)

Ziegelsteine.

Gewöhnliche Ziegel	60—236
Hartgebrannte Ziegel	70—379
Klinker	240—720
Poröse Vollsteine	25—184
Gewöhnliche Lochsteine	150—194
Poröse Lochsteine	84

Der Verband deutscher Architekten und Ingenieure hat vor Jahren eine Kommission gewählt, bestehend aus den Herren Bauschinger, Funk und Hartig zur Klassificirung der Baumaterialien. Dieselbe hat folgende Werthe als Minimal-Druckfestigkeit angenommen:

		Für 1 qcm in kg
Granit, Diorit, Grünstein, Syenit, Syenit-Granit, Glimmerschiefer u. dgl.	1. Qualität	1600
	2. „	1200
	3. „	1000
	4. „	800
Kalksteine, also Marmor, Dolomite, Muschelkalk, Nummulitenkalk u. dgl.	1. Qualität	1000
	2. „	800
	3. „	600
Sandsteine	1. „	800
	2. „	600
	3. „	200
Konglomerate und Tuff	1. „	400
	2. „	250
	3. „	150
Klinker	1. „	200
	2. „	160
Ziegel		120

Von Alters her ist es üblich gewesen, die zulässige Belastung der Steine zu $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit, oder mit andern Worten, 10fache Sicherheit anzunehmen. In der 5. Auflage von Breymann's Baukonstruktionslehre, Band I, S. 277 ist abweichend davon die zulässige Belastung der Steine nur zu $\frac{1}{20}$ der Bruchfestigkeit, und als Maximum 20 kg auf 1 qcm bezeichnet. Diese Angabe ist nicht begründet, und kann als allgemeine Regel als berechtigt nicht anerkannt werden. Bei Mauerwerk aus den festen Gesteinsarten kann ja allerdings eine so starke Belastung = $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit nicht in Anwendung gebracht werden, weil dabei der Mörtel

wesentlich mit in Betracht kommt, der einen erheblich geringern Festigkeitsgrad besitzt, als eine der festern Gesteine. Aber anders liegt die Sache bei Mauerwerk aus Steinen von geringerer Festigkeit, z. B. den gewöhnlichen Ziegeln und weichen Sandsteinen. Wollte man dabei 20fache Sicherheit annehmen, so würde das zu erheblich grössern Mauerstärken, also auch zu bedeutend grössern Kosten führen, als es nach der üblichen, und durch die Erfahrung als völlig ausreichend anerkannten Bauweise der Fall ist. Ferner sind bei Unterlagsquadern unter stark belasteten eisernen Säulen, sowie unter stark belasteten eisernen Trägern etc. stärkere Pressungen als $\frac{1}{20}$ der Druckfestigkeit vielfach ohne Nachtheil in Anwendung gekommen. Demnach ist die vorerwähnte Forderung einer 20fachen Sicherheit und einer Maximalbelastung von 20 kg auf 1 qcm als allgemeine Regel für alle Steinarten nicht als berechtigt anzuerkennen.

Die ausser der Druckfestigkeit bei Steinen noch in Betracht kommenden Festigkeiten, und zwar die Zug-, Schub- und Biegefestigkeit, anlangend so ist nach Bauschinger annähernd anzunehmen, wie folgt:

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

die Schubfestigkeit = $\frac{1}{13}$ der Druckfestigkeit;

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

Diese Ansätze sind nur als ungefähre anzusehen, und ist es geboten, in wichtigen Fällen die Koëffizienten durch direkte Versuche zu ermitteln.

VI. Cement.

Als zulässige Inanspruchnahme ist, wie bei Steinen und Mauerwerk, $\frac{1}{10}$ des Bruchgewichtes (10fache Sicherheit) anzunehmen.

Portland-Cement. Die Druckfestigkeit des-
selben hat sich ergeben:

nach den Versuchen von Bauschinger (I. Heft 1873
der Mittheilungen) Perlmoser Portland-Cement nach
90 Tagen:

	auf 1 qcm in kg
reiner Cement	211—258
1 Thl. Cement, 1 Thl. Sand	216—240
1 „ „ 2 „ „	185—202
1 „ „ 3 „ „	160—186
1 „ „ 4 „ „	160—163
1 „ „ 5 „ „	99—206

(8. Heft 1879 der Mittheilungen).

Eingestampfter Cementmörtel an der Luft erhärtet
Sorte A:

1. Woche	1:0	120
	1:3	71
	1:5	37
2. Woche	1:0	141
	1:3	100
	1:5	63
4. Woche	1:0	156
	1:3	103
	1:5	61
8. Woche	1:0	152
	1:3	122
	1:5	84
16. Woche	1:0	214
	1:3	149
	1:5	133
108. Woche	1:0	240
	1:3	170
	1:5	111

Nach den Versuchen der Berliner Versuchsanstalten:
Reiner Cement

nach 7 Tagen 267 kg pro qcm durchschnittl. aus 3 Versuchen,
„ 28 „ 330 „ „ „ „ „ 6 „
1 Thl. Cement, 3 Thl. Sand

nach 7 Tagen 89 kg pro qcm durchschnittl. aus 6 Versuchen,
„ 28 „ 137 „ „ „ „ „ 20 „

Die vom Verbands der deutschen Architekten und Ingenieure zur Klassificirung der Baumaterialien ernannte Kommission (Bauschinger, Funk und Hartig) hat für Cemente folgende Werthe als Minimal-Druckfestigkeit angenommen, und zwar für ein Gemisch von 1 Thl. Cement und 3 Thle. Sand, nach einer Erhärungszeit von 4 Wochen:

		Minimal- Druckfestigkeit per qcm in kg
Portland-Cement, langsam bindend,	1. Qualität	150
	2. „	110
	3. „	75
dito, rasch bindend	1. „	90
	2. „	75
	3. „	50
Roman-Cement	1. „	10
	2. „	5

Die Zugfestigkeit des Portland-Cements.

Die Zugfestigkeit beträgt etwa $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{6}$ der Druckfestigkeit.

Nach den in Deutschland angenommenen Normen soll guter Portland-Cement aus 1 Gewichtstheil Cement und 3 Gewichtstheile reinem scharfen Sand nach 28 Tagen Erhärtung (1 Tag an der Luft und 27 Tage unter Wasser) eine Minimal-Zugfestigkeit von 8 kg pro qcm haben.

Das Preuss. Ministerium verlangt aber 10 kg pro qcm Minimal-Zugfestigkeit.

Versuche von Bauschinger (1. Heft 1873) haben als Zugfestigkeit ergeben:

	pro 1 qcm in kg
Perlmoser Portland-Cement nach 90 Tagen .	2,3
dito nach 105 Tagen	14,5
Bonner Portland-Cement	5,0—16,1

(8. Heft 1879.) Eingestampfter Cementmörtel an der Luft erhärtet, Sorte A:

1. Woche	1 : 0	14,0
	1 : 3	6,5
	1 : 5	4,2
2. Woche	1 : 0	16,0
	1 : 3	7,9
	1 : 5	5,1
4. Woche	1 : 0	18
	1 : 3	9,3
	1 : 5	6,1
8. Woche	1 : 0	19
	1 : 3	12
	1 : 5	8,7
16. Woche	1 : 0	13
	1 : 3	14
	1 : 5	14
108. Woche	1 : 0	19
	1 : 3	15
	1 : 5	12

Die Schubfestigkeit des Portland-Cementmörtels beträgt etwa $\frac{1}{6}$ der Druckfestigkeit, oder das 2fache der Zugfestigkeit.

Die Biegungsfestigkeit des Portland-Cementmörtels ist den nachfolgenden Versuchs-Resultaten gemäss

etwa = $\frac{1}{4}$ der Druckfestigkeit anzunehmen, und als zulässige Inanspruchnahme bei 10facher Sicherheit $\frac{1}{40}$ der Druckfestigkeit zu setzen. Bauschinger's Versuche (7. Heft 1877) mit Cement von Dyckerhoff haben ergeben:

	1 qcm in kg
reiner Cement	28,0—47,5
1 : 4 Sand	16,0
1 : 5 „	23,0

Ferner (8. Heft 1879.) Eingestampfter Cementmörtel an der Luft erhärtet, Sorte A:

1. Woche	1 : 0	35
	1 : 3	19
	1 : 5	10
2. Woche	1 : 0	53
	1 : 3	24
	1 : 5	17
4. Woche	1 : 0	61
	1 : 3	25
	1 : 5	17
8. Woche	1 : 0	55
	1 : 3	29
	1 : 5	23
108. Woche	1 : 0	81
	1 : 3	55
	1 : 5	32

VII. Beton.

Nach Hauenschild (Handbuch der Architectur von Durm etc., II. Thl. I. Band S. 155) hat Cement-Beton, welcher ebenfalls aus Cementmörtel und Kies hergestellt ist, mindestens dieselbe Festigkeit, wie der Cement-

mörtel für sich, gleiche Behandlung beim Anmachen vorausgesetzt.

Die Festigkeit wird wesentlich beeinträchtigt (bis zu 60 %), wenn man bloß reinen Cement und Kies (ohne Sandzusatz) verwendet.

Dasselbst, S. 154, sind folgende Versuchs-Resultate mitgetheilt:

Dyckerhoff, — nach 28 Tagen, davon 27 Tage unter Wasser	Volumtheile				Druck- festigkeit pro qcm in kg
	Cement	Kalkteig	Sand	Kies	
	1	—	2	—	151,8
	1	—	2	3	196,2
	1	—	2	5	170,5
	1	—	—	5	69,9
	1	—	3	—	98,8
	1	—	3	5	111,6
	1	—	3	6 ¹ / ₂	108,2
	1	—	4	—	75,2
	1	—	4	5	90,9
	1	—	4	8 ¹ / ₂	86,0
	1	1	6	—	53,5
	1	1	6	12	52,1
Mank fand bei Cement- beton, (Stern-Cement, Elbsand in Kiesel- schotter)	1	—	2	2	145
	1	—	2	3	110
	1	—	3	2	110
	1	—	3	4	65
	1	—	4	3	60
Versuchsstation der Reichseisenbahnen in Strassburg, — nach 7 Monaten	1	1	3	6	140
	1	1	4	8	121,2
	1	1	5	10	94,1
	1	1	6	12	96,8
8 Basaltsteine	1	1	5	—	147,9
10 Kalksteine	1	1	6	—	121,0
11 Sandsteine	1	1	7	—	83,0
13 Sandsteine	1	1	8	—	91,2

VIII. Die Tragfähigkeit des Baugrundes.

Felsboden, sofern er unverwittert und unzerklüftet ist, hat eine ebenso grosse Tragfähigkeit als die betreffende Gesteinsart = $\frac{1}{10}$ der Druckfestigkeit.

Kies- und Sandboden. Diese Bodenarten, besonders wenn sie frei von Thon sind, gehören zu den festesten Baugründen. Die Berliner Baupolizei gestattet aber für „guten Baugrund“, also auch für den dortigen Sandboden, nur eine Belastung bis zu 2,5 kg pro 1 qcm.

Die Bau-Abtheilung des Preuss. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten gestattet dagegen laut der Verordnung vom 16. Mai 1890 für „guten Baugrund“, je nach der Beschaffenheit 2,5 bis 5,0 kg.

Im Handbuche der Baukunde, Abthl. III, Heft 1 „Der Grundbau“ (Berlin 1887) berichtet Brennecke, S. 76, nach der Deutschen Bauzeitung 1874, S. 497, dass bei den Viadukten der Berliner Stadteisenbahn 4,5 kg pro qcm als obere Grenze angenommen sei, auf Grund von Ermittlungen, die beim Bau der Berliner Verbindungsbahn angestellt seien. Dabei habe sich gezeigt, dass der sandige Untergrund in und bei Berlin, wenn die Last gleichförmig vertheilt und ein geringes Setzen für das Bauwerk nicht nachtheilig ist, weit höher als bis zur obigen Grenze belastet werden dürfe, dass aber bei den Pfeilern gewölbter Bauten, wo der Druck sowohl der Grösse, als der Richtung nach wechsele, die Grenze von 4,5 kg nicht überschritten werden dürfe.

Brennecke berichtet a. a. O. weiter, dass man bei Schraubenpfählen mit der Belastung von sehr tief liegenden Sandschichten, (die Tragfähigkeit nimmt bekanntlich mit der Tiefe zu), ohne irgend welchen Nachtheil bis zu 8 kg pro qcm und noch höher gegangen sei.

Eine solch grosse Belastung ist aber selbst bei reinem Sandboden bedenklich, bei thonigem Sandboden entschieden unzulässig. Hierbei darf die Belastung je nach dem grössern oder geringern Thongehalte nicht über 2,5 bis 5 kg zugelassen werden.

Thon- und Lehmboden.

Die Tragfähigkeit dieser Bodenarten ist häufig überschätzt, es sind dabei gar viele böse Erfahrungen gemacht worden, welche zu grosser Vorsicht mahnen.

Brennecke theilt a. a. O. mit, dass die Fundamente der Mittelpfeiler der East-River-Brücke zu New-York auf den aus festem Thon bestehenden Untergrund mit 6,0 bzw. 7,1 kg drücken und dass das Fundament des grossen Schornsteins der Bochumer Gussstahl-Fabrik auf den Thonboden einen Druck von 6,67 kg pro qcm ausübe.

Eine derartige grosse Tragfähigkeit ist aber nur dem ganz zähen (sog. stämmigen) Thon, welcher sich nicht mit dem Spaten stechen lässt, sondern mit der Hacke gelöst werden muss, zuzusprechen. Die meistentheils vorkommenden Thon- und Lehmartens haben längst nicht eine so grosse Tragfähigkeit. Hier gemachte Erfahrungen haben dafür nur eine Tragfähigkeit von 1,0 bis 2,5 kg pro qcm ergeben. Bei stärkerer Belastung ist eine starke Senkung der Fundamente, die Hinausschiebung des Bodens nach den Seiten, und die Hebung des Bodens zu den Seiten der Fundamente eingetreten.

Dieselbe böse Erfahrung ist auch beim Bau von Bierlager- und Eiskellern in hiesiger Gegend bei hellgrauem Kalkmergelboden hervorgetreten. Dieser Boden machte den Eindruck grosser Tragfähigkeit, als aber die Erdüberschüttung soweit aufgebracht war, dass

an der Sohle der Fundamentmauer ein Druck von 5 kg pro qcm wirkte, begann das Nachgeben und musste daher ein Theil der aufgetragenen Erdaufsüttung wieder entfernt werden, so dass jetzt nur ein Druck von 2,5 kg verblieben ist.

Beim Bau der neuen Damen-Schwimmhalle an der Masch hieselbst ist die Fundirung aus Pfeilern mit Erdbögen hergestellt. Die Sohlen der Pfeiler stehen auf bläulichem Thon, und üben einen Druck von 1,64 kg pro qcm aus, der sich als völlig zulässig erwiesen hat.

IX. Die bei Bauwerken in Betracht kommenden Belastungen.

Die Eigengewichte der Baumaterialien.

Von der Bau-Abtheilung des Königl. Preussischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten sind in der Vorschrift vom 16. Mai 1890 die folgenden Werthe angesetzt:

Lfd. No.	Benennung der Baumaterialien	1 cbm wiegt kg
1	Erde und Lehm	1600
2	Kies	1800
3	Ziegelmauerwerk aus vollen Steinen . .	1600
4	„ „ porigen Steinen 1000 bis	1200
5	„ „ Lochsteinen . . .	1300
6	„ „ porigen Lochsteinen.	900
7	Mauerwerk aus Schwemmsteinen	850
8	„ „ Kalksteinen	2600
9	„ „ Sandsteinen	2400
10	„ „ Granit bzw. Marmor . .	2700
11	Beton, je nach dem Steinmateriale 1800 bis	2200
12	Basalt	3200
13	Asphalt	1500

Lfd. Nr.	Benennung der Baumaterialien	1 qm wiegt kg
14	Gyps, gegossen	970
15	Schiefer	2700
16	Glas	2600
17	Tannenholz	600
18	Kiefernholz	650
19	Eichenholz	800
20	Buchenholz	750
21	Gusseisen	7250
22	Schweisseisen	7800
23	Flusseisen	7850
24	Gewalzter Stahl und Flusstahl	7860
25	Blei	11370
26	Bronze	8600
27	Kupfer	8900
28	Zink, gegossen	6860
29	„ gewalzt	7200

Die Eigengewichte der Zwischendecken sind daselbst angesetzt wie folgt, und zwar ausschliesslich der Nutzlast:

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Decken	Für d. qm in kg
1	Balkenlage mit gestrecktem Windelboden darüber 10 cm stark, die Balken $\frac{26}{24}$ cm stark, von Mitte zu Mitte 1,0 m entfernt	230
2	Balkenlage, nur mit Fussbodendielen von 3,5 cm Stärke darüber; die Balken $\frac{26}{24}$ cm stark, 1,0 m von Mitte zu Mitte entfernt	70
3	Balkenlage gleicher Art mit Stülpedecke darüber aus 3 cm starken Dielen, und 10 cm starken Lehmschlage.	210

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Decken	Für d. qm in kg
4	Balkenlage gleicher Art, mit halbem Windelboden, bestehend aus Staakung mit Lehmstroh umwickelt, oder aus Füllbrettern auf angenagelten Latten und Lehmschlag und Sandschüttung 11 cm stark, und 3,5 cm starkem Fussboden darüber . .	220
5	Balkenlage wie vorhin mit halbem Windelboden etc., jedoch unterwärts mit 2 cm starker Dielenschaalung, gerohrt und geputzt	250
6	Balkenlage wie unter Nr. 4, jedoch oberhalb anstatt des Dielenbodens mit einem 5—7 cm starken Gyps- oder Lehmestrich versehen	310
7	Balkenlage wie unter Nr. 5, jedoch oberhalb statt des Dielenfussbodens mit einem 5—7 cm starken Gyps- oder Lehmestrich versehen	340
8	Balkenlage wie vor, mit ganzem Windelboden, unterhalb mit Lehmbesatz, oberhalb mit 3,5 cm starkem Dielenfussboden	360
9	Flache Kappengewölbe mit $\frac{1}{8}$ Pfeil, $\frac{1}{2}$ Stein = 12 cm stark, für eine Spannweite bis zu 2,0 m zwischen eisernen Trägern, mit Hintermauerung, Sandschüttung bis unter den Dielenfussboden, Lagerhölzer und 3,5 cm starker Dielenfussboden, ausschliesslich des Gewichtes der eisernen Träger	510

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Decken	Für d. qem in kg
10	Desgleichen wie Nr. 9, aber für 2—3 m Spannweite	580
11	Gewölbte Decke wie unter Nr. 9, jedoch aus porösen, oder Lochsteinen	450
12	Gewölbte Decke wie unter Nr. 10, jedoch aus porösen, oder Lochsteinen	520
13	Gewölbte Decke, wie unter Nr. 9, jedoch aus Schwemmsteinen	400
14	Gewölbte Decke, wie unter Nr. 10, jedoch aus Schwemmsteinen	470
15	Decke aus Cement-Kiesel-Beton zwischen eisernen Trägern für eine Spannweite bis zu 1,5 m, gewölbt mit $\frac{1}{10}$ Stich, im Scheitel 7 cm stark, mit Sandüberschüttung, Lagerhölzer und Dielenfussboden, — ausschliesslich des Gewichtes der eisernen Träger	510

Die Nutzbelastungen der Decken sind daselbst angesetzt, wie folgt:

Lfd. Nr.	Art der Nutzlast	Auf 1 qm in kg
1	Nutzlast für Wohngebäude und kleine Dienstgebäude durch Möbel, Menschen u. s. w., abgesehen von der in einzelnen Räumen vorkommenden besondern Belastung durch Akten u. s. w.	250
2	Nutzlast in grössern Geschäftsgebäuden von mehr als 300 000 <i>M.</i> Kosten, da hier leicht eine veränderte Benutzung grössere Bean-	

Lfd. Nr.	Art der Nutzlast	Auf 1 qm in kg
	spruchungen der Decken bedingen kann, für alle Räume	400
3	Nutzlast in grössern Versammlungssälen .	400
4	Nutzlast für Decken unter Durchfahrten und befahrbaren Höfen, sofern nicht be- sondere Umstände die Berücksichtigung von grössern Einzellasten (Raddruck) angezeigt erscheinen lassen	800
5	Treppen-Nutzlast	400
	Im Uebrigen sind, wie daselbst angegeben ist, bei Feststellung der Nutzlasten für das Raummeter folgende Gewichte in Ansatz zu bringen:	Nutz- last für das Raum- meter kg
6	Heu	100
7	Weizen	760
8	Roggen	680
9	Grosse Gerste	640
10	Kleie Gerste	510
11	Hafer	430
12	Erbsen	850
13	Torf	600
14	Braunkohlen	650
15	Steinkohlen	900
16	Coaks	450
17	Eis	910
18	Aktengerüste und Schränke in Registraturen, Bibliotheken, Archiven u. s. w. einschliess- lich der Hohlräume	500

Hierbei ist die Nutzlast für die Gänge, sofern dieselben nur geschäftlichen Zwecken dienen, nicht aber zur Benutzung durch Publikum bestimmt sind, nur mit 150 kg für das qcm in Rechnung zu stellen.

Die Eigengewichte der Dächer sind daselbst angesetzt, wie folgt, und zwar für das Quadratmeter geneigter Dachfläche (also nicht die Horizontalprojection):

Lfd. Nr.	Bezeichnung der Dächer	Für 1 qm kg
1	Einfaches Bieberschwanz-Dach, einschliessl. der Lattung und der Sparren, $\frac{16}{13}$ cm stark, 1,0 m von Mitte zu Mitte entfernt, auch einschliesslich Mörtel	90
2	Bieberschwanz-Doppeldach, wie vorhin	120
3	Bieberschwanz-Kronen- oder Ritterdach, wie vorhin	130
4	Pfannendach, wie unter Nr. 1	90
5	Pfannendach auf 2,5 cm starker Dielenschaalung nebst darüber gestreckter Lattung, einschliessl. Sparren, Schaalung, Latten und Mörtel	110
6	Falzziegeldach, wie unter Nr. 1	110
7	Deutsches Schieferdach auf 2,0 cm starker Schaalung, einschliesslich der Schaalung, Sparren etc. wie unter Nr. 1	85
8	Zinkdach, einschliesslich 2,5 cm starker Schaalung und der Sparren	40
9	Wellblechdach auf Winkeleisen, Wellblech $150 \times 40 \times 1,5$ mm; Winkeleisen 2,0 m freitragend mit 2,0 m Abstand	25
10	Theerpappdach, einschliessl. 2,5 cm starker Schaalung, der Sparren u. s. w.	35

Lfd. Nr.	Art der Nutzlast	Für 1 qm kg
11	Holzceimentdach, die Sparren $1\frac{8}{13}$ cm stark, die Schaalung 3,5 cm, die Kiesschüttung 7 cm stark	180
12	Glasdach auf Sprosseneisen, einschl. des letztern; und zwar bei 4 mm starkem Glase	20
	„ 5 „ „ „	25
	„ 6 „ „ „	30


Bei den Dächern ist die Schneelast zu 75 kg für das qm Dachgrundfläche einzuführen und dabei die Möglichkeit einer vollen oder einer einseitigen Schneebelastung zu berücksichtigen. Bei steilen Dächern kann die Schneebelastung geringer angenommen werden, sofern einzelne Dachtheile nicht etwa Schneesäcke bilden; bei ganz steilen Thurmdächern, an welchen nur geringfügige Schneemengen haften können, ist eine Schneelast nicht weiter in Betracht zu ziehen.

Der Winddruck ist für das qm einer zur Windrichtung senkrechten Ebene nicht unter 125 kg in Anrechnung zu bringen; diese Annahme ist jedoch bei allen freistehenden Gebäuden, nöthigenfalls bis auf 250 kg zu erhöhen. Die Windrichtung ist horizontal anzunehmen.

Bei Dächern über offenen Hallen ist auch ein von Innen nach Aussen wirkender Winddruck in Betracht zu ziehen. Die Grösse desselben steht noch nicht erfahrungsmässig fest, kann aber mit Rücksicht auf den Umstand, dass meist Oeffnungen zum Entweichen der Luft vorhanden sein werden und der Maximaldruck bei der Uebertragung durch die im Innern der Hallen eingeschlossene Luft eine Abschwächung erfährt, zu 60 kg für das qm angenommen werden.

Endlich ist noch in der Mitte der einzelnen Konstruktionstheile (Sprosseneisen, Pfetten u. s. w.) eine Nutzlast von 100 kg, für einzelne das Dach behuf Wiederherstellungsarbeiten, Reinigen u. s. w. betretende Arbeiter, anzunehmen.

Die Angaben über die Eigengewichte der Baumaterialien, die Eigengewichte der Zwischendecken, die Nutzbelastungen der Decken, die Eigengewichte der Dächer, sowie die Schneebelastung und der Winddruck, finden sich in den verschiedenen Lehr- und Handbüchern zum Theil sehr erheblich abweichend von den vorstehenden Ansätzen der Preussischen Ministerial-Bau-Abtheilung angegeben, so dass man also auch in diesen Beziehungen in grosser Verlegenheit und Unsicherheit sich befand bei der Aufstellung statischer Berechnungen. Somit sind die von der Preussischen Ministerial-Bau-Abtheilung erfolgten Feststellungen, welche ohne Zweifel sich auf zuverlässige Ermittlungen gründen, freudigst zu begrüßen und zu allgemeiner Anwendung zu empfehlen.



X. Nachtrag.

Während der Drucklegung der vorstehenden Abhandlung wird aus Kopenhagen am 19. Januar 1891 („Hannoverscher Courier“ vom 20. Januar 1891, Abendausgabe) berichtet, dass in Folge der Kälte mehrere Schienenbrüche auf den dortigen Bahnen vorgekommen und dadurch Betriebsstörungen veranlasst seien. — Diese Nachricht ist für die Eisentechnik von der höchsten Bedeutung, und erfordert daher eine nähere sorgfältige Untersuchung. Meines Wissens ist bislang nicht bekannt, dass Schmiedeeisen und Stahl durch stärkere Kälte spröde werden. Von Gusseisen ist bekannt, dass dasselbe durch Kälte spröde wird, so dass Gusseisenstücke durch Stösse, starke Erschütterungen z. B. beim unvorsichtigen Umkanten, zum Bruche kommen. Aber vom Schmiedeeisen und Stahl ist eine ähnliche nachtheilige Einwirkung der Kälte bislang nicht bekannt. Es dürfte sich somit dringend empfehlen, bei der dänischen Eisenbahnverwaltung den nähern Sachverhalt zu ermitteln, ob die stattgefundenen Brüche wirklich auf die Einwirkung der Kälte zurückzuführen, und ob solche bei Eisenschienen oder bei Stahlschienen vorgekommen sind. Ferner dürften sich zur Klarstellung der vorliegenden Frage entsprechende Versuche der Versuchsanstalten empfehlen. Sollte sich durch die weitere Nachforschung die Thatsache herausstellen, dass durch die Einwirkung starker Kälte die Widerstandsfähigkeit des Schmiedeeisens und Stahls vermindert wird, so würde dann geboten sein, den Sicherheitsgrad für Eisen- und Stahl-Konstruktionen im Freien, also z. B. bei Brücken, entsprechend grösser anzunehmen, als das bislang für nöthig erachtet ist.

2-22

S-96

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000295910