

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang

18. Juni 1926

Heft 25

BAUTECHNISCHE UND STATISCHE URSACHEN DER SCHÄDEN AM MAINZER DOM UND DIE SICHERUNGSGARBEITEN ZUR ERHALTUNG DES BAUWERKES.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 5. März 1926 zu Berlin.

Von Prof. Dipl.-Ing. G. Rütth, Technische Hochschule Darmstadt.

Das Dombauwerk in seiner heutigen Form ist in Abb. 1 a in der Gesamtaufnahme und in Abb. 1 b im Grundriß wiedergegeben, wobei der Grundriß ungefähr der Bildaufnahme angepaßt ist. Die Hauptgruppen dieses Bauwerks sind:

das Hochschiff mit den beiden romanischen Seitenschiffen und die hieran anschließenden äußeren gotischen Seitenschiffe,

die Ostgruppe, bestehend aus Ostturm mit Chorapsis und den beiden östlichen Flankentürmen, und

die Westgruppe, bestehend aus Westturm, westlichem Querschiff und Westchor.

Von der Baugeschichte des Domes sei an dieser Stelle kurz nur das angeführt, was in bautechnischer Hinsicht mit dem jetzigen Bauwerk noch im Zusammenhang steht.

Der Ursprung des Bauwerkes geht zurück bis Ende des ersten Jahrtausends, und zwar auf den Bau, den der Erzbischof Willigis 978 begann und 1009 beendigte. Dieses Bauwerk, der sogenannte „Willigis-Dom“, der mit Holzdecken versehen war, wurde am Tage der Einweihung am 30. August 1009 von den Lichterflammen des Festes ergriffen und in derselben Nacht vernichtet. Der noch von Erzbischof Willigis begonnene Neubau wurde unter Bischof Bardo im Jahre 1036 in Anwesenheit des Kaisers Konrad II. und des Königs Heinrich III. zum Gotteshaus geweiht. Im Jahre 1081 fiel jedoch auch dieser zweite Bau, dessen Hauptschiff noch eine Holzdecke hatte, den Flammen zum Opfer. Der alte Willigisdom wurde bis auf die Turmreste niedergelegt, und der nun begonnene Neubau, um dessen Errichtung sich Kaiser Heinrich IV. sehr verdient gemacht hat, erhielt die Form einer Basilika und als erste

Kirche in Deutschland steinerne Gewölbe. Unter Erzbischof Adalbert wurde dieser stolze Bau mit Steingewölben vollendet und im Jahre 1137 dem Gottesdienst übergeben. Dieses Bauwerk bildet den Kern und den Grundbestand des jetzigen

Domes ohne gotische Seitenschiffe und ohne Westchor. Erdbeben, kriegerische Ereignisse und weitere Brände hatte das Bauwerk durchzumachen, so daß schon um das Jahr 1200 eine umfangreiche Wiederherstellung unternommen werden mußte. Die beschädigten Gewölbe des Hochschiffes und des westlichen Querschiffes wurden erneuert, die beiden Seitenschiffe umgebaut und der Anbau des Westchores durchgeführt. Mit der neuen Weihe des wiederhergestellten Domes im Jahre 1239 war die romanische Bauzeit des Bauwerkes abgeschlossen.

Jedoch sehr bald danach wurden schon wieder Veränderungen vorgenommen, und zwar dadurch, daß zunächst gegen Ende des 13. Jahrhunderts die Außenwände des nördlichen Seitenschiffes allmählich durchbrochen und gotische Kapellen vorgebaut wurden, die jetzt in ihrem Zusammenhang das heutige nördliche gotische Seitenschiff darstellen. Mit Anfang des 14. Jahrhunderts erfolgte auch der gleiche Umbau an der Südseite, der sich jetzt als das südliche gotische Seitenschiff darstellt. Ob

diese Anbauten nur zum Zweck der Vergrößerung und Belebung des Kircheninnern durchgeführt wurden, läßt sich heute wohl nicht mehr feststellen. Es ist nach den jetzt vorliegenden statischen Untersuchungen anzunehmen, daß diese Anbauten auch zur Erhöhung der seitlichen Standsicherheit dienen sollten, worauf Baueinheiten und insbesondere die starken Strebepfeiler der neuen Außenwände schließen

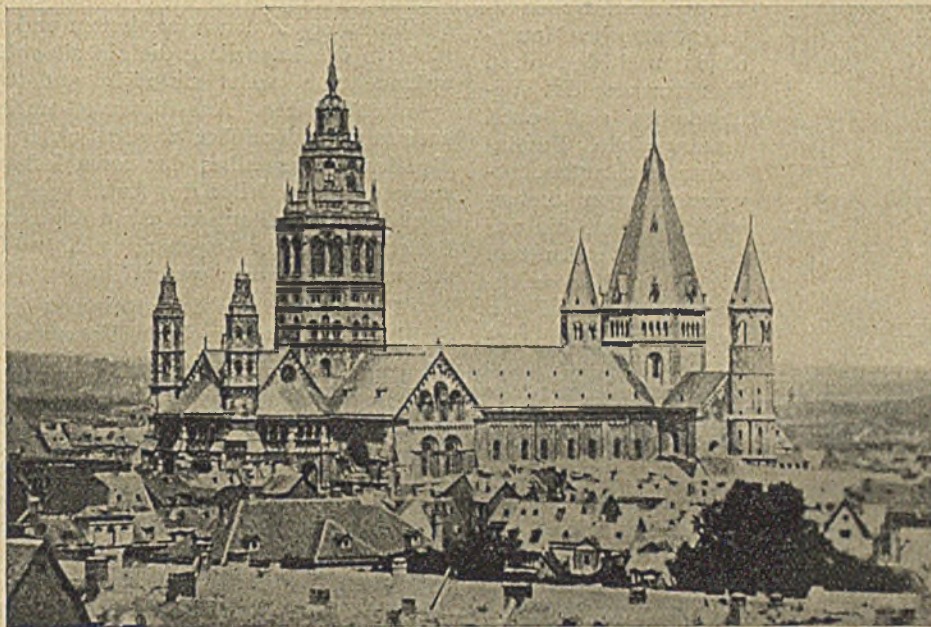


Abb. 1a. Gesamtansicht.

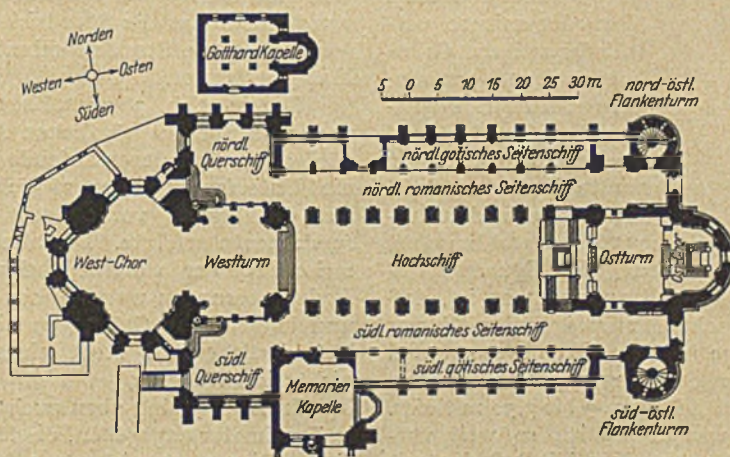


Abb. 1b. Grundriß.

lassen. Es hat sich scheinbar schon damals gezeigt, daß die Pfeiler des Hochschiffes und der romanischen Seitenschiffe unter der Wirkung der Bogenschübe in Verbindung mit den schlechten Untergrundverhältnissen ausgewichen waren. Man wollte wohl mit den seitlich vorgelagerten schweren Außenwänden mit ihren starken Strebepfeilern horizontale Widerlager schaffen. Sehr interessant wird diese Frage in Beziehung zu den vom Verfasser durchgeführten statischen Untersuchungen, auf deren Ergebnis noch näher eingegangen wird.

Abb. 2 zeigt den von dem Dombaumeister Prof. Becker vor dem Krieg festgestellten Fundamentbefund des östlichen

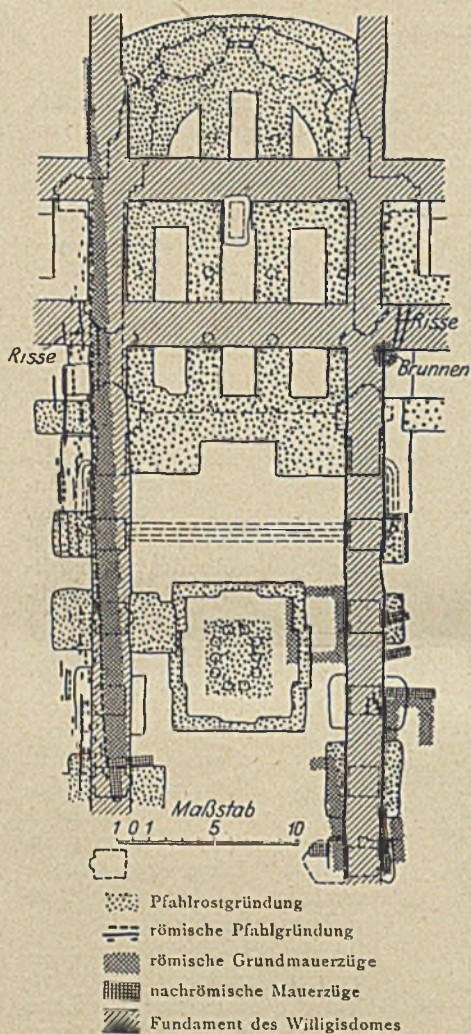


Abb. 2. Fundamentbefundplan des östlichen Teiles.

Teiles, aus dem die sehr verschiedenartigen Gründungsweisen der verschiedenen Bauperioden und die beim Wiederaufbau durchgeführten Fundamentverstärkungen zu erkennen sind. Neben alten romanischen Mauerzügen und den alten Fundamenten des Willigisdomes sind auch umfangreiche Fundamente und Fundamentverstärkungen festgestellt worden, die auf Holzpfählen aufruhten. Die Holzpfähle reichten nicht bis auf den tragfähigen Grund, sondern dienten als 1 bis 1,5 m lange Piloten zur Verdichtung des Untergrundes. Aus diesem Befund der alten Fundamente ist zu ersehen, daß die unzulängliche Tragfähigkeit der Fundamente bereits früher erkannt war, und daß man sie mit den verschiedensten Mitteln zu verbessern suchte. Aber der mit so verschiedenartigen Gründungsweisen verbundene Nachteil ungleicher Tragfähigkeit und ungleicher Setzungen mußte sich naturgemäß auch später in den Auf-

bauten bemerkbar machen, und wurde erst recht verschlimmert, nachdem die Holzpfähle durch Absenkung des Grundwasserstandes allmählich verfaulten. Während anzunehmen ist, daß die Pfähle bei der Ausführung noch vollständig unter Wasser zu stehen kamen, liegt der jetzige mittlere Grundwasserstand am Bau infolge der allmählichen Senkung des Rheinwasserstandes und der Kanalisation der Stadt etwa 3 bis 3,50 m tiefer. Die Verfaulung der Holzpfähle war allmählich so weit vorgeschritten, daß der Untergrund unter dem Einfluß des mit dem Rheinwasser schwankenden Grundwasserstandes zusammensackte. Zum Teil sind auch die Nachsackungen der Fundamente entsprechende gewesen, aber große Teile der Fundamente, die früher auf Holzpfählen aufruhten, wie z. B. die nördliche Außenwand und die Fundamentvorlagen der Hochschiffwände, sind z. T. durch Zusammenhang mit anderem Mauerwerk, z. T. durch die Reibung zwischen Fundamenten und Erdwänden, weniger abgesackt als der darunterliegende Untergrund, wodurch stellenweise Hohlräume unter den

Fundamenten entstanden sind. Die nördliche Außenwand mit etwa 60 m Länge und einer Fundamentbreite von mehr als 3 m stand auf der ganzen Länge vollkommen hohl, so daß zwischen Untergrund und Erdreich Zwischenräume bis zu 30 cm vorhanden waren, ein Zustand, der für den Gesamtbestand des Bauwerkes katastrophal werden konnte.

Abb. 3 zeigt die statische Untersuchung des Domquerschnittes, d. h. des Hochschiffes und der beiderseitigen Seitenschiffe. Die Untersuchung wurde zunächst unter der Annahme durchgeführt, daß die Pfeiler die Kräfte der anschließenden Gewölbe und Gurtbögen allein aufzunehmen haben, also ohne Mitwirkung der Außenwände. Diese Untersuchung hat ergeben, daß die Hauptjochpfeiler der Hochschiffe, die die Gurtbögen und Kuppelrippen der Hochschiffgewölbe aufnehmen, rechnerisch sehr starke Kantenpressungen in der Sockelfuge erhalten. Die Kantenpressungen dieser Hauptjochpfeiler werden jedoch durch die Mitwirkung der Zwischenpfeiler infolge der oberen durchgehenden Wände auf ein erträgliches Maß ausgeglichen. Dagegen hat diese Untersuchung gezeigt, daß die Seitenschiffzwischenpfeiler, d. h. die Pfeiler zwischen den romanischen und gotischen Seitenschiffen, nicht in der Lage sind, die auf sie entfallenden Gewölbekräfte aufzunehmen, wenn sie nicht anderweitig im Gleichgewicht gehalten werden. Aus diesem Grunde ist eine zweite Untersuchung durchgeführt worden unter der Annahme, daß ein Teil des Bogenschubes der romanischen Seitengewölbe auf die starken Strebepfeiler der Außenwand übertragen wird. Diese zweite Untersuchung hat die vollkommene Standsicherheit der Seitenschiffpfeiler ergeben, solange diese horizontalen Abstützungen wirksam waren.

Dieses Ergebnis der statischen Untersuchung rechtfertigt die bereits ausgesprochene Vermutung, daß der Anbau der gotischen Seitenschiffe gleichzeitig die Standsicherheit der romanischen Seitenschiffe und somit auch des Hochschiffes verbessern sollte. Diese Annahme wird noch bestärkt durch die Tatsache, daß die Gurtbögen der gotischen Seitenschiffe voll übermauert sind, um eine sichere Kraftübertragung auf die Außenpfeiler auch tatsächlich zu ermöglichen. Es dürfte hiermit als bewiesen gelten, daß die gotischen Baumeister damals einen außerordentlich klaren Blick für die vorliegenden statischen Verhältnisse gehabt haben, denn die nach statischem Gefühl getroffene Maßnahme war sehr zweckmäßig und erfüllte die hieran gestellte Anforderung, solange die Fundamente der Außenwände tragfähig waren. Beim Nachgeben der Fundamente infolge des bereits erwähnten Abfaulens der Pfähle wurde nicht nur die Standsicherheit der Außenwände, sondern somit auch die Standsicherheit der Zwischenpfeiler in starkem Maße gefährdet.

Die in Abb. 3 schraffiert angegebenen neuen Fundamente unter der nördlichen Außenwand und den Hochschiffpfeilern sind als durchlaufende Fundamente eingebaut, während die Unterfangung der südlichen Außenwand mit Rücksicht auf die bereits vorhandene Pfeilergründung durch Einzel-fundamente erfolgte. Die alten Fundamente der Seitenschiffzwischenpfeiler wurden vorläufig nicht unterfangen, da die Bodenpressungen unter diesen alten Fundamenten gering sind und bedenkliche Setzungen hierbei nicht festgestellt wurden. Erforderlichenfalls steht einer nachträglichen Unterfangung nichts im Wege.

In Abb. 3 sind oben auch die horizontalen Ausweichungen in Zentimeter angegeben, die für dieses Joch festgestellt worden sind. Diese Ausweichungen betragen an anderen Stellen im Maximum bis zu 28 cm. Die unter Berücksichtigung der Schrägstellung der Pfeiler ermittelten Resultierenden der neuen Fundamentfugen und die entsprechenden Bodenpressungen nach der Unterfangung sind ebenfalls aus der Abb. 3 zu ersehen.

Die Möglichkeit des Gleichgewichtszustandes der nördlichen Außenwand vor der Unterfangung ist auf Abb. 4 dargestellt. Da der Hohlraum unter dem alten Fundament auf der ganzen Länge der Mauer (60 m) und auf der ganzen Breite des Fundamentes vorhanden war, so ist ein weiteres Absacken

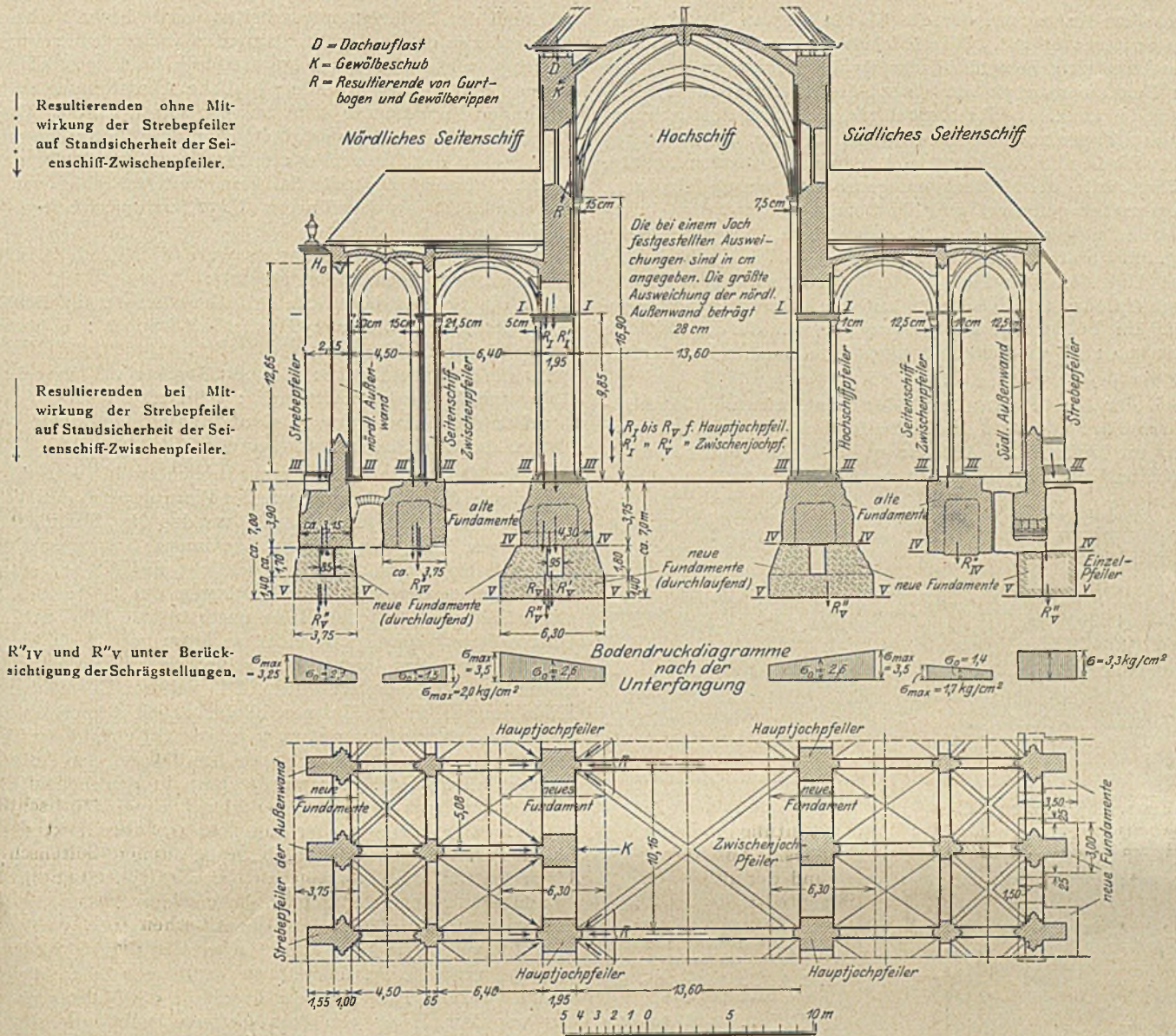


Abb. 3. Statische Verhältnisse des Hochschiffes und der Seitenschiffe.

des Fundamentes nur durch die Reibung zwischen Erdreich und Fundamentwänden verhindert worden. Zum Glück waren die Außenflächen des Fundamentmauerwerkes sehr rau und das Erdreich von zäher Kohäsion, wodurch dieser schwebende Gleichgewichtszustand einigermaßen möglich wurde. Man kann sich leicht den Umfang der Katastrophe vorstellen, die ein plötzliches Absacken dieses schwebenden Fundamentes hätte auslösen können, wenn man bedenkt, daß diese Außenwand gleichzeitig noch die horizontale Versteifung der Seitenschiffe darstellt.

Abb. 4 zeigt ferner die praktische Durchführung der Unterfangungsarbeiten im Stollenbetrieb, wobei durch Betriebsstollen, von den Schächten ausgehend, unter die alten Fundamente herangegangen wurde. Der Einbau der einzelnen Fundamentalsätze erfolgte in der im Querschnitt angegebenen Reihenfolge. Nachdem die in unmittelbarer Nähe der Arbeitsstollen liegenden Sätze unterbaut waren, wurden dann in beiden Richtungen längs unter den alten Fundamenten die einzelnen Sätze nacheinander eingebaut und hierbei ein

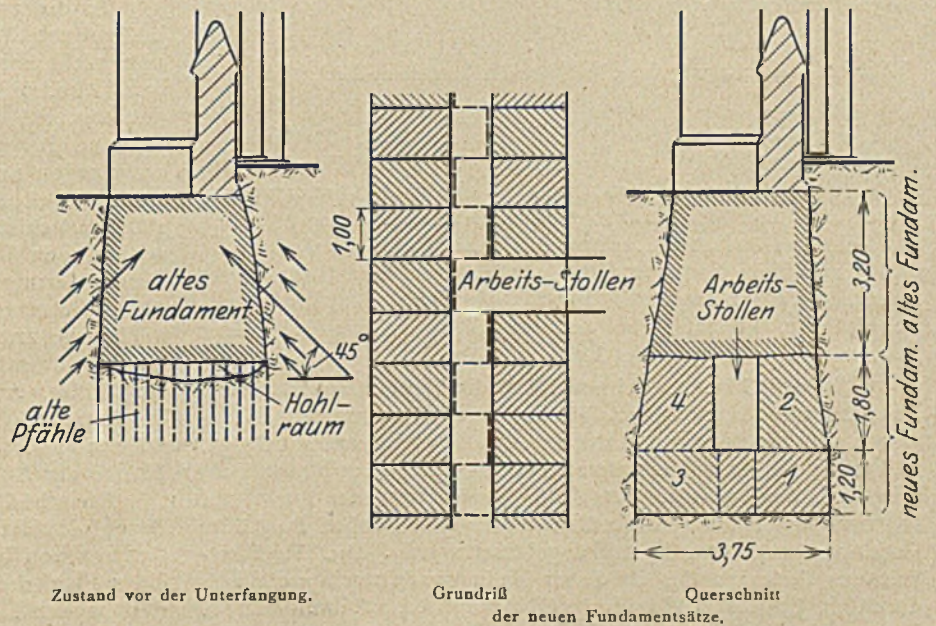


Abb. 4. Unterfangung der nördlichen Außenwand.

Längsstollen ausgespart, der die Verbindung zu den Arbeitsstollen aufrecht erhielt. Mit Rücksicht auf die Verwendung von hochwertigem Zement (Marke Dyckerhoff-Doppel) für den neuen Fundamentbeton war eine Unterbrechung für die Erhärtung der einzelnen Sätze nicht nötig, so daß durchschnittlich in drei Tagen an jeder Arbeitsstelle ein Satz, bestehend aus unterem Block und Zwischenblock, eingebaut werden konnte. Der Fortschritt der Unterfangungsarbeiten wurde hierdurch außerordentlich gefördert und die Gefahr während der Unterfangung auf möglichst kurze Zeit beschränkt. Vergleichsweise sei angeführt, daß bei den in den Jahren 1910 bis 1916 durchgeführten Unterfangungsarbeiten des Ostturmes und mehrerer Hochschiffpfeiler mit Rücksicht auf die Verwendung von gewöhnlichem Beton und Backsteinmauerwerk durchschnittlich die Zeit von 2 bis 3 Wochen für einen Fundamentalsatz erforderlich gewesen ist.

Bei der Unterfangung der östlichen Flankentürme war besonders auf die Reihenfolge der Satzeinbauten zu achten, um gefährliche Ausweichungen dieser Flankentürme während der Unterfangungsarbeiten auszuschließen. Die Reihen-

während der Unterfangungsarbeiten wurde bewußt abgesehen, da hierdurch der in den Fundamenten vorhandene schwebende Gleichgewichtszustand infolge Reibung hätte gestört werden können und in diesem Falle plötzliche Absackungen der hohlstehenden Fundamente nicht ausgeschlossen waren. Während der ganzen Unterfangungsarbeiten wurden die an den wichtigsten Stellen des Bauwerkes angebrachten Gipsbänder dauernd beobachtet und festgestellt, daß keine weiteren Schäden während der bis jetzt durchgeführten Unterfangungsarbeiten eingetreten sind.

Für die neuen Fundamente wurden folgende Mischungsverhältnisse in Raumteilen gewählt:

für die Sohlenblöcke, die mit Grundwasser in Berührung kamen: 1 Zement Dyckerhoff-Doppel : 6 gemischt-körnigem Kiessand,

für die Zwischenblöcke: 1 Zement Dyckerhoff-Doppel : 5 gemischtkörnigem Kiessand : 3 Splitt.

Für die Betonierung in Grundwasserhöhe wurde weicher Beton, darüber Stampfbeton verwendet.

Der Osturm hatte ursprünglich wohl eine ähnliche romanische Steinbedachung wie der Vierungsturm des Wormser Domes. Im 14. Jahrhundert wurde die Steinbedachung abgetragen und ein schönes gotisches Turmgeschoß aufgesetzt. Später wurde mit Rücksicht auf die aufgetretenen Ribbildungen der westliche Tragbogen des Ostturmes durch einen Steinpfeiler in der Mitte unterstützt. Aber auch diese Unterstützung zeigte sich nicht wirksam genug, da hierdurch der Hauptschaden, der in den schlechten Fundamentverhältnissen lag, nicht beseitigt wurde. Die weiteren Bewegungen und Ribbildungen dieses Turmes blieben auch ferner eine stete Sorge, und so wurde vor etwa 50 Jahren auf Grund des Urteiles einer Sachverständigenkommission beschlossen, den Aufbau des Turmes abzutragen. Er wurde dann in den heutigen, sehr nüchternen, zum Gesamtbild schlecht passenden Bauformen in geringerer Höhe wieder aufgebaut. Aber dennoch kam dieser Turm nicht zur Ruhe, denn die damaligen Sachverständigen hatten die ungenügende, mindestens ungleichmäßige Tragfähigkeit der Fundamente nicht erkannt. Dies ist außerordentlich bedauerlich, denn nach den heute vorliegenden Kenntnissen hätte der alte Turmaufbau erhalten werden können, wenn die Fundamente in tragfähigen Zustand versetzt worden wären. Erst nach der bereits in den Jahren unmittelbar vor dem Krieg von dem jetzigen Dombaumeister Prof. Becker durchgeführten Unterfangung des Ostturmes war die Standsicherheit dieses Turmes in seinen Fundamenten gewährleistet.

Trotz der vorerwähnten Unterfangung sind starke Schäden im oberen Teil des Ostturmes aufgetreten, deren Ursache nun nicht mehr in den Fundamentverhältnissen zu suchen war (Abb. 6). Die statische Untersuchung des Ostturmes hat ergeben, daß die im oberen Teil des Turmes eingebaute massive Kuppel zu starke Horizontalkräfte auf die Turmwandungen ausübte und so das Bestreben hatte, das Mauerwerk des oberen Turmgeschosses, das durch die Turmgalerie stark aufgelöst war, auseinanderzuschieben. Der Einfluß dieser schiebenden Kräfte wurde verstärkt und ausgelöst durch die Erschütterungen, die der steile Turmhelm bei Sturm auf das obere Turmmauerwerk ausübte. Die Wirkung dieser Windkräfte war an den Auflagerpunkten des Helmes um so stärker, als der für solche Helmkonstruktionen erforderliche Auflagering fehlte. Abb. 6 zeigt auf der linken Seite die Ribbildungen in Ansicht, Grundriß und Querschnitt einer Achteckseite, während in den Vertikalschnitten dieses Bildes die resultierenden Kräfte der Achteckseiten und Ecken angegeben sind.

Die schädliche Wirkung der vorgenannten Ursachen wurde durch die Sicherungsarbeiten im oberen Teil des Ostturmes beseitigt, und zwar einerseits durch den Einbau eines Flacheisenringankers am Boden der Turmgalerie, der in der Lage ist, den gesamten Kuppelschub aufzunehmen, und andererseits durch den weiteren Einbau eines Dachringankers aus Eisenbeton in Höhe des Dachgesimses zur Verankerung des

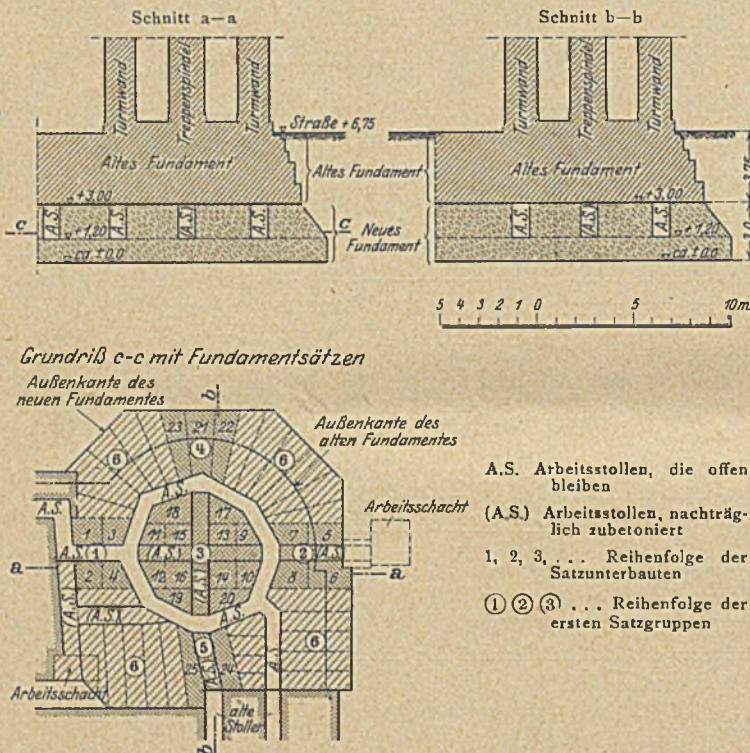


Abb. 5. Unterfangung des nördlichen Flankenturmes der Ostgruppe.

folge der Satzeinbauten ist auf Abb. 5 durch fortlaufende Nummern angegeben. Die in Kreisen beige-schriebenen Nummern zeigen die Reihenfolge der einzelnen Satzgruppen, wovon zunächst die drei ersten einen neuen Fundamentstreifen parallel zur Domachse ergaben, der dann durch die Gruppen 4 und 5 zu einem Kreuz ergänzt wurde. Nachdem durch dieses Fundamentkreuz die Erhaltung der vertikalen Turmachse gesichert war, konnten die anderen Sätze in wechselseitiger Reihenfolge unterbaut werden.

Allgemein bemerkt sei noch, daß die Tiefe der unterbauten Fundamente je nach den Boden- und Grundwasserverhältnissen etwa 3,0 bis 3,5 m unter den alten Fundamenten beträgt, daß also die neue Fundamentsohle 7 bis 7,5 m unter dem Kirchenfußboden liegt. Sämtliche neuen Fundamente sind auf gleichmäßig tragfähigem Sandboden gegründet, wobei eine größte Bodenpressung von 4 kg/cm² zugelassen wurde. Die Tragfähigkeit des Untergrundes in dieser Tiefe wurde noch geologisch durch ein Gutachten des Herrn Oberbergrat Prof. Dr. Steuer, Darmstadt, nachgewiesen. Von einer Abstützung der Gewölbe und Gurtbögen sowie einer horizontalen Absprißung der Pfeiler

Turmkränzes und zur besseren Verteilung der Dachwindkräfte auf das Mauerwerk. Die Anordnung und konstruktive Durchbildung der beiden Anker ist auf Abb. 6 dargestellt. Zuerst erfolgte der Einbau des Kuppelringankers, um den Kuppelschub unschädlich zu machen, und zwar so, daß sowohl die auf die Ecken als auch auf die Seiten entfallenden Schubkräfte mit Sicherheit aufgenommen werden können. Nach Zusammensetzung des Flacheisenringes wurde der Anker durch Keile leicht angespannt. Dann wurden die schadhaften und zerrissenen Mauerwerksteile im Innern des Dachgeschosses durch Stampfbeton ersetzt und der Eisenbetondachringanker in acht Teilen nacheinander ausgeführt. Um die Ausführung des Dachringankers mit Rücksicht auf die wechselseitigen Unterbauungen des Dachhelmes möglichst zu beschleunigen, wurde auch hier hochwertiger Portlandzement „Dyckerhoff-Doppel“ verwandt. Nachdem der Dachringanker ausgeführt war, wurde der Kuppelringanker durch Einbetonierung in eine weiche Betonmischung dauernd vor Rost geschützt.

Die Westgruppe, die in den Abb. 1a u. 1b links dargestellt ist, besteht aus Westturm, Querschiffen und Westchor. Die Sicherungsarbeiten dieser Gruppe wurden in Angriff genommen, nachdem alle übrigen Teile des Dombauwerkes unterfangen und der Ostturm in seinem oberen Teil, wie vorstehend beschrieben, gesichert war.

Im Vortrag wurde dann ein Bild gezeigt, das als Ergänzung zu den bereits gemachten geschichtlichen Angaben die einzelnen Bauabschnitte der Westgruppe darstellte. Hieraus war zu erschen, daß die Hauptteile der Westgruppe in der bereits erwähnten bedeutenden Bauepoche Ende des 12. und Anfang des 13. Jahrhunderts entstanden sind. Das Mauerwerk des Westturmes schloß hierbei etwa in Scheitelhöhe der Vierungskuppel ab. Etwa um 1490 wurde ein massives Geschoß in gotischem Stil aufgebaut und ein spitzer Turmhelm aus Holzkonstruktion aufgesetzt; auch die Querschiffe hatten wie das Langhaus hölzerne Dächer. Nach dem großen Brande, der im Jahre 1767 infolge Blitzschlages entstanden ist, und durch den der Dom in seinen

oberen Teilen zerstört worden ist, erfolgte der Wiederaufbau vor etwa 150 Jahren durch den hervorragenden Baumeister Ignaz Neumann in der Form, wie sie heute noch vorhanden ist. Hierbei erhielt der Westturm den dreigeschossigen massiven Turmaufbau, der nicht nur künstlerisch, sondern auch bautechnisch eine außerordentlich bedeutsame Leistung darstellt.

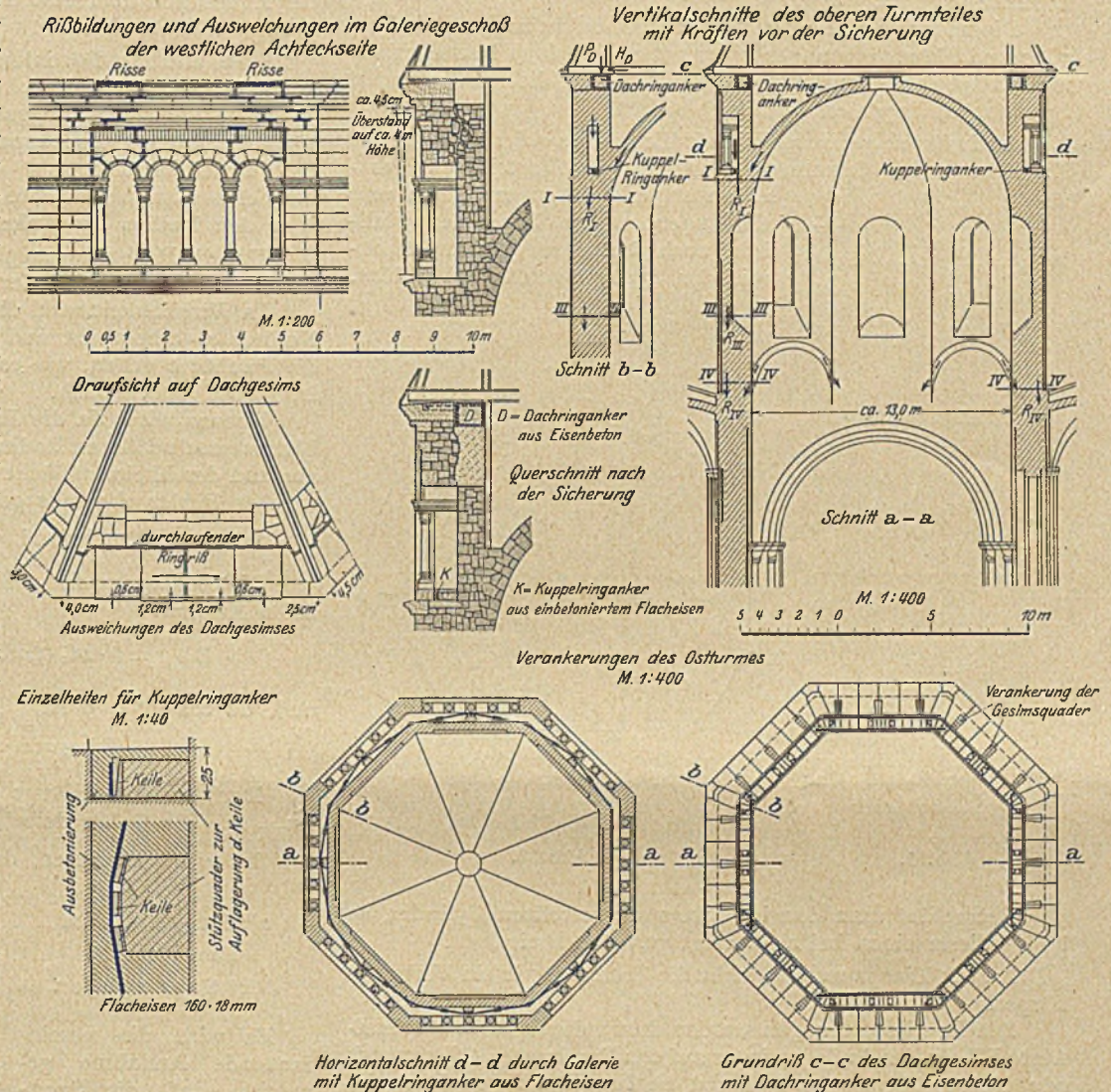


Abb. 6. Schäden und Sicherungen im oberen Teil des Ostturmes.

Allerdings wurden hierdurch die Fundamente des Turmes und insbesondere die Vierungsgurtbögen außerordentlich stark belastet. Auch Querschiffe und Westchor wurden durch Neumann mit schweren Steindächern versehen, so daß die gesamte Westgruppe von den Fundamenten bis zu den Turmspitzen und Dachfirsten nur massive Konstruktionen aufweist.

(Schluß folgt.)

ANKERZÜGE UND MAUERPRESSUNGEN FÜR FREISTEHENDE, NICHT ABGESpanNTE, RUNDE TROMMELN.

(BLECHSCHORNSTEINE, KÜHLER usw.)

Von Ingenieur Max Zebe, Charlottenburg.

Dem in der Praxis stehenden Ingenieur steht, besonders bei der Bearbeitung von Projekten, oft nicht die Zeit zur Verfügung, längere Zeit beanspruchende Untersuchungen anzustellen.

Er wird sich zumeist damit begnügen müssen, überschlägige Berechnungen bezügl. Festigkeit und Standsicherheit anzufertigen und die hieraus gewonnenen Ergebnisse seinen Offerten zugrunde zu legen.

Bei dem zur Zeit bestehenden scharfen Konkurrenzkampf ist es jedoch erforderlich, den geringsten Materialaufwand zu ermitteln, um ein möglichst günstiges Angebot herausbringen zu können.

Das Gewicht der Verankerung macht nicht nur einen erheblichen Teil des Gesamtgewichtes, sondern auch der Bearbeitungskosten, welche wegen der notwendigen Schmiede- und

Dreharbeiten ziemlich hoch sind, aus, so daß eine Ersparnis an Anker den Gesamtpreis des Objektes wesentlich erniedrigt.

Ferner zeigt sich, daß ein im Fundament fest eingespannter Schornstein kaum teurer wird als ein abgespannter, so daß die häßlich wirkenden Abspannungen in Fortfall kommen können.

Die nachstehende angenäherte Untersuchung der Ankerzüge und Mauerpressungen erfordert nur geringe Rechenarbeit und zeitigt doch Ergebnisse, die mit den wirklich auftretenden Spannungen in gutem Einklang stehen.

Auch für eine eventuell behördlicherseits geforderte genaue Ermittlung der Spannungen ist es von Vorteil, erst dieselben angenähert zu errechnen und die angenommene Lage der Nulllinie auch bei dem genauen Nachweis der Spannungen beizubehalten.

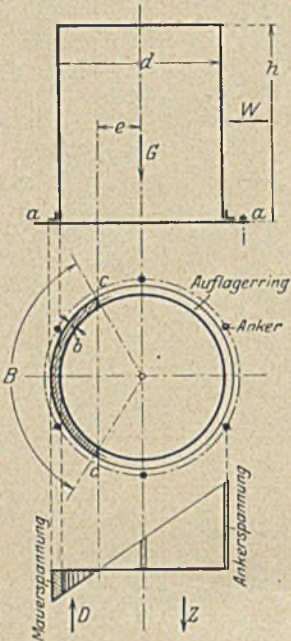


Abb. 1.

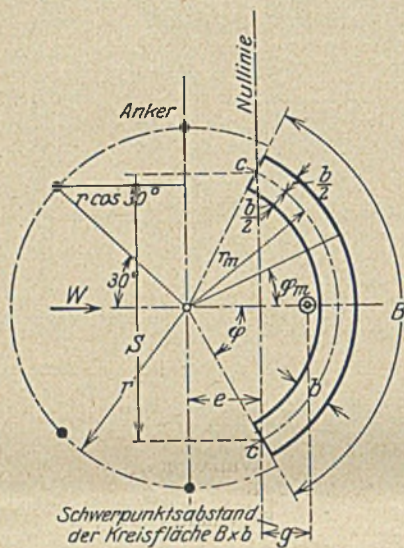


Abb. 2.

Betrachtet man den in Abb. 1 dargestellten Zylinder, so bildet dieser einen bei a—a eingespannten Freitrag.

An der Einspannstelle wirkt die Trommel wie ein Verbundkörper.

Die Druckspannungen werden durch die in Abb. 1 schraffierte Fläche des Auflagerringes auf das Fundament (Mauerwerk oder Beton) übertragen, während die Zugspannungen durch die Ankerzüge aufgenommen werden.

Es sei W die Windbelastung, welche beim Kreiszyylinder bekanntlich $p \frac{2}{3} d h$ ist, wobei p die Windbelastung pro Einheit senkrecht getroffener Fläche G und die Eigenlast des Bauwerkes bedeuten.

Bezogen auf die Nulllinie c—c und die Fundament- bzw. Sockeloberkante a—a beträgt das Moment, wenn die Nulllinie den Abstand „e“ von der Zylindermitte hat,

$$M_W = W \frac{h}{2} - G e.$$

Die Lage der Nulllinie hängt von der Größe und Anzahl der gewählten Anker ab.

Während man bei der Ermittlung der Spannungen eines Eisenbetonkörpers den Eisenquerschnitt wählt und dann die Nulllinie ermittelt, ist hier, um auf möglichst schnelle Weise zum Endergebnis zu kommen, nicht nur der Ankerquerschnitt, sondern auch die Lage der Nulllinie zu schätzen, und diese Werte sind in die Rechnung einzusetzen.

Die Breite der den Druck auf den Unterbau übertragenden Fläche des Auflagerringes läßt sich durch die Wahl des Fußringprofils in bestimmten Grenzen so verändern, daß die Bedingung für die Lage der Nulllinie: statisches Moment der

Druckfläche = n mal statisches Moment der Druckfläche, bezogen auf die Nulllinie, durch einfachste Rechnung erfüllt wird.

Es sei in unserm Beispiel angenommen, daß 6 Anker mit dem Einzelquerschnitt f_e vorhanden wären.

Das Verhältnis der Dehnungszahlen zwischen dem Eisen der Anker und dem Fundamentmaterial $E_e : E_b$ sei n . Es bedeutet (s. Abb. 2):

B die mittlere Bogenlänge des Druckringstückes,

b die Breite des Druckringstückes,

S die Sehne des Bogens B ,

σ_m die mittlere Druckspannung auf der Symmetrieachse des Druckkörpers,

r_m den mittleren Radius der Druckfläche,

r den Radius der Ankermitten.

Um die Rechnung möglichst zu vereinfachen, wird für die Größe der Druckfläche der Wert $B \cdot b$ eingesetzt.

In Wirklichkeit wird diese bei den Punkten „c“ durch die Nulllinie c—c begrenzt und nicht durch Radien, welche durch die Punkte c gehen, wie es der Wert $B \cdot b$ ergibt. Der Fehler ist jedoch unerheblich.

Ebenso wird, da die Breite „b“ der Druckfläche im Verhältnis zum mittleren Radius „ r_m “ klein ist, der Schwerpunktsabstand der Kreisringfläche dem des Bogens „B“ gleichgesetzt, welcher Fehler ebenfalls gering ist.

$$\text{Schwerpunktsabstand sonach: } „g“ = r_m \frac{S}{B} - e.$$

Die Bedingung für die Lage der Nulllinie lautet nunmehr bei 6 Ankern:

$$B b g = n \cdot 2 f_e \{ (r \cos 30^\circ + e) + (r \cos 90^\circ + e) \}$$

und, da $\cos 90^\circ = 0$ ist,

$$(1) \quad B b g = n \cdot 2 f_e (r \cos 30^\circ + 2e).$$

Der zur Bogenlänge B gehörende halbe Zentriwinkel ist $= \varphi$. Die Größe desselben ist zu schätzen.

$$\text{Ist } \varphi \text{ angenommen, dann ist } B = \frac{r_m \pi}{180^\circ} 2 \varphi^\circ.$$

a) Angenäherte Ermittlung der Spannungen.

Es wird die vereinfachende Annahme gemacht, daß die Spannungen für das Element des Spannungskörpers mit der Grundrißgröße $b d \varphi_m$ konstant seien.

In Wirklichkeit trifft dieses nur auf eine Faser des Spannungskörpers parallel der Nulllinie zu (siehe auch unter b).

Ist die größte mittlere Spannung im Abstand $r_m - e$ von der Nulllinie $= \sigma_m$, so ist diese an der beliebigen Stelle φ_m :

$$\sigma_{\varphi_m} = \sigma_m \frac{r_m \cos \varphi_m - e}{r_m - e}.$$

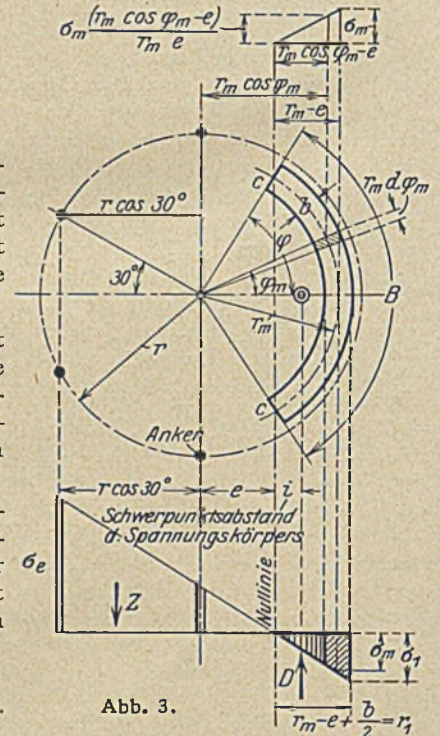


Abb. 3.

Für das Element $b r_m d \varphi_m$ ist die Druckkraft demnach:

$$d_d = \sigma_m \frac{r_m \cos \varphi_m - e}{r_m - e} b r_m d \varphi_m.$$

Integriert man vorstehenden Wert von $\varphi_m = 0$ bis $\varphi_m = \varphi$, so ergibt die doppelte Summe den Inhalt des Spannungskörpers = Gesamtdruck = D.

$$D = \frac{2b\sigma_m r_m}{r_m - e} \int_{\varphi_m=0}^{\varphi_m=\varphi} (r_m \cos \varphi_m - e) d\varphi_m$$

$$(2) \quad D = \frac{2b\sigma_m r_m}{r_m - e} (r_m \sin \varphi - e \varphi).$$

Das statische Moment der Elementarkraft d_d bezogen auf die Nulllinie ist:

$$d_m = \sigma_m \left\{ \left(\frac{r_m \cos \varphi_m - e}{r_m - e} b r_m d\varphi_m \right) (r_m \cos \varphi_m - e) \right\}$$

$$= \frac{\sigma_m b r_m}{r_m - e} (r_m \cos \varphi_m - e)^2 d\varphi_m$$

$$= \frac{\sigma_m b r_m}{r_m - e} (r_m^2 \cos^2 \varphi_m - 2e r_m \cos \varphi_m + e^2) d\varphi_m.$$

Integriert man vorstehenden Wert von $\varphi_m = 0$ bis $\varphi_m = \varphi$, so ergibt die doppelte Summe das statische Moment des Druckspannungskörpers bezogen auf die Nulllinie c-c:

$$\mathfrak{M} = \frac{2b\sigma_m r_m}{r_m - e} \int_{\varphi_m=0}^{\varphi_m=\varphi} (r_m^2 \cos^2 \varphi_m - 2e r_m \cos \varphi_m + e^2) d\varphi_m;$$

$$\mathfrak{M} = \frac{2b\sigma_m r_m}{r_m - e} \left[r_m^2 \left(\frac{\sin \varphi \cos \varphi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right) - 2e r_m \sin \varphi + e^2 \varphi \right].$$

(φ ist im Bogenmaß zu nehmen).

Die Division $\frac{\mathfrak{M}}{D}$ ergibt den Abstand des Schwerpunktes des Spannungskörpers von der Nulllinie = i:

$$i = \frac{\frac{2b\sigma_m r_m}{r_m - e} \left[r_m^2 \left(\frac{\sin \varphi \cos \varphi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right) - 2e r_m \sin \varphi + e^2 \varphi \right]}{\frac{2b\sigma_m r_m}{r_m - e} (r_m \sin \varphi - e \varphi)}$$

$$(3) \quad i = \frac{r_m^2 \left(\frac{\sin \varphi \cos \varphi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right) - 2e r_m \sin \varphi + e^2 \varphi}{r_m \sin \varphi - e \varphi}$$

Ist σ_e die Eisenzugspannung pro cm^2 des am weitesten von der Nulllinie entfernten Ankers, so beträgt die Gesamtzugkraft bei 6 Anker im Umfange:

$$Z = 2\sigma_e f_e + 2\sigma_e f_e \frac{r \cos 90^\circ + e}{r \cos 30^\circ + e} \quad (\text{s. Abb. 3})$$

und, da $\cos 90^\circ = 0$ ist:

$$(4) \quad Z = 2\sigma_e f_e \left(1 + \frac{e}{r \cos 30^\circ + e} \right).$$

Das Windmoment M_W muß gleich dem Moment der Zugkräfte bezogen auf den Schwerpunkt der Druckkräfte D im Abstand i von der Nulllinie sein, damit die Gleichgewichtsbedingung $\sum M = 0$ bezogen auf die Nulllinie erfüllt ist.

$$M_W = 2\sigma_e f_e (r \cos 30^\circ + e + i) + 2\sigma_e f_e \frac{(r \cos 90^\circ + e + i)^2}{r \cos 30^\circ + e + i}$$

und, da $\cos 90^\circ = 0$ ist:

$$M_W = 2\sigma_e f_e \frac{(r \cos 30^\circ + e + i)^2 + (e + i)^2}{r \cos 30^\circ + e + i}$$

Hieraus ergibt sich die größte Ankerspannung zu:

$$(5) \quad \sigma_e = \frac{M_W (r \cos 30^\circ + e + i)}{\left\{ (r \cos 30^\circ + e + i)^2 + (e + i)^2 \right\} 2f_e}$$

Die Einsetzung des vorstehend ermittelten Wertes von σ_e in Gleichung (4) ergibt die Gesamtkraft Z.

Da nach der Gleichgewichtsbedingung $\sum V = 0$ sein muß, ergibt sich:

$$(6) \quad Z = D.$$

Ferner ermittelt sich nach Gleichung (2) die größte mittlere Mauerpressung zu:

$$(7) \quad \sigma_m = \frac{D (r_m - e)}{2b r_m (r_m \sin \varphi - e \varphi)}.$$

Die größte Kantenpressung ergibt sich zu (s. Abb. 3):

$$(8) \quad \sigma_1 = \sigma_m \frac{r_m - e + \frac{b}{2}}{r_m - e}$$

Mit Gleichungen (5) und (8) sind die größten Beanspruchungen des Eisens und des Mauerwerkes gegeben.

Beispiel.

Gegeben sei der in Abb. 4 dargestellte 30 m hohe Schornstein. Der hierauf wirkende Wind möge $0,15 \text{ t/m}^2$ senkrecht getroffener Fläche betragen.

Für das Fundament ist Stampfbeton mit einer zulässigen Beanspruchung von 15 kg/cm^2 angenommen.

Die zulässige Ankerspannung betrage 800 kg/cm^2 . Das Verhältnis der Dehnungszahlen ($E_{\text{Eisen}} : E_{\text{Beton}}$) ist $n = 15$.

Das Eigengewicht des Schornsteins ist mit $G = 15 \text{ t}$ angenommen.

Der Auflagering wird, wie Abb. 5 zeigt, ausgebildet:

$$r_m = 185 \text{ cm}, \quad r = 198 \text{ cm}.$$

Gewählt 6 Anker 2'' Dmr. mit einem Kernquerschnitt von je $14,91 \text{ cm}^2 = f_e$. Der Winkel φ_m wird mit 48° angenommen.

Die Bogenlänge beträgt bei $\varphi = 48^\circ$:

$$B = \frac{185 \pi}{180} 2 \cdot 48 = 310 \text{ cm}.$$

$$\sin 48^\circ = 0,7431,$$

$$\cos 48^\circ = 0,6691.$$

Die Sehne ergibt sich zu:

$$S = 2 \cdot 185 \cdot \sin 48^\circ$$

$$= 370 \cdot 0,7431 = 275 \text{ cm}.$$

Der Abstand der Nulllinie von der Schornsteinmitte wird:

$$e = 185 \cos 48^\circ$$

$$= 185 \cdot 0,6691 = 123 \text{ cm}.$$

Das Windmoment beträgt nach Abb. 4:

$$M = 6,0 \cdot 18 + 1,83 \cdot 3,0 - 15 \cdot 1,23$$

$$= 95,04 \text{ tm} = 9504 \text{ 000 cmkg}.$$

Der Abstand des Schwerpunktes der Kreisringfläche von der Nulllinie ist annähernd:

$$g = r_m \frac{S}{B} - e = 185 \frac{275}{310} - 123$$

$$= 41 \text{ cm}.$$

Setzt man vorstehend ermittelte Werte in Gleichung (1) ein so wird:

$$(1a) \quad 310 b \cdot 41 = 15 \cdot 2 \cdot 14,91 (198 \cdot 0,8660 + 2 \cdot 123),$$

hieraus $b = rd \ 15 \text{ cm}.$

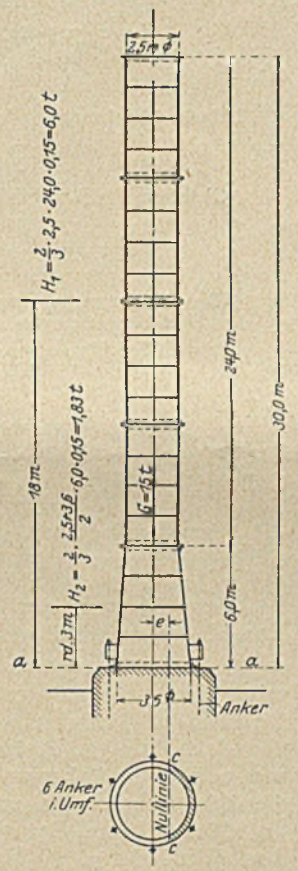


Abb. 4.

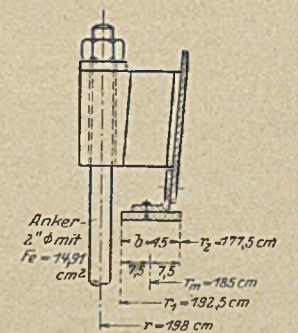


Abb. 5.

Nach Gleichung (2) beträgt die Gesamtdruckkraft:

$$(2a) D = \frac{2 \cdot 15 \sigma_m \cdot 185}{185 - 123} \left(185 \cdot 0,7431 - 123 \frac{\pi}{180} 48 \right) = \sigma_m \cdot 3090 \text{ kg.}$$

Nach Gleichung (3) ist der Schwerpunktsabstand des Spannungskörpers von der Nulllinie c-c:

$$(3a) i = \frac{185^2 \left(\frac{0,7431 \cdot 0,6691}{2} + \frac{48 \pi}{2 \cdot 180} \right) - 2 \cdot 123 \cdot 185 \cdot 0,7431 + 123^2 \frac{48 \pi}{180}}{185 \cdot 0,7431 - \frac{123 \cdot 48 \pi}{180}}$$

$$= rd \ 50 \text{ cm.}$$

Gleichung (5) ergibt die größte Ankerzugspannung zu:

$$\sigma_e = \frac{9\ 504\ 000 (198 \cdot 0,8660 + 123 + 50)}{\{(198 \cdot 0,866 + 123 + 50)^2 + (123 + 50)^2\} 2 \cdot 14,91}$$

$$(5a) \quad \sigma_e = 725 \text{ kg/cm}^2.$$

Setzt man vorstehenden Wert in Gleichung (4) ein, so ergibt sich:

$$Z = 2 \cdot 725 \cdot 14,91 \left(1 + \frac{123}{198 \cdot 0,8660 + 123} \right);$$

$$(4a) \quad Z = 30\ 700 \text{ kg.}$$

Nach Gleichung (6) ist

$$(6a) \quad D = Z = 30\ 700 \text{ kg.}$$

Gleichung (2a) ergibt die größte mittlere Druckspannung zu:

$$\sigma_m = \frac{D}{3090} = \frac{30\ 700}{3090} = 9,95 \text{ kg/cm}^2.$$

(Da Gleichung (7) aus Gleichung (2) entstanden ist, wurde hier σ_m der Einfachheit wegen aus Gleichung (2a) ermittelt.)

Die größte Kantenpressung beträgt nach Gleichung (8):

$$\sigma_1 = 9,95 \frac{185 - 123 + \frac{15}{2}}{185 - 123};$$

$$(8a) \quad \sigma_1 = 11,1 \text{ kg/cm}^2.$$

Vorstehende Werte für das Beispiel wurden mittels Rechenschiebers ermittelt.

Beim Entwurf der Verankerung muß man sich über die Anzahl der zu wählenden Anker schlüssig werden.

Für eine andere Zahl von Ankern als 6 Stück, wie hier angenommen, sind die mit r behafteten Teile der Gleichungen sinngemäß umzuformen.

Nach kurzem Probieren wird man leicht diejenigen Abmessungen der Anker und des Auflageringes finden, bei denen die Beanspruchungen unter den zulässigen Grenzen bleiben.

Maßgebend ist in der Hauptsache die Größe des Winkels φ .

b) Genaue Ermittlung der Spannungen.

Es bedeutet:

- b = Breite der Druckringfläche,
- r_1 = äußerer Radius des Druckringstückes,
- r_2 = innerer Radius des Druckringstückes,
- r = Radius der Ankermitten,
- φ_a = Zentriwinkel des Bogens mit dem Radius r_1 ,
- φ_b = " " " " " " " " r_2 ,
- e = Abstand der Nulllinie c-c,
- i = Schwerpunktsabstand des Druckkörpers,
- D = Gesamtdruck,
- Z = Gesamtzug,
- f_e = Querschnitt eines Ankers,
- σ_1 = größte Druckspannung am Schnitt der Achse x-x mit r_1 ,
- σ_2 = größte Druckspannung am Schnitt der Achse x-x mit r_2 ,
- σ_e = Eisenzugspannung.

Die Druckspannungen wachsen geradlinig von der Nullachse c-c, wo sie gleich Null sind, bis zur äußersten Kante des Druckkörpers, wo sie den Größtwert σ_1 ergeben (s. Abb. 6).

Betrachtet man nach Abb. 7 einen Spannungskörper, welcher durch den Radius r_1 und die Nullachse c-c begrenzt

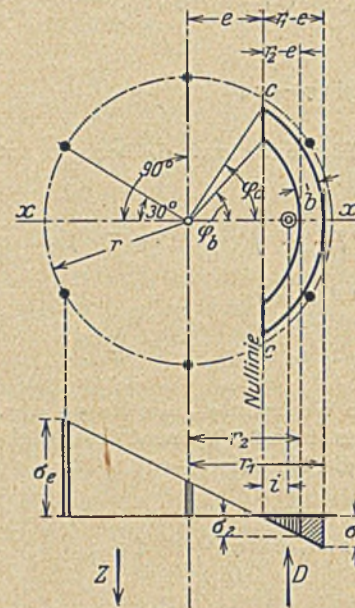


Abb. 6.

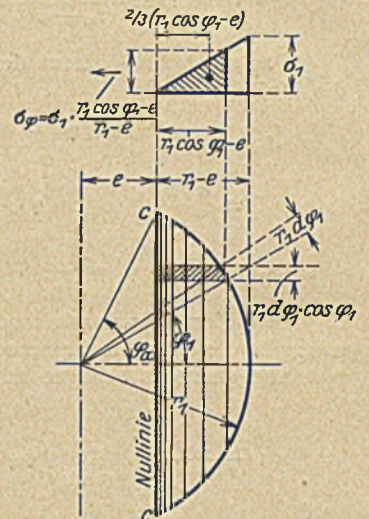


Abb. 7.

ist und dessen Größtspannung σ_1 sei, so beträgt an der beliebigen Stelle φ_1 die Spannung an der äußersten Kante:

$$\sigma_{\varphi_1} = \frac{\sigma_1 (r_1 \cos \varphi_1 - e)}{r_1 - e},$$

die Elementarkraft eines Flächenelementes von der Breite $r_1 \cdot d\varphi_1 \cdot \cos \varphi_1$:

$$d_d = \frac{1}{2} \sigma_1 \frac{(r_1 \cos \varphi_1 - e)^2}{r_1 - e} r_1 d\varphi_1 \cos \varphi_1$$

$$= \frac{\sigma_1 r_1}{2 (r_1 - e)} \{ r_1^2 \cos^3 \varphi_1 - 2 e r_1 \cos^2 \varphi_1 + e^2 \cos \varphi_1 \} d\varphi_1.$$

Integriert man vorstehenden Wert von $\varphi_1 = 0$ bis $\varphi_1 = \varphi_a$, so ergibt die doppelte Summe den Inhalt dieses zylinderhutförmigen Spannungskörpers:

$$D_1 = \frac{2 r_1 \sigma_1}{2 (r_1 - e)} \left\{ r_1^2 \int_0^{\varphi_a} \cos^3 \varphi_1 d\varphi_1 - 2 e r_1 \int_0^{\varphi_a} \cos^2 \varphi_1 d\varphi_1 + e^2 \int_0^{\varphi_a} \cos \varphi_1 d\varphi_1 \right\};$$

$$(o) D_1 = \sigma_1 \left[\frac{r_1}{r_1 - e} \left\{ r_1^2 \left(\sin \varphi_a - \frac{\sin^3 \varphi_a}{3} \right) - 2 e r_1 \left(\frac{\varphi_a}{2} + \frac{\sin \varphi_a \cos \varphi_a}{2} \right) + e^2 \sin \varphi_a \right\} \right].$$

(Für die Grenze 0 wird der Wert für $D_1 = 0$ und ist D_1 durch die Gleichung (o) bestimmt.)

Bezeichnet man in Gleichung (o) den Wert in der Klammer mit A, so wird $D_1 = \sigma_1 \cdot A$.

Für einen Zylinderhuf, welcher durch den Radius r_2 begrenzt ist, ergibt sich der Inhalt des Druckkörpers in derselben Weise wie vorher ermittelt, wenn man statt r_1 den Radius r_2 setzt und für σ_1 den Wert $\sigma_2 = \frac{\sigma_1 (r_2 - e)}{r_1 - e}$ in Rechnung stellt.

Für φ_a ist φ_b zu setzen, dessen Sinus $\frac{e}{r_2}$ gegeben ist (s. Abb. 6).

Der Inhalt dieses Spannungskörpers wird somit:

$$(I) D_2 = \sigma_1 \left[\frac{r_2 - e}{r_1 - e} \cdot \frac{r_2}{r_2 - e} \left\{ r_2^2 \left(\sin \varphi_b - \frac{\sin^3 \varphi_b}{3} \right) - 2 e r_2 \left(\frac{\varphi_b}{2} + \frac{\sin \varphi_b \cos \varphi_b}{2} \right) + e^2 \sin \varphi_b \right\} \right].$$

Bezeichnet man in Gleichung (I) den Wert in der Klammer mit B, so wird $D_2 = \sigma_1 \cdot B$.

Die Differenz $D_1 - D_2$ ergibt den Inhalt des keilförmigen Kreisringstückes und ist gleich dem Gesamtdruck:

$$(II) \quad D = \sigma_1 (A - B).$$

Das statische Moment der Elementarkraft d_d bezogen auf die Nulllinie ist (s. Abb. 7):

$$d_m = \frac{1}{2} \sigma_1 \left\{ \frac{(r_1 \cos \varphi_1 - e)^2}{r_1 - e} r_1 d \varphi_1 \cos \varphi_1 - \frac{2}{3} (r_1 \cos \varphi_1 - e) \right\}$$

$$= \frac{\sigma_1}{3} \cdot \frac{(r_1 \cos \varphi_1 - e)^3}{r_1 - e} r_1 d \varphi_1 \cos \varphi_1;$$

$$d_m = \frac{\sigma_1 r_1}{3(r_1 - e)} (r_1^3 \cos^4 \varphi_1 - 3r_1^2 \cos^3 \varphi_1 e + 3r_1 \cos^2 \varphi_1 e^2 - e^3 \cos \varphi_1) d \varphi_1.$$

Dieser Wert ist von $\varphi_1 = 0$ bis $\varphi_1 = \varphi_a$ zu integrieren. Die doppelte Summe bildet das statische Moment des vom Radius r_1 und der Nulllinie c-c begrenzten Zylinderhufes:

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{2 \sigma_1 r_1}{3(r_1 - e)} \left\{ r_1^3 \int_0^{\varphi_a} \cos^4 \varphi_1 d \varphi_1 - 3r_1^2 e \int_0^{\varphi_a} \cos^3 \varphi_1 d \varphi_1 + 3r_1 e^2 \int_0^{\varphi_a} \cos^2 \varphi_1 d \varphi_1 - e^3 \int_0^{\varphi_a} \cos \varphi_1 d \varphi_1 \right\};$$

$$\mathfrak{M}_1 = \sigma_1 \left[\frac{2 r_1}{3(r_1 - e)} \left\{ r_1^3 \left(\frac{\sin \varphi_a \cos^3 \varphi_a}{4} + \frac{3}{8} \varphi_a + \frac{3}{8} \sin \varphi_a \cos \varphi_a \right) - 3r_1^2 e \left(\sin \varphi_a - \frac{\sin^3 \varphi_a}{3} \right) + 3r_1 e^2 \left(\frac{\varphi_a}{2} + \frac{\sin \varphi_a \cos \varphi_a}{2} \right) - e^3 \sin \varphi_a \right\} \right].$$

(Für die Grenze 0 wird die rechte Seite der Gleichung o), so daß durch vorstehende Gleichung \mathfrak{M}_1 bestimmt ist.)

Das statische Moment des durch den Radius r_2 begrenzten Zylinderhufes ergibt sich der vorstehenden Ableitung entsprechend zu:

$$\mathfrak{M}_2 = \sigma_1 \left[\frac{2 r_2}{3(r_1 - e)} \left\{ r_2^3 \left(\frac{\sin \varphi_b \cos^3 \varphi_b}{4} + \frac{3}{8} \varphi_b + \frac{3}{8} \sin \varphi_b \cos \varphi_b \right) - 3r_2^2 e \left(\sin \varphi_b - \frac{\sin^3 \varphi_b}{3} \right) + 3r_2 e^2 \left(\frac{\varphi_b}{2} + \frac{\sin \varphi_b \cos \varphi_b}{2} \right) - e^3 \sin \varphi_b \right\} \right].$$

Die Differenz der statischen Momente $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_2$ bildet das statische Moment des in Wirklichkeit vorhandenen kreisringförmigen Spannungskörpers.

Dividiert man nun das statische Moment „ \mathfrak{M} “ durch die Gesamtdruckkraft D, so erhält man den Schwerpunktsabstand des Spannungskörpers i von der Nullachse:

$$(III) \quad i = \frac{\mathfrak{M}}{D}.$$

Die Ermittlung der Gesamtzugkraft Z und der Eisenspannung σ_e leitet sich genau wie bei der angenäherten Spannungsermittlung unter a) ab.

Die dortigen Ergebnisse werden der Ordnung wegen hier nochmals angeschrieben und entsprechend bezeichnet.

Unter Annahme von 6 Stück Ankern im Umfange ergibt sich:

$$(IV) \quad Z = 2 \sigma_e f_e \left(1 + \frac{e}{r \cos 30^\circ + e} \right);$$

$$(V) \quad \sigma_e = \frac{M_W (r \cos 30^\circ + e + i)}{\left\{ (r \cos 30^\circ + e + i)^2 + (e + i)^2 \right\} 2 f_e};$$

$$(VI) \quad Z = D.$$

Aus Gleichung (II) ergibt sich die größte Kantenpressung zu:

$$(VII) \quad \sigma_1 = \frac{D}{A - B}.$$

Die Gleichungen (V) und (VII) ergeben die größten Materialbeanspruchungen.

Beispiel.

Zum Vergleich wird derselbe Schornstein wie unter Absatz a) untersucht.

Es ist: $b = 15$ cm.
 $r_1 = 192,5$ cm, $r_2 = 177,5$ cm, $r = 198$ cm.
 $e = 123$ cm.

$$\cos \varphi_a = \frac{123}{192,5} = 0,638961, \quad \varphi_a = 50,28561^\circ, \quad \sin \varphi_a = 0,769239,$$

$$\cos \varphi_b = \frac{123}{177,5} = 0,692958, \quad \varphi_b = 46,13531^\circ, \quad \sin \varphi_b = 0,720978.$$

6 Anker mit je $f_e = 14,91$ cm² Querschnitt.

$$(oa) \quad \left\{ \begin{aligned} D_1 &= \sigma_1 \left[\frac{192,5}{69,5} \left\{ 192,5^2 \left(0,769239 - \frac{0,769239^3}{3} \right) - 2 \cdot 123 \cdot 192,5 \left(\frac{\pi \cdot 50,28561}{180 \cdot 2} + \frac{0,769239 \cdot 0,638961}{2} \right) + 123^2 \cdot 0,769239 \right\} \right] = \sigma_1 \cdot 5822 \text{ kg.} \end{aligned} \right.$$

$$(Ia) \quad \left\{ \begin{aligned} D_2 &= \sigma_1 \left[\frac{177,5}{69,5} \left\{ 177,5^2 \left(0,720978 - \frac{0,720978^3}{3} \right) - 2 \cdot 123 \cdot 177,5 \left(\frac{\pi \cdot 46,13531}{180 \cdot 2} + \frac{0,720978 \cdot 0,692958}{2} \right) + 123^2 \cdot 0,720978 \right\} \right] = \sigma_1 \cdot 3062 \text{ kg.} \end{aligned} \right.$$

$$(IIa) \quad D = \sigma_1 (5822 - 3062) = \sigma_1 \cdot 2760 \text{ kg.}$$

$$\mathfrak{M}_1 = \sigma_1 \left[\frac{2 \cdot 192,5}{208,5} \left\{ 192,5^3 \left(\frac{0,769239 \cdot 0,638961^3}{4} + \frac{3}{8} \cdot \frac{\pi \cdot 50,28561}{180} \right) + \frac{3}{8} \cdot 0,769239 \cdot 0,638961 \right\} - 3 \cdot 192,5^2 \cdot 123 \left(0,769239 - \frac{0,769239^3}{3} \right) + 3 \cdot 192,5 \cdot 123^2 \left(\frac{\pi \cdot 50,28561}{180 \cdot 2} + \frac{0,769239 \cdot 0,638961}{2} \right) - 123^3 \cdot 0,769239 \right].$$

$$\mathfrak{M}_1 = \sigma_1 \cdot 233420 \text{ cmkg.}$$

$$\mathfrak{M}_2 = \sigma_1 \left[\frac{2 \cdot 177,5}{208,5} \left\{ 177,5^3 \left(\frac{0,720978 \cdot 0,692958^3}{4} + \frac{3}{8} \cdot \frac{\pi \cdot 46,13531}{180} \right) + \frac{3}{8} \cdot 0,720978 \cdot 0,692958 \right\} - 3 \cdot 177,5^2 \cdot 123 \left(0,720978 - \frac{0,720978^3}{3} \right) + 3 \cdot 177,5 \cdot 123^2 \left(\frac{\pi \cdot 46,13531}{2 \cdot 180} + \frac{0,720978 \cdot 0,692958}{2} \right) - 123^3 \cdot 0,720978 \right].$$

$$\mathfrak{M}_2 = \sigma_1 \cdot 89570 \text{ cmkg.}$$

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_2 = \sigma_1 (233420 - 89570) = \sigma_1 \cdot 143850 \text{ cmkg.}$$

$$(IIIa) \quad i = \frac{\mathfrak{M}}{D} = \frac{143850 \text{ cmkg}}{2760 \text{ kg}} = 52 \text{ cm.}$$

$$(IVa) \quad Z = 30700 \text{ kg (wie beim Beispiel unter a).}$$

$$\sigma_e = \frac{9504000 (198 \cdot 0,866 + 123 + 52)}{\left\{ (198 \cdot 0,866 + 123 + 52)^2 + (123 + 52)^2 \right\} 2 \cdot 14,91}$$

$$(Va) \quad \sigma_e = 735 \text{ kg/cm}^2.$$

$$(VIa) \quad Z = D = 30700 \text{ kg.}$$

$$(VIIa) \quad \sigma_1 = \frac{30700}{2760} = 11,2 \text{ kg/cm}^2.$$

Der Vergleich der Beanspruchungen zeigt, daß die unter a) gegebene angenäherte Rechnungsmethode fast die gleichen

Werte ergibt wie die genaue Rechnung, so daß die erstere für die Praxis vollauf genügt.

Die Werte für D und \mathfrak{M} mußten wegen der erforderlichen Genauigkeit mittels Logarithmen errechnet werden; dies bedeutet eine erhebliche Rechenarbeit.

Zu der ermittelten Mauerpressung ist noch die Beanspruchung aus Eigengewicht zu addieren.

Diese beträgt:

$$\sigma = \frac{15\,000}{2 \cdot 185 \pi \cdot 15} = 0,86 \text{ kg/cm}^2.$$

Vorstehende Ableitung ist auch für horizontal liegende unterstützte Betonröhre und Betonschornsteine anwendbar, um die Eisen- und Betonbeanspruchungen zu ermitteln.

GRUNDLAGEN FÜR DIE BERECHNUNG VON RAHMEN BEI UNGLEICHMÄSSIGER DURCHWÄRMUNG.

Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien.

(Schluß von Seite 478.)

Beziehungen zwischen q und der Ritterschen Hochzahl r .

Die Berechnung der statisch unbestimmten Größen mit Hilfe der Ritterschen Gleichung setzt die Kenntnis oder die richtige Einschätzung von „ r “ voraus. Wie dies zu geschehen habe, wurde a. a. O. gezeigt (siehe die Aufsätze unter Anm. 1) und dabei bemerkt, daß es genügt, wenn r nur annähernd bekannt ist, da geringe Schwankungen von r das Endergebnis nur unwesentlich beeinflussen. Immerhin aber erfordert die zutreffende Festlegung der Hochzahl eine gewisse Erfahrung und viel Übung. Es liegt nahe, Gl. (22) in Verbindung mit Gl. (11) zur Aufsuchung jenes Zusammenhanges zwischen den beiden Hochzahlen r und q heranzuziehen, der sich aus der Bedingung ergibt, daß für einen gerade vorliegenden Belastungsfall die Endverdrehungswinkel einander gleich sein

müssen. Einschlägige Berechnungen haben aber ergeben, daß für die Praxis die in Abb. 10 dargestellte Belastung vollausreicht, weil ohnehin die berechneten r -Werte nachträglich aufgerundet werden. Mit Hilfe der Ritterschen Gleichung wurde für

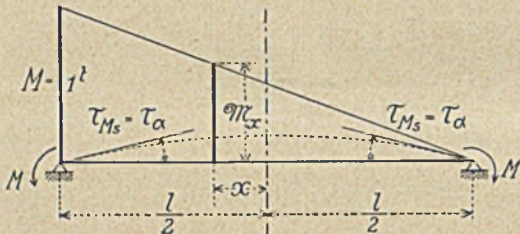


Abb. 10.

einen Träger, der beiderseits durch das Moment M ergriffen ist, Abb. 10, ein Endverdrehungswinkel:

$$(30) \quad \tau_{M_S} = \frac{Ml}{2EJ_m} \left[1 - \frac{1-\Delta^3}{2r+1} \right]$$

gefunden. (Siehe Tabelle Post 3 des unter 2 genannten Aufsatzes, Anm. 2.) Darin wurde $n = \Delta^3 = \left(\frac{d_m}{d}\right)^3$ gesetzt. Wird nunmehr Gl. (22) der Berechnung zugrunde gelegt, so hat man

$$\tau_\alpha = \int \frac{\mathfrak{M}_x \mathfrak{M}_x' dx}{EJ},$$

darin bedeutet: $\mathfrak{M}_x = M$ und

$$\mathfrak{M}_x' = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2x}{l} \right) = \frac{1}{2} (1 + \varphi),$$

wenn $\frac{2x}{l} = \varphi$ gesetzt wird. Mit $J_m = \frac{1}{12} b d_m^3$, $J = \frac{1}{12} b d^3$ und wegen $dx = \frac{l}{2} d\varphi$ entsteht schließlich für den Endverdrehungswinkel:

$$\tau_\alpha = \frac{M}{2EJ_m} \int \left(\frac{J_m}{J} \right) \left(\frac{1}{2} \right) (1 + \varphi) d\varphi$$

Mit

$$\left(\frac{J_m}{J} \right) = \left(\frac{d_m}{d} \right)^3 = \{ 1 - (1-\Delta) \varphi^{2q} \}^3$$

ergibt sich schließlich:

$$\tau_\alpha = \frac{Ml}{4EJ_m} \int_{-1}^{+1} \{ 1 - (1-\Delta) \varphi^{2q} \}^3 (1 + \varphi) d\varphi$$

Die Auswertung liefert, wenn hierbei „ q “ als ganze Zahl vorausgesetzt wird:

$$\tau_\alpha = \frac{Ml}{4EJ_m} \left\{ 2 - \frac{6(1-\Delta)}{2q+1} + \frac{6(1-\Delta)^2}{4q+1} - \frac{2(1-\Delta)^3}{6q+1} \right\}$$

Aus $\tau_{M_S} = \tau_\alpha$ folgt der gesuchte Zusammenhang zwischen q und r :

$$(31) \quad r = \frac{1 + \Delta + \Delta^3}{2 \left\{ \frac{3}{2q+1} - \frac{3(1-\Delta)}{4q+1} + \frac{(1-\Delta)^2}{6q+1} \right\}} - \frac{1}{2}$$

Für die in der Praxis meistens in Frage kommenden $\Delta = 0,5$ bis $1,0$ verläuft die Kurve $r = f(\Delta, q)$ fast geradlinig. In Abb. 11 ist sie für $q = 0,5, 1,0, 1,5, 2,0, 2,5$ und $3,0$ und $\Delta = 0,5, 0,6, 0,7, 0,8, 0,9$ und $1,0$ dargestellt, so daß für ein angenommenes Δ und q sofort r abgegriffen werden kann. Bei kleinem q ist der Unterschied zwischen diesem und r gering; mit zunehmendem q wird er größer, und zwar wachsend mit fallendem Δ . Für $\Delta = 1$ wird selbstredend $r = q$.

Beispiele.

1. Für den in Abb. 12 dargestellten Träger mit stetig veränderlicher Höhe, der bei A eingespannt, bei B frei gelagert ist, soll der Einfluß einer ungleichmäßigen Erwärmung auf das Spannungsmoment bestimmt werden.

Unter der Wirkung von M stellt sich nach Post 7 des genannten Aufsatzes, der in Hinkunft mit [A] bezeichnet werde, der Verdrehungswinkel auf:

$$\tau_{\alpha M} = \frac{Ml}{3EJ_m} \left[1 - \frac{3(1-\Delta^3)}{2r+3} \right],$$

während für eine ungleichmäßige Durchwärmung $\Delta t = T_u - T_o$, wenn $\frac{1}{2}$ durch l ersetzt wird, sich nach Gl. (24) ein solcher von

$$\tau_\alpha = \frac{\varepsilon \Delta t l}{d_m} \left[1 - \frac{1-\Delta}{1+2q} \right]$$

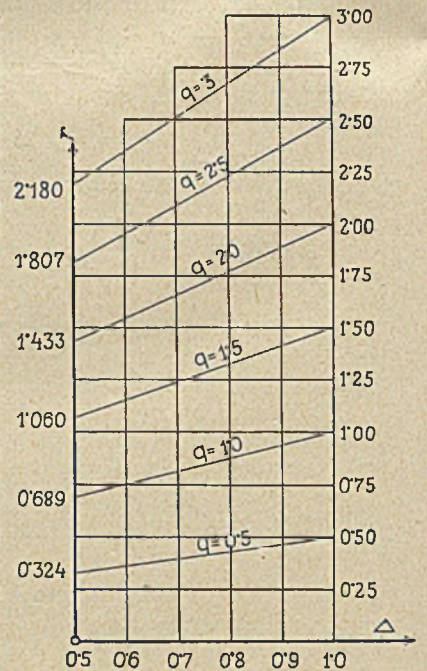


Abb. 11.

ergibt. Aus: $\bar{\tau}_{\alpha M} = \tau_a$ folgt das von l unabhängige Moment:

$$(32) \quad M = \frac{3 \varepsilon E \Delta t J_m}{d_m} \cdot \frac{(2r+3)(2q+\Delta)}{(2r+3\Delta^3)(2q+1)} = M_0 C$$

Für $\Delta = 1$ wird $C = 1$ und $M = M_0$; M_0 stellt daher das infolge Δt entstehende Spannungsmoment für den höhengleichen Träger dar.

Die Größe von C , wie sie sich für verschiedene Δ , q und r ergibt, ist der Tabelle 2 zu entnehmen; entsprechend dem möglichen Genauigkeitsgrade wurden die r aus der Abb. 11 nur roh abgegriffen und C in abgerundeten Zahlen eingesetzt. Man entnimmt der Tabelle, daß C ganz wesentlich von der Einheit abweicht, und zwar um so mehr, je kleiner $\Delta = \left(\frac{d_m}{d_a}\right)$, also je kräftiger der Anlauf ist.

Bei gleichem Δ nimmt C mit wachsendem q ab, d. h. dem steileren Anlauf kommt ein kleineres C zu. Für $\Delta = 0,5$, also für Träger, deren Höhe an der Einspannstelle doppelt so groß ist wie am freien Auflager, ist C bei flachem Anlauf sehr groß und beträgt z. B. für $q = 0,5$ das 2,6 fache gegenüber Trägern ohne Anlauf. Mit zunehmender Steilheit des Anlaufes, also mit wachsendem q , fällt C ab; es besitzt aber für $q = 3,0$ immer noch den Wert $C = 1,4$. Je größer Δ , desto kleiner C . Bei flach verlaufenden Anläufen wird C von q nur wenig beeinflusst.

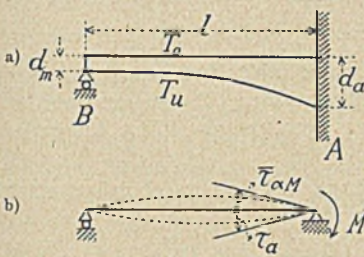


Abb. 12.

Tabelle 2.

$\Delta =$	$q =$						r C
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	
0,5	0,35	0,70	1,10	1,45	1,80	2,20	r
	2,60	2,10	1,80	1,60	1,50	1,40	C
0,6	0,40	0,75	1,20	1,55	2,00	2,35	r
	2,10	1,80	1,60	1,50	1,40	1,35	C
0,7	0,40	0,85	1,25	1,65	2,10	2,50	r
	1,70	1,55	1,40	1,35	1,30	1,27	C
0,8	0,45	0,90	1,30	1,80	2,25	2,70	r
	1,45	1,35	1,30	1,23	1,20	1,18	C
0,9	0,50	0,95	1,40	1,90	2,40	2,85	r
	1,20	1,16	1,15	1,12	1,10	1,09	C
1,0	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	r
	I	I	I	I	I	I	C

Ist die äußere Trägergestalt und damit q gegeben, so kann aus Tabelle 2 oder Abb. 11 unmittelbar auch die Rittersche Hochzahl r entnommen werden; damit ist die Berechnung von Trägern mit veränderlicher Höhe auf ein Mindestmaß von Arbeit herabgedrückt.

Der Rechnungsgang werde an einem bestimmten Fall dargelegt. Es sei (Abb. 12a) $l = 3,0$ m und die Belastung $p = 0,4$ t/m; dann gilt nach [A] für das Spannungsmoment:

$$M_p = -\frac{p l^2}{8} (1 + 3\psi)$$

und für das maximale Feldmoment:

$$M_m = +\frac{9}{128} p l^2 (1 - \psi)^2$$

wobei zu setzen ist:

$$\psi = \frac{r(1 - \Delta^3)}{(r + 2)(2r + 3\Delta^3)}$$

Für das Zusatzmoment infolge ungleichmäßiger Erwärmung besteht zufolge Gleichung (32):

$$M_{\Delta t} = -\frac{3 \varepsilon E \Delta t J_m}{10^3 d_m} C \text{ in tm}$$

Eine Vorberechnung für einen Träger aus Eisenbeton ergibt bei einer Querschnittsbreite $b = 15$ cm: $d_m = 16$ cm, $d_a = 32$ cm; daher $\Delta = 0,5$; wird $q = 2,0$ angenommen, so findet man aus der Tabelle 2: $r = 1,45$, $C = 1,6$; daher: $\psi = 0,112$ und

$$M_p = -1,336 \frac{p l^2}{8} = -1,336 \cdot 0,45 = -0,6012 \text{ tm,}$$

$$M_m = +0,789 \frac{9}{128} p l^2 = +0,789 \cdot 0,253 = +0,1996 \text{ tm}$$

Mit $\Delta t = 25^\circ$, $\varepsilon = 10^{-5}$, $E = 2,1 \cdot 10^5$ kg/cm² hat man:

$$M_{\Delta t} = -\frac{3 \cdot 10^{-5} \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 25 \cdot 15 \cdot 16^2}{10^3 \cdot 12} C = -0,504 \cdot 1,6 = -0,8064 \text{ tm.}$$

Das Gesamtmoment stellt sich daher auf:

$$M_p + M_{\Delta t} = -1,4076 \text{ tm}$$

gegenüber:

$$M_{p,0} + M_{\Delta t,0} = -0,954 \text{ tm,}$$

wenn auf die Veränderlichkeit der Trägerform nicht Rücksicht genommen würde; der Unterschied beträgt rund: 47,5%.

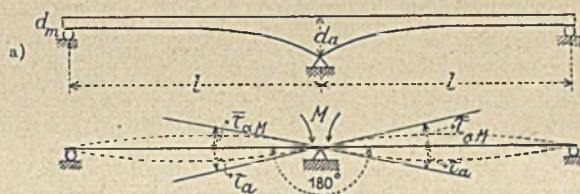


Abb. 13.

2. Für den in Abb. 13 dargestellten Zweifeldträger mit stetig veränderlicher Höhe ist das Stützenmoment für ungleichmäßige Durchwärmung zu bestimmen.

Wird der Träger über der Stütze durchgeschnitten, so entstehen dort unter dem Moment M die Verdrehungswinkel $\bar{\tau}_{\alpha M}$, durch die Erwärmung solche von der Größe τ_a ; da aber vor und nach der Deformation die Tangente über der Stütze erhalten bleiben muß, besteht:

$$180^\circ - 2\bar{\tau}_{\alpha M} - 2\tau_a = 180^\circ,$$

oder:

$$\bar{\tau}_{\alpha M} = \tau_a$$

diese Beziehung entspricht jener im ersten Beispiel; daher gelten auch hier die gleichen Formeln und Schlüsse.

3. Der in Abb. 14 dargestellte Reservoirrahmen stehe unter einer Innentemperatur T_u° und unter einer Außen-

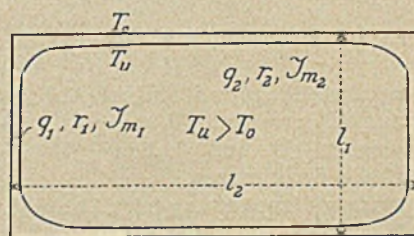


Abb. 14.

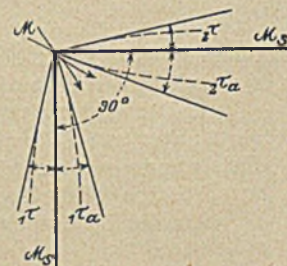


Abb. 15.

temperatur T_0° ; $T_u > T_0$. Wie groß ist das Eckmoment?

Aus der Erhaltung der Eckwinkel folgt nach Abb. 15:

$$(33) \quad (1\tau_a + 2\tau_a) = 1\tau_{MS} + 2\tau_{MS}$$

Nun ist nach [A], Post 3:

$$\begin{aligned} \tau_{MS} &= \frac{M l_1}{2 E J_{m1}} \left[1 - \frac{(1 - \Delta_1^3)}{(2 r_1 + 1)} \right] \\ \tau_{MS} &= \frac{M l_2}{2 E J_{m2}} \left[1 - \frac{(1 - \Delta_2^3)}{(2 r_2 + 1)} \right] \end{aligned}$$

und nach Gleichung (24):

$$\begin{aligned} \tau_a &= \frac{\varepsilon \Delta t l_1}{2 d_{m2}} \left[1 - \frac{(1 - \Delta_1)}{(2 q_1 + 1)} \right] \\ \tau_a &= \frac{\varepsilon \Delta t l_2}{2 d_{m2}} \left[1 - \frac{(1 - \Delta_2)}{(2 q_2 + 1)} \right] \end{aligned}$$

dies in Gleichung (33) eingesetzt, folgt nach Vereinfachung:

$$M = \varepsilon E \Delta t \left(\frac{J_{m1}}{d_{m1}} \right) C_1,$$

wobei:

$$(34) \quad C_1 = \frac{\frac{2 q_1 + \Delta_1}{2 q_1 + 1} + \left(\frac{l_2}{l_1} \right) \left(\frac{d_{m1}}{d_{m2}} \right) \cdot \frac{2 q_2 + \Delta_2}{2 q_2 + 1}}{\frac{2 r_1 + \Delta_1^3}{2 r_1 + 1} + \left(\frac{l_2}{l_1} \right) \left(\frac{J_{m1}}{J_{m2}} \right) \cdot \frac{2 r_2 + \Delta_2^3}{2 r_2 + 1}}$$

Für höhengleiche Träger wird $\Delta_1 = \Delta_2 = 1$ und daher:

$$(34') \quad C_1' = \frac{1 + \left(\frac{l_2}{l_1} \right) \left(\frac{d_{m1}}{d_{m2}} \right)}{1 + \left(\frac{l_2}{l_1} \right) \left(\frac{J_{m1}}{J_{m2}} \right)}$$

Für quadratische Reservoire ist: $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta$, $q_1 = q_2 = q$, $r_1 = r_2 = r$, $l_1 = l_2$, $d_{m1} = d_{m2}$, $J_{m1} = J_{m2}$ und daher:

$$(34'') \quad C_1'' = \frac{(2 q + \Delta)(2 r + 1)}{(2 q + 1)(2 r + \Delta^3)}$$

Ist z. B. $\left(\frac{l_2}{l_1} \right) = 1,25$, $\left(\frac{d_{m1}}{d_{m2}} \right) = 0,6$, $\left(\frac{J_{m1}}{J_{m2}} \right) = 0,2$, $\Delta_1 = \Delta_2 = 0,8$,

$q_1 = q_2 = 2$, so entnimmt man der Abb. 11: $r = 1,75$; daher wird: $C_1 = 1,5$, d. h. das Wärmemoment erfährt unter Berücksichtigung der Anläufe eine 1,5fache Erhöhung gegenüber

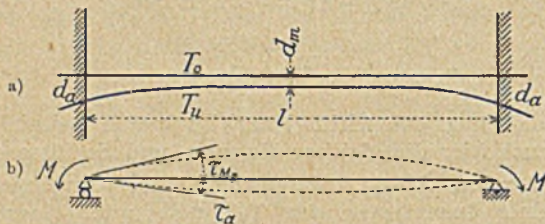


Abb. 16.

jenem Werte, der sich unter der Annahme höhengleicher Querschnitte ergeben hätte.

4. Der beiderseits eingespannte Träger mit Anlauf (Abb. 16) wird unten auf T_u° , oben auf T_o° erwärmt. Wie groß ist das Einspannungsmoment? Welchen Einfluß haben die un- wandelbaren Widerlager auf die Spannungen?

Aus der Bedingung der starren Einspannung folgt Abb. 16 b:

$$\tau_{MS} = \tau_a$$

Nun ist nach [A], Post 3:

$$\tau_{MS} = \frac{M l}{2 E J_m} \left[1 - \frac{1 - \Delta^3}{2 r + 1} \right]$$

und nach Gleichung (24):

$$\tau_a = \frac{\varepsilon \Delta t l}{2 d_m} \left[1 - \frac{1 - \Delta}{2 q + 1} \right]$$

Daher:

$$(35) \quad M = \frac{\varepsilon E \Delta t J_m}{d_m} C_2,$$

wobei $C_2 = C_1''$ ist.

Das Moment erzeugt, wenn $T_u > T_o$, oben Zug und unten Druck. Hierzu treten noch die Spannungen der durch die mittlere Temperatur t_m bedingten Änderung der Stützweite l . Je nachdem $t_m \geq 0$, bzw. $\frac{1}{2}(T_o + T_u) \geq T$ werden die zusätzlichen Spannungen Druck oder Zug sein; auf ihre Größe hat demnach die Bautemperatur T hervorragenden Einfluß. Zur Berechnung dieser Spannungen führt folgender Weg.

Die Änderung der Stablänge zufolge t_m beträgt nach Gleichung (26):

$$(26) \quad \Delta l = 2 \Delta c = \frac{1}{2} \varepsilon t_m l \frac{2 q^2 + 3 q + \Delta}{(q + 1)(2 q + \Delta)}$$

Hierbei verkürzt sich das Stabelement dx an der Stelle x um $\Delta(dx)$ (Abb. 17).

Sei die dort entstehende Spannung σ_x , so muß bestehen:

$$\Delta(dx) = \frac{\sigma_x}{E} dx$$

In der Stabmitte wird eine Spannung:

$$\sigma_m = \frac{d}{d_m} \sigma_x$$

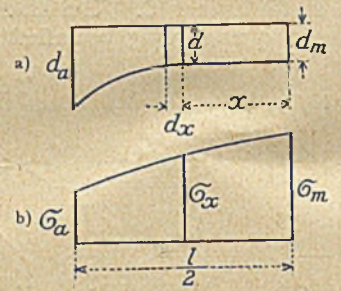


Abb. 17.

herrschen, wenn d die Querschnittshöhe bei x ist; dies berücksichtigt und wegen Gleichung (22) gewinnt man:

$$\Delta(dx) = \left(\frac{\sigma_m}{E} \right) \left(\frac{d_m}{d} \right) dx = \left(\frac{\sigma_m}{E} \right) \left[1 - (1 - \Delta) \left(\frac{2x}{l} \right)^{2q} \right] dx$$

Daher die Gesamtverkürzung:

$$\Delta l = \int \Delta(dx) = 2 \left(\frac{\sigma_m}{E} \right) \int_0^{\frac{l}{2}} \left[1 - (1 - \Delta) \left(\frac{2x}{l} \right)^{2q} \right] dx,$$

$$\Delta l = \frac{\sigma_m l}{E} \left\{ 1 - \frac{1 - \Delta}{2 q + 1} \right\}$$

Durch Gleichsetzung mit Gleichung (26) gewinnt man:

$$(36) \quad \sigma_m = \frac{\varepsilon E t_m}{2} \cdot \frac{(2 q^2 + 3 q + \Delta)(2 q + 1)}{(q + 1)(2 q + \Delta)^2}$$

Ist σ_a die Spannung an der Einspannstelle, so muß sein:

$$\sigma_a = \sigma_m \frac{d_m}{d} = \sigma_m \Delta$$

und daher:

$$(37) \quad \sigma_a = \frac{\varepsilon E t_m}{2} C_3$$

$$(38) \quad C_3 = \frac{\Delta (2q + 1) (2q^3 + 3q + \Delta)}{(q + 1) (2q + \Delta)^2}$$

Die Spannungen σ nehmen von der Mitte gegen die Auflager gesetzmäßig ab und lassen sich für jeden Querschnitt sofort berechnen. Bemerkte sei, daß die Formeln Gleichung (35) und (37) nur für weniger kräftige Anläufe Geltung haben, da sonst die Wirkung des Horizontalschubes in Rechnung gestellt werden müßte. Je nach dem Vorzeichen von t_m wird der Horizontalschub vergrößert oder verkleinert auf die Spannungen wirken. Nimmt man an, daß $\varepsilon = 10^{-5}$, $E = 2,1 \cdot 10^6$ und da $\left(\frac{J_m}{d_m}\right) = \frac{1}{12} b d_m^2$, so dürfen obige Formeln auch geschrieben werden:

$$(35') \quad M = 1,75 b d_m^2 \Delta t C_3$$

$$(37) \quad \sigma_a = 10,5 t_m C_3$$

Die Werte C_2 und C_3 sind der Tabelle 3 zu entnehmen.

M und σ_a sind von der Stützweite unabhängig; daher wird ihr Wert um so mehr an Bedeutung gewinnen, je kleiner die von der Belastung herrührenden Spannungen sind bzw. je geringer die Stützweite l ist. M ist insbesondere von d_m abhängig und fällt mit abnehmendem d_m sehr rasch ab, um für $d_m = 0$ zu verschwinden.

Tabelle 3.

Δ	$q =$						
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	
0,5	0,35	0,70	1,10	1,45	1,80	2,20	r
	1,54	1,31	1,24	1,16	1,13	1,11	C_2
	0,74	0,66	0,62	0,59	0,58	0,57	C_3
0,6	0,40	0,75	1,20	1,55	2,00	2,35	r
	1,42	1,26	1,17	1,14	1,10	1,09	C_2
	0,81	0,75	0,71	0,69	0,68	0,66	C_3
0,7	0,40	0,85	1,25	1,65	2,10	2,50	r
	1,33	1,18	1,14	1,11	1,09	1,07	C_2
	0,87	0,82	0,79	0,77	0,76	0,76	C_3
0,8	0,45	0,90	1,30	1,80	2,25	2,70	r
	1,21	1,14	1,10	1,07	1,06	1,05	C_2
	0,92	0,89	0,87	0,85	0,85	0,84	C_3
0,9	0,50	0,95	1,40	1,90	2,40	2,85	r
	1,10	1,06	1,05	1,04	1,03	1,02	C_2
	0,97	0,95	0,94	0,93	0,93	0,92	C_3
1,0	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	r
	1	1	1	1	1	1	C_2
	1	1	1	1	1	1	C_3

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zuschrift zum Aufsatz: Lastverteilung unter Gründungskörpern im Heft 6 dieses Jahrganges.

Prof. Dr. Kögler macht in vorgenanntem Aufsatz die an sich erfreuliche Mitteilung, daß mit den Mitteln der Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft Versuche mit starren und elastischen Gründungskörpern im Gange sind.

Abb. 1a, 1b u. 2 des Aufsatzes sind bereits Ergebnisse, Abb. 3 u. 4 sind Kombinationen auf Grund dieser Ergebnisse. Die erstgenannten Abbildungen zeigen, daß die den älteren und neueren Theorien übliche Voraussetzung der Proportionalität zwischen Druck und Senkung nicht in vollem Umfange zutrifft. Wie groß die Annäherung ist, geht aus der skizzierten Zusammenstellung noch nicht hervor. Aus den umfangreichen Diskussionen über das Problem der Pfahlbelastung (Stern, Kafka, Leske u. v. a.) sind die Spannungsbilder ra u. 1b ja bekannt. Auch der Fall Abb. 2 ist versuchstechnisch und in der Theorie behandelt (siehe Beton u. Eisen 1919, Heft 7/8, S. 85, Abb. 4 u. 5).

Es muß aber jetzt schon darauf hingewiesen werden, daß es sich nach den Abb. 1 u. 2 bei den hier besprochenen Versuchen um Säulen handelt, während die in der Fußnote angezogenen Arbeiten sich mit Wänden oder Mauern beschäftigen, soweit es den Vergleich mit den genannten beiden Abbildungen betrifft. Gerade die in Fußnote 2 angegebene Literatur weist auf den bekannten bedeutenden Einfluß der Flächenform des Fundamentes auf das Pressungsdiagramm ausdrücklich hin (Bodenziffer). Eine einzelne Kreis- oder Quadratfläche ist aber mit einer langgestreckten Rechteckfläche wie beispielsweise der einer Stützmauer gar nicht vergleichbar. Man kann doch wohl nicht gut sagen, daß die Mauer wie aneinandergesetzte Einzelsäulen auf den Baugrund wirkt, die jede für sich eine Kalotte, Kegel oder Pyramide als Pressungsvolumen hat. Die in Abb. 1 dargestellte Pressungskurve wird also bei der langen Mauer flacher, d. h. dem Rechteck angenäherter sein als beim Einzelpfeiler.

Die an die Abb. 3 u. 4 geknüpften Kombinationen stimmen mit den bekannten Theorien überein, die beim Träger auf elastischer Unterlage Proportionalität zwischen Druck und Senkung voraussetzen. Jedoch erscheint in Abb. 4 die Verschiebung der Maximalpressung neben der Seitenlast unwahrscheinlich groß, was sich wohl als Folge aus den Säulendiagrammen und somit als angenommener Einfluß des andersgearteten Verhältnisses zwischen Druck und Senkung ergab. Die Kalotten- oder Kegelform des Pressungsvolumens ist lediglich ein Spezialfall kleiner Flächen, bei ganz großen Flächen, wie z. B. Tunnelsohlen oder ähnlichen, hat sich die Proportionalität wieder eingestellt. Die für die praktische Behandlung notwendigen Ersatzgeraden der Pressungslinien lassen aber noch innerhalb des Spielraums der möglichen Abmessungen von Eisen und Beton gewisse Abweichungen von der auf Grund der Proportionalität ermittelten Kurvenform zu.

Bisher sind die nach dieser Richtung hin angesetzten Versuche an den enormen Kosten gescheitert. Keinerfalls darf aber der Ein-

druck erweckt werden, als ob die Ergebnisse von Kleinflächenversuchen auf die Verhältnisse großer Flächen übertragbar wären.
Berlin, den 10. Februar 1926. Ober-Ing. Alfons Schroeter.

Zu der vorstehenden Zuschrift nehme ich wie folgt Stellung:

Zunächst zur Richtigstellung: Die Abb. 3 u. 4 sind nicht Kombinationen, sondern stellen ebenfalls Versuchsergebnisse dar. Auch die Verschiebung der Maximalpressung in Abb. 4 von der Randlast nach der Mitte der Platte hin ist gemessen; wenn sie „unwahrscheinlich groß“ erscheint, so beweist das eben, daß die landläufigen Vorstellungen über die Druckverteilung unter der Sohle von Gründungskörpern dringend der Verbesserung bedürfen. Es ist bekannt, daß die Spannungsverteilung entsprechend der Abb. 2 auch schon auf dem Versuchswege ermittelt worden ist; allerdings sind die Versuche nicht systematisch genug durchgeführt worden. Der Hinweis jedoch, daß diese Spannungsverteilung auch theoretisch gefunden sei (Beton und Eisen 1919, S. 85), geht insofern fehl, als dort nur die Verteilung unter einer im betrachteten Querschnitt punktförmigen Einzellast behandelt ist, während wir bei unsern Versuchen Belastungskörper von im Vergleich zur Meßtiefe schon großem Durchmesser benutzt haben.

Aus allen Versuchen geht hervor, daß die den verschiedenen theoretischen Betrachtungen bisher zugrunde gelegte Voraussetzung der Proportionalität zwischen Druck und Einsenkung nicht nur nicht in vollem Umfange, sondern überhaupt nicht zutrifft. Im Gegensatz zum Herrn Einsender bin ich der Meinung, daß die an die Abb. 3 u. 4 geknüpften Kombinationen nicht mit den bekannten Theorien übereinstimmen, die beim Träger auf elastischer Unterlage Proportionalität zwischen Druck und Einsenkung voraussetzen. Sie können es nicht, weil eben diese Voraussetzung falsch ist.

Da mein Aufsatz nicht auf Einzelheiten eingehen wollte, so ist auch der Unterschied in der Druckverteilung unter runden Säulen und unter langlaufenden Mauern oder Wänden nicht im einzelnen erörtert worden. Der Maximaldruck im Boden unter der Mitte einer

„Wandlast“ ist bei gleichem p_0 ($p_0 = \frac{P}{F}$ ist die Spannung bei Annahme einer gleichmäßigen Druckverteilung) und in gleicher Tiefe natürlich etwas geringer als unter einer „Säulenlast“. Auch ich bin, wie der Herr Einsender, der Meinung, daß man „nicht gut sagen kann, eine Mauer wirke wie aneinandergesetzte Einzelsäulen auf den Baugrund, die jede für sich eine Kalotte, einen Kegel oder ein Paraboloid als Pressungsvolumen hat“. Ich habe diese Ansicht bisher als eine Selbstverständlichkeit für jeden Fachmann angenommen und es demgemäß nicht für nötig gehalten, zu der eigenartigen Vorstellung der „Spannungshaufen“ Stellung zu nehmen.

Ob die Kalotten- oder Kegelform des Pressungskörpers, d. h. der Spannungsverteilung, ein Spezialfall kleiner Flächen ist, und in welchem Maße bei großen Flächen das Bild der Spannungsverteilung anders aussieht, das kann nur durch Versuche entschieden werden.

Freiberg, Sa., 13. März 1926.

Dr.-Ing. Kögler.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Mißstände im Submissionswesen.

Unter den Faktoren, welche unser Wirtschaftsleben beeinflussen, steht nicht an letzter Stelle das öffentliche Submissionswesen. Es ist nicht die Absicht dieser Zeilen, den vielen Abhandlungen über die Vor- und Nachteile desselben eine weitere hinzuzufügen, sondern es soll nur an einem konkreten Beispiel gezeigt werden, in welcher unerträglichen Weise die Bauindustrie mit nutzlosen Arbeiten belastet wird, wenn die ausschreibenden Stellen nicht darauf bedacht sind, die Bedingungen für einen Wettbewerb in klarer und eindeutiger Weise festzulegen. Bei dem genannten Beispiel handelt es sich um eine Ausschreibung für die Erbauung einer Straßenbrücke über den Neckar. Die ausschreibende Behörde hatte selbst einen Entwurf ausgearbeitet, stellte es aber den Anbietern frei, Gegenvorschläge zu machen. Es ist dies ein vielfach beliebtes Verfahren, trotzdem erscheint es uns nicht richtig, in dieser Weise Wettbewerb und Submission zu verquicken. Zum mindesten sollte der vom Bauherrn verfaßte Entwurf alle Züge aufweisen, die auch das wirklich auszuführende Bauwerk tragen soll; sonst liegt die Gefahr nahe, daß die Bewerber irreführt werden. In dem vorliegenden Fall war in den Erläuterungen zu dem herausgegebenen Entwurf gesagt: „Die Pfeiler sind so angeordnet, daß die künftig im jetzigen Neckarbett verbleibende Wassermenge unter der Hauptöffnung durchfließt, kein Pfeiler im Hauptstromstrich steht und die Einschränkung des Hochwasserprofils möglichst klein bleibt.“ Weiter war in den Bedingungen noch gesagt, daß etwaige Gegენტwürfe neben der sonstigen Gleichwertigkeit mit dem behördlichen Entwurf „weder dem Hochwasserabfluß, noch der Schifffahrt ungünstige Bedingungen bieten dürfen“, und in einem Nachtrag wurde den interessierten Firmen noch mitgeteilt, „daß eine Einschränkung des Durchlaßprofils, sofern dieselbe eine Behinderung der Schifffahrt während der Bauzeit . . . herbeizuführen vermag, nicht zulässig ist“. Das Durchlaßprofil für die Schifffahrt war in dem in den Unterlagen enthaltenen Querprofil mit 21 m Lichtweite an bestimmter Stelle eingezeichnet.

Die Gesichtspunkte, die sich aus den Unterlagen sowie aus mündlichen Auskünften der beteiligten Stellen ergaben, konnten also, soweit es sich um die Bearbeitung von Gegenvorschlägen handelte, in folgendem zusammengefaßt werden:

1. Die Durchlaßöffnung für die Schifffahrt ist in ihrer Lage und Größe unabänderlich festgelegt,
2. die Stellung der Mittelpfeiler des Gegენტwurfes ist gegenüber der des behördlichen Entwurfes nur in geringem Maße veränderlich und
3. die vergebende Stelle ist gewillt, auch über die Kosten eines reinen Zweckmäßigkeitsbaues Mittel für die äußere Erscheinung der Brücke aufzuwenden.

Von 45 Firmen wurden über 70 Angebote und Gegენტwürfe eingereicht, ein Arbeitsaufwand, der zu dem Wert des Bauwerkes in keinem Verhältnis steht. Viele Firmen haben, von der Ansicht ausgehend, daß die Not unserer Zeit und die ganzen Verhältnisse an der Baustelle über das absolut Not-

wendige hinausgehende Aufwendungen nicht rechtfertigen, dementsprechend einfache Gegენტwürfe eingereicht. Aber die meisten Firmen haben sich doch wohl noch, angeregt durch den behördlichen Entwurf und sonstige in der Art der Ausschreibung liegende Beweggründe, veranlaßt gesehen, noch einen mehr nach ästhetischen Gesichtspunkten aufgestellten Entwurf auszuarbeiten oder zum mindesten ein Angebot auf den behördlichen Entwurf einzureichen, nutzlose Arbeiten, die man hätte vermeiden können und vermeiden müssen; denn es zeigte sich bei der endgültigen Vergebung, daß nur diejenigen Vorschläge in Frage kamen, die sich wirtschaftlich am günstigsten stellten. Das wäre an sich gewiß nichts Überraschendes und eigentlich selbstverständlich gewesen, wenn nicht durch die Ausschreibung selbst auch andere Entscheidungen in den Bereich der Möglichkeit gerückt worden wären. — Was aber sehr überraschen mußte, war, daß bei der Wahl des auszuführenden Vorschlages die früher herausgegebenen Richtlinien für die Pfeilerstellung und Schifffahrtsöffnung vollständig unbeachtet blieben. Dieser Standpunkt der vergebenden Stelle hätte aber vor der Ausschreibung festgelegt und in den Bedingungen mitgeteilt werden müssen. Dann wäre den interessierten Firmen eine Belastung erspart geblieben, die sich nach mehr als einer Richtung unangenehm auswirken muß.

Wenn schon das Submissionswesen mit seinen Lasten im Augenblick nicht beseitigt werden kann, so sollte doch jeder Beteiligte darauf hinwirken, daß der durch die jeweilige Ausschreibung angestrebte Zweck mit dem geringsten Aufwand an Arbeit erreicht wird. Dazu gehört vor allem, daß die ausschreibenden Stellen durch Klarheit und Bestimmtheit in den Bedingungen und Grundlagen keinen Zweifel aufkommen lassen über das, was verlangt wird, daß sie sich aber andererseits auch selbst an die von ihnen geschaffenen Grundlagen und Richtlinien halten bei der Beurteilung und Wahl der eingereichten Entwürfe.

Ehrenpromotionen.

Die Wiener Technische Hochschule hat am 10. Juni 1926 gleichzeitig zwei Ehrenpromotionen in feierlicher Weise vorgenommen, die besonders bemerkenswert sind.

Es handelt sich um den vom Lehramt zurückgetretenen Prof. Dr. Melan von Prag und um den auf einer Europareise befindlichen Consulting Engineer Dr.-Ing. h. c. Gustav Lindenthal von New York.

Die Verdienste Melans als Lehrer und als Brückenbauer sind bekannt und sind gelegentlich seines 70. Geburtstages in dieser Zeitschrift gewürdigt worden.

Gustav Lindenthal, der seit einer Reihe von Jahren Ehrendoktor der Technischen Hochschule Dresden ist, ist nicht nur in den Vereinigten Staaten, sondern auch bei uns sehr bekannt. Seine großen Verdienste um den Bau der weitestgespannten eisernen Brücken werden im besonderen durch die Wiener Ehrung betont. Darüber hinaus ist Lindenthal bekannt als der erfolgreiche Ingenieur, der heute als Sechundsiebzigjähriger noch große Brückenbauten projektiert und ausführt.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 20 vom 20. Mai 1926.

- Kl. 19 b, Gr. 6. F 56 354. Julius Freudenberger, Würzburg, Juliuspromenade 2. Sandstreumittel gegen Glatteisbildung auf begehbaren Eisenflächen. 19. VI. 24.
- Kl. 20 h, Gr. 5. B 12 167. Dipl.-Ing. Heinrich Blendermann, Cassel, Kirchweg 84. Durch Gewichthebel gesteuerte Abwurfvorrichtung für Bremsschuhe. 3. VI. 25.

Kl. 20 i, Gr. 20. D 49 512. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Aktiengesellschaft vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Kupplungseinrichtung für ferngestellte, insbes. elektrisch bediente Schranken. 29. XII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 28. S 70 243. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Schutz von Blockfeldern gegen Fremdströme. 30. V. 25.

- Kl. 37 b, Gr. 3. M 90 329. Fa. Mannesmannröhrenwerke, Düsseldorf. Schelle zum Anschluß der Querglieder an die Stiele von mehrgliedrigen Masten o. dgl. 29. VI. 25.
- Kl. 37 e, Gr. 13. P 49 602. Fa. Puls & Bauer, Eisenwaren und Werkzeuge, Hamburg. Vorrichtung zum Reinigen von Schalungsbrettern. 27. I. 25.
- Kl. 37 f, Gr. 5. Sch 69 122. Joseph Schwend, Baden-Baden. Aus Formsteinen mit durchlaufenden Hohlräumen zusammengesetzter Schornstein. 11. XII. 23.
- Kl. 37 f, Gr. 8. H 100 898. Fa. D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg. Schiebefalttor. 7. III. 25.
- Kl. 38 b, Gr. 4. D 48 258. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges., vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Selbsttätige Bohrmaschine für hölzerne Eisenbahnschwellen. 26. VI. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 7. B 104 388. Ernst Bongardt, Mainz, Obere Zahlbacher Straße 40. Verfahren und Vorrichtung zum Fördern von vorgemischtem Mörtel, Beton u. dgl. mit Hilfe von Druckluft durch eine Leitung unter Fertigmischen. 19. IV. 22.
- Kl. 80 a, Gr. 14. T 28 650. Theis-Schlackenverwertungs-Akt.-Ges., Trier. Schlagpresse zur Herstellung von Kunststeinen mit auf Rollen bewegten Unterlagbrettern. 20. III. 24.

- Kl. 81 e, Gr. 126. M 91 988. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg. Verfahren zur Herstellung von Halden und Kippen mit oberen Planum mit Hilfe eines Tiefbaggers. 3. XI. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 126. P 49 418. Georg Pein, Bitterfeld, Bismarckstr. 34. Vorrichtung zum Fortschleudern des Abraums über die Haldenkante. 30. XII. 24.
- Kl. 84 a, Gr. 3. M 87 208. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Schützenwehr. 20. XI. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 20 vom 20. Mai 1926.

- Kl. 19 a, Gr. 28. 430 213. „Cubex“ Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Auslegergleisrückmaschine. 10. XII. 24. C 35 823.
- Kl. 19 b, Gr. 4. 430 163. Emile Moser, Biel u. Edouard Ravey, Nidau, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Ölen und Teeren von Straßen. 22. I. 24. M 83 598. Schweiz 17. IV. 23.
- Kl. 37 f, Gr. 7. 430 010. Josef Bock, Dortmund, Jägerstr. 27. Eiserne Erzbunkeranordnung für die Beschickung von Kübelwagen. 23. XI. 21. B 102 447.
- Kl. 81 e, Gr. 35. 430 147. Karl Bender, Köln-Lindenthal, Krenzstraße 2. Vorrichtung zum Entleeren von Bunkern. 24. VI. 24. B 114 590.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Lehrbuch des Tiefbaues. Herausgegeben von Karl Esselborn. 6.—8. Aufl. Bd. 2. Verlag von Wilh. Engelmann in Leipzig. 1925. Preis 19,— RM., gebunden 22,50 RM.

Kanal- und Flußbau. Bearbeitet von Dr.-Ing. Wilhelm Teubert.

Das vorliegende Werk soll ein „Lehrbuch“ sein, nicht nur für die Studierenden technischer Lehranstalten und Hochschulen, sondern auch für jüngere bereits in der Praxis stehende Baubeflissene und Techniker, wie in dem Vorwort zu lesen ist. Von dem Titel möchte man mit Mephisto sagen: Ein Titel muß sie erst vertraulich machen daß Eure Kunst viel Künste übersteigt, zum Willkommen tappt ihr dann nach allen sieben Sachen, um die ein anderer viele Jahre streicht.

Die Kapitel Brückenbau, Wasserversorgung und Entwässerung der Städte sind ebenso wie der Seebau und der landwirtschaftliche Wasserbau, das letzte Kapitel allerdings von einem längst verstorbenen Fachmann, von Fachleuten geschrieben. Nur für den Kanal- und Flußbau schien die Heranziehung eines Fachmannes sich zu erübrigen, Man scheint geglaubt zu haben, daß besondere Kenntnisse hierfür nicht notwendig sind und die Bearbeitung dieses Abschnittes einem Schiffbauingenieur anvertraut werden durfte.

Mit vollem Recht wird in der Einleitung darauf hingewiesen, daß die letzten zwölf Jahre eine Fülle neuer Bauweisen und Methoden, Forschungs- und Versuchsergebnisse gebracht haben. In dem vorliegenden Abschnitt Fluß- und Kanalbau ist aber leider wenig von diesen Neuerungen zu verspüren. Es wäre besser gewesen, alles Veraltete und Überflüssige auszumerzen und nur das Wesentlichste und Zeitgemäße wiederzugeben. Diese Arbeit konnte allerdings nur ein wirklicher Fachmann leisten, und ebenso wenig wie ein noch so hervorragender Bauingenieur es wagen darf, ein Lehrbuch über Schiffbau zu schreiben, durfte ein Verlag, der die Aufgaben, die er an die Spitze des Vorworts stellt, ernst nimmt, ein so schwieriges Gebiet, wie es der Fluß- und Kanalbau nun einmal ist, einem Nichtfachmann anvertrauen.

Unter solchen Umständen können alle die Mängel, die dieser Abschnitt aufweist, nicht überraschen. Ein wirkliches Lehrbuch muß, wenn der Verfasser, wie im vorliegenden Falle, Eigenes nicht liefern kann, dem Studierenden die Ergebnisse der Geistesarbeit, die andere geleistet haben, vermitteln. Der bloße Hinweis auf andere Werke genügt hierfür nicht und verfehlt vollkommen seinen Zweck.

Bei der Fülle der Beanstandungen und den leider nur zu selten vorkommenden Oasen in dieser Wüste fällt es schwer, eine Auswahl zu treffen, um den Nachweis der Unzulänglichkeit zu erbringen. Der Raum dieser Zeitschrift ist übrigens auch zu wertvoll, um mit solchem Material gefüllt zu werden. Ich beschränke mich daher darauf, nur einzelnes aus verschiedenen Abschnitten herauszugreifen.

S. 464. Überschrift: b) Die Geschwindigkeit. Statt zu erläutern, was unter der mittleren Geschwindigkeit in einem Wasserlauf zu verstehen sei, wird folgende Definition für die Geschwindigkeit gegeben: „Die Geschwindigkeit der natürlichen Wasserläufe ist das Maß für die infolge des Gefälles entstehende Bewegung des fließenden Wassers“. Bei den künstlichen Wasserläufen muß demnach die Geschwindigkeit auf andere Ursachen zurückzuführen sein. Daß Schaffernak, schon im Jahre 1922 über den Weg des Versuchs, neue Grundlagen für die Berechnung der Geschiebeführung in Flüssen geschaffen und der Öffentlichkeit bekanntgemacht hat, scheint dem Verfasser unbekannt zu sein. Er kennt nur die Verdienste Kreuters und zitiert eine mehr als 40 Jahre alte Veröffentlichung über die Bewegung der Geschiebe.

Hätte der Verfasser das Handbuch von Engels nicht nur auf die Brauchbarkeit der darin enthaltenen Abbildungen für seine Zwecke sorgfältig studiert, so hätte er die Mängel der Frankschen Röhre erwähnen müssen. Er schreibt: „Zu den hydrometrischen Röhren

gehört auch die Franksche Röhre, die die Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit in einer Senkrechten des Wasserlaufs durch Messung des mittleren hydraulischen Druckes bewirkt.“ Engels schreibt aber über die Franksche Röhre: „Daß sie solches aber nicht zu tun vermag, hat Amsler-Laffon nachgewiesen.“ Dieser Nachweis ist schon vor 21 Jahren erbracht worden!

Nach Teuberts Ausarbeitung (S. 478) könnte man meinen, daß alle hydrometrischen Flügel (Harlacher, Ott-Kempten) mit dem ursprünglichen Woltmannschen Flügel nichts gemein haben. Engels bemerkt zu der ursprünglichen Woltmannschen Ausgestaltung des hydrometrischen Flügels: „Dieser einfache Grundgedanke ist allen Flügeln gemeinsam.“ Was nützt dem Studierenden, der dieses Lehrbuch in die Hand nimmt, der Hinweis: „Genaue Beschreibung und kritische Beurteilung dieser verschiedenen Messungsröhren und Flügel siehe Engels“? Dem Leser wäre besser gedient, wenn Teubert den Kernpunkt von Engels' Kritik erfaßt und wiedergegeben sowie die Beziehungen zwischen Umdrehungszahl des Flügels und Wassergeschwindigkeit erläutert hätte.

Zu welchen unheilvollen Anschauungen muß die Einleitung zur Besprechung einiger ganz willkürlich herausgegriffener, dazu noch veralteter Geschwindigkeitsformeln (S. 481) führen: „Die Bewegung des Wassers in Flüssen ist in der Regel eine ungleichförmige. Die Ungleichförmigkeit tritt aber nicht selten so wenig hervor, daß man bei geeigneten Flußstrecken die Regeln für die Bewegung des Wassers in Wasserleitungen anwenden darf, und solche Strecken kommen vor.“ Wäre es nicht Pflicht des Verfassers eines „Lehrbuches“ für Studierende gewesen, auf den Unterschied zwischen gleichförmiger und ungleichförmiger Bewegung aufmerksam zu machen? Und darauf hinzuweisen, daß gewisse Grundbedingungen für die Anwendung der Chezy-Eytelweinschen Grundgleichung vorhanden sein müssen?

Dieselben Mängel weist der Abschnitt B) Stauwerke auf. Mag man die Leistungen Sonnes und Tolkmitts noch so pietätvoll einschätzen, so wäre es zweckdienlicher gewesen, die Ergebnisse neuester Forschung wiederzugeben, an Stelle der Bemerkung auf S. 491: „Wegen der zahlreichen neuesten Ergebnisse der auf den Stau bezüglichen Untersuchungen sei auf die eingehende Darstellung in dem von Bubendey-Engels bearbeiteten III. Kapitel der 5. Auflage des I. Bandes des III. Teils des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften verwiesen.“

In einem Lehrbuch wäre es notwendig gewesen, auf die neuesten Untersuchungen über den Brückenstau hinzuweisen und wenigstens Rehbocks Formeln anzuführen.

Welchem Leser eines Lehrbuchs ist ferner damit gedient, daß in einer Fußnote (S. 492) auf die vorbildlichen Versuche Rehbocks über die hinsichtlich Auskolkung von Sinkstoffabführung günstigste Form des Sturzbodens hingewiesen wird?

Statt eine Musterkarte veralteter Wehrformen wiederzugeben, wäre es besser gewesen, die neueren Ergebnisse wissenschaftlicher Forschung zu behandeln und sich auf die neueren Konstruktionen zu beschränken. Hinweise auf im selben Verlage erschienene Werke können diese Lücke, die nur ein gewissenhaftes Quellenstudium auszufüllen vermocht hätte, nicht ersetzen.

Das mangelnde Sachverständnis tritt ganz besonders hervor bei der Behandlung der Walzenwehre, die kaum eine Seite ausfüllt (S. 509/510). In seinem Handbuch sagt Engels: „Die Walzenwehre haben mit Recht große Beachtung gefunden, was aus der nachfolgenden Zusammenstellung der bis jetzt ausgeführten und in der Ausführung befindlichen Walzenwehre hervorgeht.“

Diese Zusammenstellung beginnt naturgemäß mit dem ältesten in Schweinfurth ausgeführten Walzenwehr, es folgen aber 80 andere

Ausführungen mit Stauhöhen bis zu 12,80 m. Der wissenshungrige Studierende muß sich in diesem „Lehrbuch“ mit einer einzigen Abbildung und ausgerechnet mit der ältesten Konstruktion des Wehrs bei Schweinfurth für 2 m Stauhöhe abspesen lassen.

Jedenfalls entspricht es keineswegs dem Zweck eines Lehrbuches, wenn, wie es mit Bezug auf die Segmentwehre unter ausdrücklicher Berufung auf die Autorität von Engels geschieht, das Segmentwehr als anderen Wehrarten bis zur Öffnung von etwa 12 m überlegen bezeichnet, diese Wehrart aber mit etwa 10 Zeilen abgetan wird, während die Losständer- und Nadelwehren über sechs Seiten ausfüllen.

Der beste Teil des Abschnittes ist fraglos derjenige, der die Fahrzeuge der Binnenschifffahrt behandelt. Auf diesem Gebiet ist Teubert Fachmann und seine Erfahrungen und Kenntnisse auf schiffbautechnischem Gebiet kommen dem behandelten Stoffe zugute. Das soll ausdrücklich anerkannt werden.

Dagegen ist die den Binnenkanälen und kanalisierten Flüssen zuteil gewordene Behandlung wiederum völlig unzureichend und zum Teil sogar irreführend.

Schon auf dem im Jahre 1894, also vor mehr als 30 Jahren im Haag abgehaltenen internationalen Binnenschifffahrtkongreß forderte Gröhe als Mindestmaß für den Krümmungshalbmesser der Kanäle 500 m. Die Erfahrung auf dem vor 30 Jahren in Betrieb genommenen Dortmund-Ems-Kanal hat gelehrt, daß Schiffsbegegnungen ohne Kollisionsgefahr nur bei Krümmungshalbmessern von mindestens 1000 m stattfinden dürfen. Teubert gibt aber als Regel an (S. 539), daß der Halbmesser einer Krümmung, die von 65 m langen Schiffen befahren wird, 350 m betragen soll und daß man zur Erleichterung des Betriebes neueren Kanälen Krümmungshalbmesser von rund 500 m zugrunde gelegt hat. Daß der Centriwinkel auch die Wahl des Krümmungshalbmessers beeinflusst, wird mit Schweigen übergangen, ebenso werden auch die Regeln für das Maß und die Anordnung der Verbreiterung in den Krümmungen verschwiegen.

Obwohl gerade am Oder-Spree-Kanal die Dichtung des Kanalbetts mit getrübttem Wasser zu den „allertrübsten“ Erfahrungen für die Staatsfinanzen und für die Anlieger geführt hat, empfiehlt Teubert (S. 544) diese Dichtungsart gerade für die Fälle („wenn das Kanalbett genügend hoch über dem Grundwasser liegt“), wo sie anerkanntermaßen völlig versagt hat.

S. 551 werden die Sicherheitstore behandelt; statt nun die neueren Konstruktionen der Sicherheitstore zu erwähnen, wie sie bei den neueren Kanalbauten zur Anwendung kamen, wird die Konstruktion eines Segmenttores im Dortmund-Ems-Kanal im Bilde vorgeführt, über die man, wegen der Sicherheit, längst zur Tagesordnung übergegangen ist. Hier wie überall vermißt man jede kritische Bewertung der im Bilde vorgeführten Konstruktionen.

Den Schiffsschleusen ist ein besonderer Abschnitt gewidmet. Es ist daher nicht recht verständlich, warum die Sparschleusen im Zusammenhang mit dem künstlichen Aufstau der Flüsse (S. 557) aufgeführt werden, wo sie, wenn überhaupt, wohl am seltensten vorkommen.

Auf S. 599 wird als Beispiel einer Schleuse für großes Gefälle eine Schachtschleuse, die zur Überwindung eines Höhenunterschiedes von 20 m dient, in Skizze dargestellt. Die Abfallmauer ist hier ungeteilt, aber auf S. 604 wird bei der Abfallmauer gesagt: „Bei großem Gefälle wird der Abfall geteilt, indem dessen oberer Teil oberhalb der Torkammer angebracht wird.“ Es gibt vorläufig noch keine Schleuse für ein Gefälle von 20 m, und weder die Schachtschleuse bei Minden noch diejenige in Henrichenburg haben geteilte Abfallmauern. Es wäre nun besonders interessant gewesen, zu hören, bei welchem „großen Gefälle“ eine Teilung des Abfalls angezeigt erscheint. Anscheinend ist Teubert der Ansicht, daß eine Teilung der Abfallmauer erst bei Gefällen von über 20 m in Frage kommt.

Die wichtige Frage der Füllung und Entleerung der Schiffschleusen wird auf S. 601/602 behandelt. Die Einrichtungen mit kurzen, unter dem Drempel einmündenden Umläufen, wie sie am Rhein-Herne-Kanal mit bestem Erfolg zur Anwendung gekommen sind, werden aber mit keinem Wort erwähnt. Ebenso vermißt man bei Besprechung der Verschlussvorrichtungen für Torschütze und Umläufe die wertvollen Ergebnisse der Untersuchungen in der Versuchsanstalt für Wasserbau in Berlin, über die Dr.-Ing. Winkel verschiedene Aufsätze veröffentlicht hat. Die Bedeutung dieser Versuchsergebnisse liegt darin, daß ohne Nachteil für das in der Schleuse liegende Schiff die Schließungszeit beliebig abgekürzt werden kann, wenn nur dafür gesorgt wird, daß die Steigerung der in die Schleuse einströmenden Wassermenge allmählich vor sich geht. Die erzielten Ergebnisse sind so wertvoll, daß sie nicht verschwiegen werden dürfen.

Die Reihe der Beispiele, die dem von Teubert bearbeiteten Abschnitt dieses Buches den Stempel der Unzulänglichkeit aufdrücken, könnte leider noch lange fortgesetzt werden. Ich glaube, mit diesen Beispielen mein Urteil genügend begründet zu haben und glaube auch, mich in voller Übereinstimmung mit den meisten meiner Kollegen unter den Hochschullehrern des Wasserbaues zu befinden, die das Esselborsche Lehrbuch für Studierende technischer Lehranstalten und Hochschulen, wenigstens soweit der wasserbauliche Teil in Frage kommt, gänzlich ablehnen.

Eine Ausnahme macht selbstverständlich der von Engels bearbeitete Teil. Der Seebau ist an sich so umfangreich, daß man auf richtig bedauern muß, daß Teubert fast 200 Seiten für sich in Anspruch nimmt, während Engels sich mit 100 Seiten begnügen mußte. Jedenfalls hat es Engels meisterhaft verstanden, in 100 Seiten das Wesentlichste wiederzugeben.

G. de Thierry.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Hermann Weihe †.

Am 6. Juni 1926 starb im Alter von 56 Jahren unser Mitglied Regierungsbaumeister a. D. Hermann Weihe, Professor an der Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg.

Der Verstorbene, der seit 1904 das Fach der Maschinenkunde im allgemeinen und der Baumaschinen im besonderen an der Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule Charlottenburg vertrat, hat an den Arbeiten unserer Gesellschaft, vor allem der auf Erhöhung der Wirtschaftlichkeit im Bauwesen, sehr rege teilgenommen und sie wirkungsvoll gefördert. Wir werden dem Dahingegangenen über das Grab hinaus ein ehrendes und dankbares Andenken bewahren!

Todesfälle.

In letzter Zeit haben wir vom Hinscheiden folgender Mitglieder erfahren:

Baumgärtner, Wilhelm, Bauingenieur, Charlottenburg.
Dauter, Hartwig, Reg.-Baurat, Köslin (Pommern).
Hiorth, Karl, Professor, Frankfurt (Oder).
Morlock, Walter, Dipl.-Ing., Schopfheim (Baden).
Weihe, Hermann, ordentl. Professor, Berlin-Lankwitz.

Wir werden den Verstorbenen ein ehrendes Andenken bewahren.

Ortsgruppe Rheinland-Westfalen.

Die Ortsgruppe hielt ihre Jahresversammlung am 28. April ds. Js. in Dortmund ab. Zunächst wurde um 4 Uhr die Westfalenhalle besichtigt. Herr Dr.-Ing. Sachs hielt einen kurzen Vortrag an Hand der Zeichnungen, Herr Stadtbaurat Delf übernahm die Führung¹⁾. Weiterhin wurde die Brauerei Kronenberg besichtigt. Die Verwaltung ließ es sich nicht nehmen, den Teilnehmern einen kleinen Imbiß reichen zu lassen, um die Güte ihrer Erzeugnisse an Ort und Stelle zu erproben.

¹⁾ Charakteristische Angaben über die Westfalenhalle werden im Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1926 zu finden sein.

In Kronenburg fand in Gegenwart von etwa 30 Teilnehmern die Jahresversammlung statt. Da Herr Regierungsbaumeister Dust, der 1. Vorsitzende des geschäftsführenden Ausschusses, infolge seiner Tätigkeit im Auslande einige Zeit von Essen abwesend ist, eröffnete Herr Dipl.-Ing. v. Bülow die Sitzung, übermittelte die Grüße des Vorstandes und des Geschäftsführers der Gesamtgesellschaft und gab Herrn Dipl.-Ing. Kessel das Wort zum Geschäftsbericht 1925/26²⁾.

Die Neuwahlen ergaben, daß Herr Dipl.-Ing. v. Bülow Vorsitzender und Herr Dipl.-Ing. Kessel Schriftführer und Kassierer der Ortsgruppe wurde.

Es liegen eine Reihe von Anregungen für Vorträge und Besichtigungen vor, ebenso soll eine Besichtigung von Bauwerken in Düsseldorf anlässlich eines gemeinsamen Besuches der GESOLEI am 5. Juni stattfinden.

Für die Reisezeit!

Die Gepäckversicherungsgebühren für Reisen in Deutschland betragen für je 1000 M. des Versicherungswertes 3 M. bei ½ Monat, 4 M. bei 1 Monat, 5 M. bei 2 Monaten, 7,50 M. bei 3 Monaten, 12,50 M. bei 6 Monaten und 17 M. bei 12 Monaten Reisedauer. Dazu treten Policegebühren, und zwar 0,50 M., ferner 3% des Prämienbetrages als Stempelgebühr sowie für Übersendung der Police 0,10 M. Beispiel: Versicherungswert 2000 M. Reisedauer 1 Monat, Prämie 8 M. und Policengebühr 0,50 M. und Stempelgebühr 0,30 M. und Porto für Policenzusendung 0,10 = 8,90 M.

Termin für Inkrafttreten ist anzugeben; als frühester Termin gilt das Datum der Abstempelung der Zahlkarte. Die Versicherung gilt als abgeschlossen nach Überweisung des Prämienbetrages auf Post-scheckkonto 59 263 des V. d. I., Abt. Ingenieurhilfe, Berlin NW 7. Notwendige Angaben (Adressen usw.) auf der Rückseite des Zahlkartenabschnittes.

Die Versicherung bezieht sich auch auf die losen ins Eisenbahn-abteil mitgenommenen Effekten. Weitere Angaben für Reisen außerhalb Deutschlands erfolgen auf Anfrage durch die Ingenieurhilfe, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

²⁾ Der Geschäftsbericht wird ebenfalls im Jahrbuch 1926 abgedruckt werden.