

# DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 7. November 1930

Heft 48

## Zum 75jährigen Bestehen der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr. h. c. A. Rohn, Präsident des Schweizerischen Schulrates.

Schriftleitung und Verlag der „Bautechnik“ haben die Freundlichkeit gehabt, den Verfasser, der von 1908 bis 1926 als Vertreter der Baustatik und des Brückenbaues an der Eidgenössischen Technischen Hochschule lehrte, einzuladen, ihr, anlässlich der Jubiläumsfeier dieser Hochschule, einige Worte zu widmen. Wenn ich diesem Wunsche entspreche, so tue ich es in erster Linie aus alter Zuneigung zu meiner früheren Tätigkeit. Andererseits überblendet mir die Leitung der vor kurzem gegründeten „Internationalen Vereinigung für Brücken- und Hochbau“ neuerdings Berufspflichten, die jedoch jedenfalls eher in der Verstärkung geistiger Brücken, als in der Mitarbeit bei der Behandlung von Bauwerken aus Eisen oder Eisenbeton gipfeln werden.

Da ich nunmehr in meiner Eigenschaft eines oberen Leiters der Eidgenössischen Technischen Hochschule nicht mehr zu ihrem Lehrkörper gehöre, dürfte es ebenfalls angezeigt sein, daß diese kurze Einführung zu den folgenden fachlichen Arbeiten von Professoren unserer Hochschule keine Fachfragen berühre, sondern sich auf die Wiedergabe einiger Gedanken über den akademischen Unterricht, besonders im Bauingenieurwesen, beschränke.

In Zürich, wie an den meisten deutschen Technischen Hochschulen ist der Unterricht ziemlich spezialisiert worden; es bestehen z. B. getrennte Abteilungen zur Ausbildung von Architekten, Bauingenieuren, Maschinen- und Elektrolingenieuren, Chemikern oder Kulturingenieuren. Diese Spezialisierung bietet den Vorteil, tüchtige Fachleute auszubilden, die nach kurzer Anpassung in der Praxis selbständige und schöpferische Arbeit in ihrem Gebiete leisten können. Diese Spezialisierung sollte indessen nicht weiter ausgebaut werden, z. B. sollte ein Studierender der Bauingenieurwissenschaften nicht als ausgesprochene Sonderrichtung das Gebiet des Brücken-, Wasser- oder Eisenbahnbaues pflegen. Die Hochschulabsolventen müssen Verständnis für die großen vielseitigen Aufgaben der Neuzeit besitzen, wozu auf der Hochschule nicht nur keine Spezialisierung im Bauingenieurwesen selbst angezeigt, sondern sogar darüber hinaus eine Betätigung auf verwandte Gebiete, die bei allen größeren Bauaufgaben überblickt werden müssen, erforderlich ist. Erfreulicherweise haben besonders die Bauingenieure stets das größte Interesse für Fragen der Architektur, des Maschineningenieurwesens und der Elektrotechnik gezeigt. Die Aufgaben, die die Bautechnik heute stellt, verlangen Ingenieure, die sich mit Leichtigkeit und Weitblick in neue Gebiete vertiefen können, wobei es der Hochschule vorbehalten bleibt, sich auf die Lehre der wissenschaftlichen Grundlagen und Arbeitsmethoden zu beschränken, d. h. das zu bieten, was die Praxis nicht geben kann.

Die Technischen Hochschulen wurden gegründet, um in erster Linie höchste technische Bildung zu vermitteln; die neuzeitige Entwicklung der Technik verlangt mehr und mehr, daß sie zugleich Forschungsinstitute sind. Die Bautechnik fußt auf der wissenschaftlichen Vertiefung und Verarbeitung von Naturgesetzen, über die die Beobachtung und der Laboratoriumsversuch Auskunft geben. Zweckdienlich ist es, daß Unterricht und Leitung der Forschung in einer Hand bleiben. Unser Augenmerk ist daher heute besonders auf den Ausbau der Forschungsinstitute gerichtet. Im Bauingenieurwesen sind der Eidgenössischen Technischen Hochschule angegliedert die Materialprüfungsanstalt — mit rd. 90 Angestellten —, die vor kurzem eröffnete Versuchsanstalt für Wasserbau, die mit einem Kostenaufwande von etwa 1½ Mill. Franken errichtet wurde, ferner im ersten Ausbau begriffene Laboratorien für baustatische Forschung — Modellversuche, Formänderungsmessungen verschiedener

Art, Erddruckuntersuchungen, photoelastische Messungen — und neuerdings ein photogrammetrisches Institut. Seit Beginn des letzten Jahres hat die Schweizerische Eidgenossenschaft ihrer Technischen Hochschule 12 Mill. Franken für die Erweiterung ihrer Laboratorien zur Verfügung gestellt, die für dieses Mal allerdings namentlich dem Maschineningenieurwesen zugute kommen.

Die wirtschaftlichen Verhältnisse unserer Zeit bedingen weitgehende Ersparnisse im Bauwesen, die nur bei gründlicher Kenntnis aller einschlägigen Faktoren ohne Gefahr für den Bestand des Bauwerkes beurteilt werden können. Dieses Verständnis wird beim Studierenden durch seine Teilnahme an wissenschaftlichen Versuchen, Messungen usw. wesentlich erhöht. Die Beobachtung im Forschungsinstitut gibt Sicherheit und stärkt das Verantwortungsgefühl, das bekanntlich den jungen Ingenieur beim Übertritt in die Praxis oft auf harte Probe stellt. Die Absolventen Technischer Hochschulen müssen in der Lage sein, gegen die Verflachung des Interesses an gründlicher wissenschaftlicher Arbeit anzukämpfen; nur auf solche Arbeit können Erfolge auf langjährige Sicht aufgebaut werden.

Ein wichtiges Problem, das die Nachkriegszeit in verstärktem Maße gestellt hat, betrifft die Einführung der Ingenieurkandidaten in das Gebiet der Betriebswissenschaften. Es war nicht unsere Absicht, Halbes auf zwei Gebieten zu leisten, zumal die schweizerische Produktion infolge der Armut des Landes an Naturgütern in besonderem Maße auf Qualitätsarbeit eingestellt werden muß. Wir beabsichtigen daher nicht, halbe Ingenieure und halbe Volkswirtschaftler auszubilden. Wir glauben auch, daß es sehr schwierig ist, für Studierende der technischen Wissenschaften, die noch nicht praktisch gearbeitet haben, das nötige Verständnis für die Anforderungen unserer Betriebe und Unternehmungen zu gewinnen. Wir haben daher an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Verbindung mit dem schweizerischen Wirtschaftskörper ein betriebswissenschaftliches Institut errichtet, das in erster Linie unseren „Ehemaligen“ zur Verfügung steht und im Rahmen des Möglichen den technischen Unterricht unterstützen soll.

Das Hochschulstudium soll als Vorbereitung auf das praktische Leben in bezug auf Arbeitsleistung diesem entsprechen, wobei jedoch der Studierende nicht im Fachstudium untergehen, sondern auch Zeit zur Förderung seiner allgemeinen Bildung haben soll. Die Anforderungen des Hochschulstudiums an die Nervenanspannung werden stets weit unter denjenigen der Praxis bleiben; die Hochschule muß jedoch Qualitätsmenschen vorbereiten, die ohne Enttäuschung beim Übertritt in die Praxis Qualitätsarbeit leisten können. Diese strenge Vorbereitung ist vor allem in einem an Naturgütern armen Lande unerlässlich.

Dazu muß der Ingenieur — der in seiner Tätigkeit mehr oder weniger Weltbürger ist — schon auf der Hochschule auf eine gesunde Einstellung zur Technik anderer Völker und zu deren Eigenarten — die ausnahmslos der im weitesten Sinne des Wortes aufgefaßten Topographie ihres Landes entspringen — vorbereitet werden. Der Ingenieur gehört unter den Intellektuellen, die fern von der Politik in gemeinsamer Arbeit internationale Bande knüpfen — zu denen, die sich infolge der weltverbindenden Kraft der Technik besonders fruchtbar bei der Beseitigung von Gegensätzen beteiligen können. Mögen unsere Technischen Hochschulen auch diese Aufgabe pflegen, um hiermit, wie es der Fortschritt technischer Arbeit erheischt, zugleich im Dienste ihres Landes und der Menschheit zu stehen.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der erste Tunnel in Ägypten.

Von Prof. C. Andraea, z. Z. Direktor der Königl. Technischen Hochschule in Giza (bei Kairo).

Im Herbst 1929 wurde vom ägyptischen Bauministerium der erste Tunnelbau des Landes ausgeschrieben und im Januar 1930 an eine Bauunternehmung vergeben, die im Frühjahr die Arbeiten in Angriff genommen hat. Dieser Tunnel wird für Bewässerungszwecke erstellt und befindet sich im Zuge des sog. Farukiakanals, d. h. des rechtsufrigen Speisekanals der neuen Bewässerungsanlage, deren Hauptbauwerk das in Ausführung begriffene Stauwehr von Naga Hamadi, 588 km südlich Kairo, ist.

Bekanntlich ist der Nil von alters her der Lebensnerv Ägyptens. Durch ihn ist das Kulturland entstanden, er befruchtet es, von ihm hängen der Wohlstand, das Leben und Dasein des Landes überhaupt ab. Die

Ausnutzung seiner Fluten ist eine Hauptsorge der Regierung sowohl in technischer wie auch in politischer Hinsicht, — dreht sich doch die gegenwärtige äußere Politik, insbesondere die Versuche, das Verhältnis zu Großbritannien endgültig zu regeln, hauptsächlich um das Mitsprache- und Mitregierungsrecht im Sudan, d. h. am Oberlauf und Einzugsgebiet des Nils, was für die Regelung der Wasserwirtschaft des Landes, die eben hier alles bedeutet, von Wichtigkeit ist.

Der Nil steigt jedes Jahr nach der Regenzeit in seinem Quellgebiet. Die eigentliche Flut beginnt im Juli, erreicht ihren Höhepunkt im September und fällt dann rasch wieder ab. Abb. 1 zeigt den Verlauf

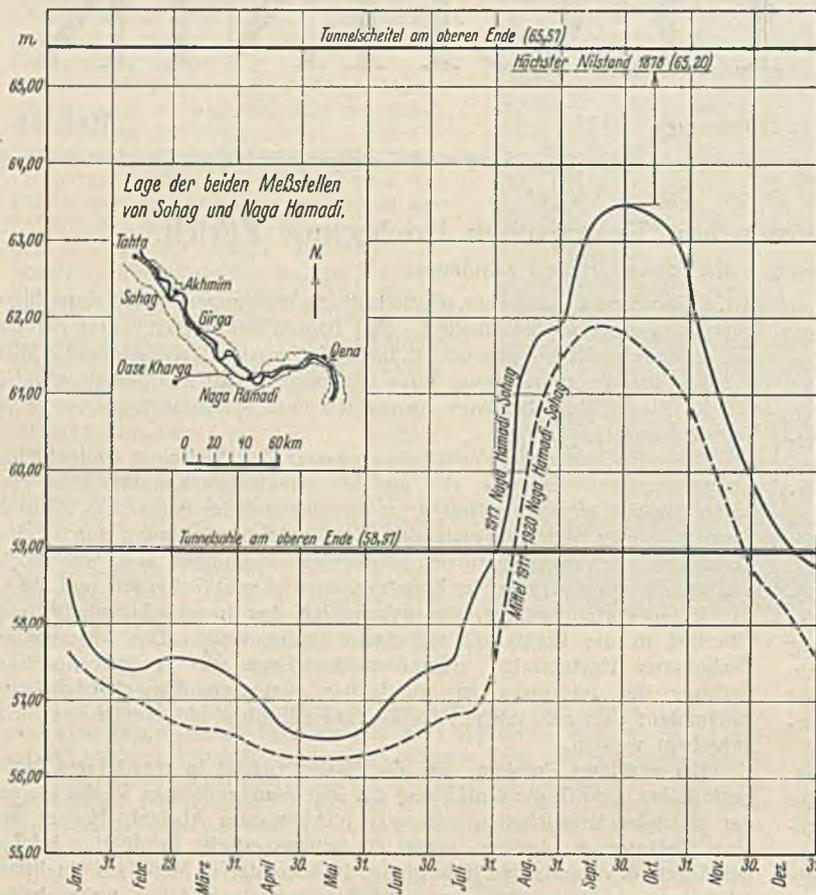


Abb. 1. Kurven des Wasserspiegels des Nils. Mittel der Messungen bei Sohag und Naga Hamadi.

bei Naga Hamadi. Die großen Wassermengen kommen hauptsächlich vom Weißen Nil, während der Blaue Nil den fruchtbaren Schlamm bringt. Diese natürliche Flut befruchtete von jeher Ägypten durch ihre Überschwemmungen und begründete seine Fruchtbarkeit und seinen Reichtum. Dies jedoch in unvollkommener und, wie aus der Geschichte des alten Testaments von den fetten und mageren Jahren bekannt, in unregelmäßiger und unzuverlässiger Weise. Da selbstverständlich der Hochwasserspiegel von Jahr zu Jahr verschieden ist, ist es auch die überschwemmte und infolgedessen bebaubare Landfläche. In der Hochwasser-

zeit fließt eine große Wassermenge unbenutzt ins Mitteländische Meer ab. Eine bessere, zeitliche Verteilung des Abflusses muß eine bessere Ausnutzung von Wasser und Boden zur Folge haben.

Diese Überlegung hat dazu geführt, ein ganzes System von Stauwehren und Kanälen zu erstellen. Das älteste dieser Bauwerke ist das sog. „Delta barrage“ (1890 vollendet) unterhalb Kairo an der Verzweigung des Nils in den Rosetta- und Damietta-arm. Dieses Stauwehr ermöglicht, bei niedrigeren Wasserständen den Spiegel so zu heben, daß sonst vom Wasser nicht erreichte Landflächen bewässert werden können. 1898 bis 1902 wurde sodann der große Staudamm bei Assuan gebaut zu Speicherzwecken<sup>1)</sup>. In der Zeit, in der die Landwirtschaft keiner Bewässerung bedarf — es ist dies jeweils zu Anfang des Jahres —, wird dort der Nil aufgestaut. Nur das für Trink-<sup>2)</sup> und Schifffahrtzwecke unbedingt nötige Wasser wird durch die Schützen durchgelassen, während alles übrige aufgespeichert wird. Dies ermöglicht, auch neben der Flutzeit genügend Wasser an Unterägypten abzugeben, um in der Zwischenzeit das Kulturland zu bewässern und aus dem fruchtbaren Boden zwei bis drei Ernten herauszubringen. Es wird gegenwärtig angestrebt, diese Ganzjährbewässerung (perennial irrigation) für ganz Ägypten durchzuführen, was aber erst möglich sein wird, wenn die zur Zeit in Ausführung begriffene zweite Erhöhung des Assuandammes und ein weiteres Speicherbecken am Weißen Nil gebaut sein werden. Gerade das letztere, das im Sudan (bei Gebel Aulia) vorgesehen ist, beschäftigt die ägyptische Politik in hohem Maße. Der dort gespeicherte Vorrat soll dann auch genügen, um etwa 2 Mill. Feddan (1 Feddan = 4200 m<sup>2</sup>) im nördlichen Delta bebaubar zu machen.

Zur Regelung des örtlichen Wasserspiegels, insbesondere um zu vermeiden, daß bei geringeren Hochwässern ganze Flächen unbewässert bleiben, wurden zwischen Assuan und Kairo nach

<sup>1)</sup> In seiner ersten Ausführung hatte der Damm eine Stauhöhe von etwa 20 m (Oberwasserspiegel auf Meereshöhe 106 m) und einen Stauinhalt von  $980 \times 10^6$  m<sup>3</sup>. In den Jahren 1903 bis 1908 wurden Verstärkungsarbeiten am Fuße ausgeführt und in den Jahren 1907 bis 1912 das Stauwehr auf Kote 113 m erhöht. Dadurch wurde der Stauinhalt auf  $2420 \times 10^6$  m<sup>3</sup> gebracht. Im Jahre 1929 wurde eine zweite Erhöhung beschlossen und in Angriff genommen. Bei einer Erhöhung um etwa 9 m soll der Stauinhalt auf etwa  $5380 \times 10^6$  m<sup>3</sup> gebracht werden. (Vgl. Schweiz. Bauztg. 1928, Bd. 92, Heft 21, S. 271 und 1929, Bd. 93, Heft 24, S. 296 sowie Z. d. Ö I A V 1929, Heft 31/32 u. 33/34.)

<sup>2)</sup> Der letzte Nebenfluß des Nils ist der Atbara, der 300 km südlich Khartoum einmündet. Von dort fließt der Nil auf etwa 2150 km Länge durch ganz Ägypten bis ins Mitteländische Meer ohne Nebenfluß. Er ist das einzige Wasser Ägyptens, dessen Niederschläge, etwa 10 bis 20 mm im Jahr, nicht in Rechnung fallen.

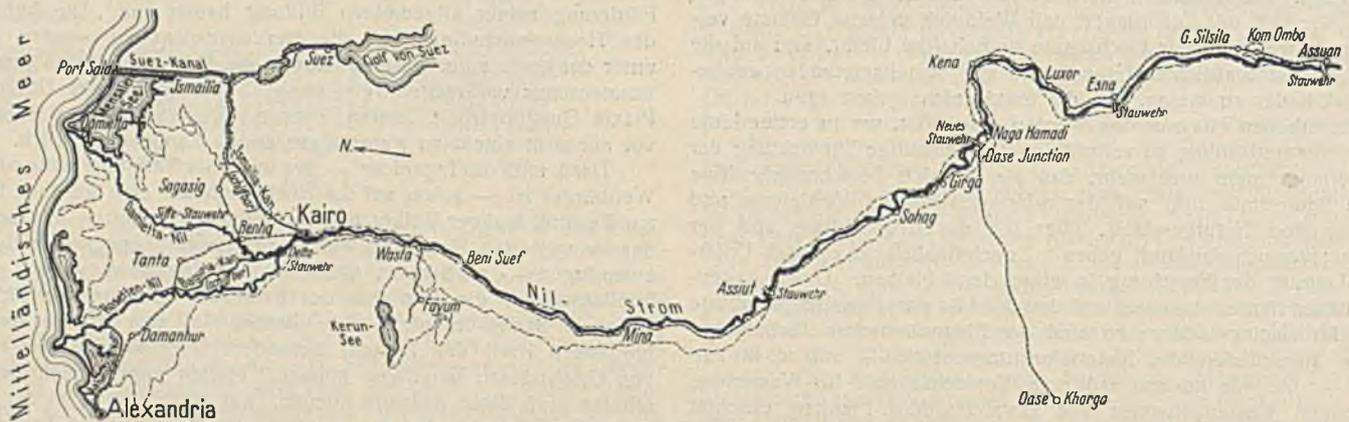


Abb. 2. Allgemeiner Lageplan der Nilstauwerke von Assuan bis zum Mitteländischen Meer. (Originalmaßstab 1 : 1 000 000.)

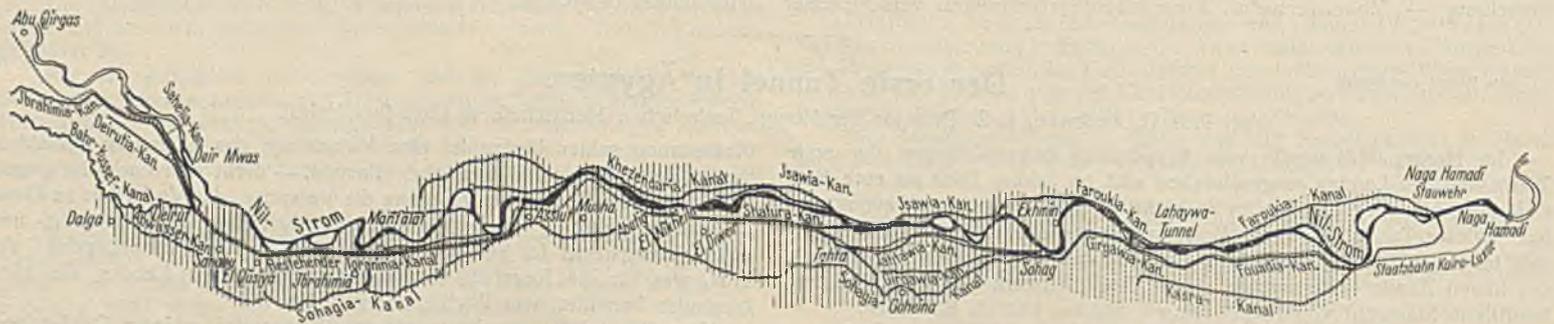


Abb. 3. Landflächen, deren Bewässerung durch das Stauwehr von Naga Hamadi geregelt werden soll. (Originalmaßstab 1 : 200 000.)

Während des ganzen Sommers bewässerbar

Nur in Flutzeit (August-Oktober) bewässerbar



Abb. 4. Stauwehr von Naga Hamadi im Bau.

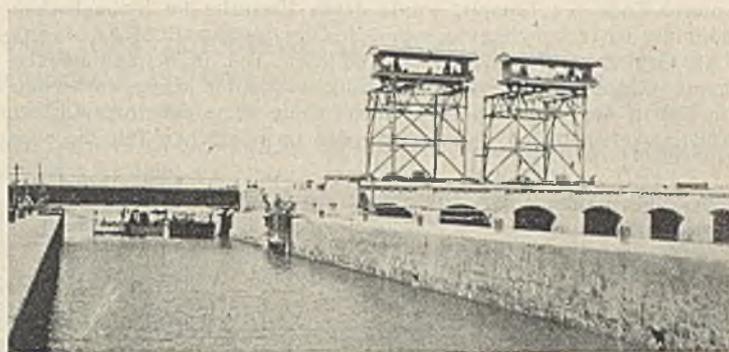


Abb. 5. Stauwehr von Naga Hamadi, Schiffschleuse.

und nach eine Anzahl weiterer, sekundärer Stauanlagen erstellt: 1902 zuerst ein Stauwehr bei Esna, 782 km südlich von Kalro (Abb. 2), dann ein solches bei Assiut, 1912, 399 km von Kairo. Zwischen beiden bestand bisher noch eine Lücke, d. h. eine Strecke, die von keiner dieser beiden Anlagen beeinflusst wurde. Das neue Wehr bei Naga Hamadi soll nun die Kette schließen. Dieses Werk wird nach seiner Vollendung die Bewässerung von 580 000 Feddan sichern. Wenn einmal Assuan erhöht und Gebel Aulia (oder ein anderes Werk im Sudan mit demselben Zweck) gebaut sein werden, wird Naga Hamadi auch erlauben, für 478 000 Feddan die bisherige einmalige Bewässerung während des Hochwassers (sog. basin irrigation) in Jahresbewässerung umzuwandeln (Abb. 3). Seit Beginn dieses Jahrhunderts hat die Kulturbodenfläche, deren Bewässerung in Zukunft durch das Werk von Naga Hamadi gesichert und geregelt werden soll, infolge zu niedriger Hochwässer schon fünf „magere“ Jahre erlebt. Das schlimmste war 1913. Die unbewässert und daher auch unbebaut gebliebene Fläche betrug damals 268 000 Feddan, und der Ertragsausfall wurde für die Landeigentümer auf 2 680 000 ägypt. Pfd. und für den Staat auf 200 000 ägypt. Pfd. geschätzt, zusammen also auf 2 880 000 ägypt. Pfd. (1 ägypt. Pfd. = 20,94 RM). Das Wehr soll nach Voranschlag 2 Mill. ägypt. Pfd. kosten. Das Jahr 1913 allein hätte es, wenn es schon bestanden hätte, bezahlt gemacht.

Das Wehr selbst hat eine Länge von 805,5 m. Es hat 100 Öffnungen zu 6 m mit Schützen (Abb. 4) und am Westufer eine Schiffahrtsschleuse von 16 m Breite und 80 m Länge (Abb. 5). Es ist, wie die meisten Bauten in Ägypten auf Nilschlamm gegründet. Gegen Senkungen und Unterspülungen sind entsprechende Vorkehrungen getroffen (Abb. 6), worüber in Ägypten reiche Erfahrung besteht. Der Höhenunterschied zwischen Ober- und Niederwasserspiegel beträgt bei HW 4 m, bei NW 4,50 m.

Gleichzeitig werden zwei zum Nil annähernd parallel laufende Kanäle erstellt. Der Fuadiakanal<sup>3)</sup> auf dem westlichen (linken) Ufer bekommt eine Länge von 45 km, eine Sohlenbreite von 46 m mit Böschungen 1 : 1

und eine größte Wassertiefe von 6,45 m. Der Farukiakanal<sup>4)</sup> auf dem östlichen (rechten) Ufer wird 65 km lang. Seine Sohlenbreite wird 26 m sein, die größte Wassertiefe 5,20 m. Bei km 47 stößt er auf den Gebel (Berg) Lahaywa, wo das Wüstengebirge bis zum Nil heranreicht und steil zu diesem abfällt (Abb. 7). Dort muß für den Kanal ein 1000 m langer Tunnel erstellt werden (Abb. 8). Es wird dies der erste in Ägypten erstellte Tunnel sein. Er wurde vom Verfasser entworfen, der auch während des Baues als beratender Ingenieur der Regierung amtet. Abb. 9 bis 12

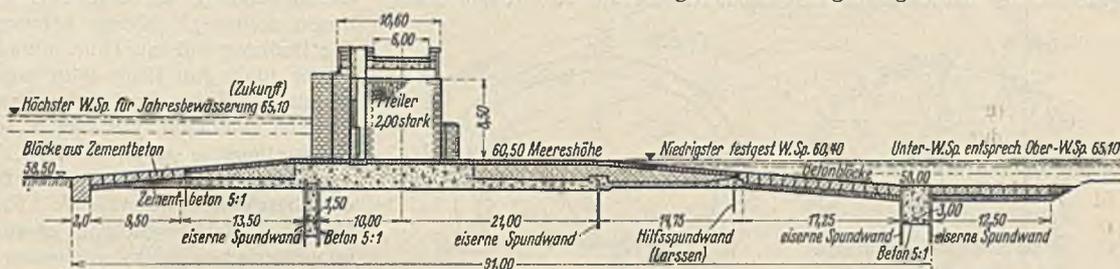


Abb. 6. Querschnitt des Stauwehres von Naga Hamadi. (Originalmaßstab 1 : 200.)



Abb. 8. Lageplan des Lahaywatunnels. (Originalmaßstab 1 : 2000.)

zeigen die Einzelheiten des Entwurfes. Für die Wahl der Querschnitte mußten die hydraulischen, sowie tunnelbautechnischen und wirtschaftlichen Forderungen gegeneinander abgewogen werden. Um die Querschnittänderung für die Durchflußverhältnisse möglichst erträglich zu machen, mußte eine große Breite gewählt werden, wobei jedoch durch wirtschaftliche Erwägungen Grenzen gezogen waren. Aus Ersparnisgründen wurde das Firstgewölbe flacher gehalten, als bei Tunnelbauten sonst üblich. Die Gestalt des Ein- und Auslaufes, d. h. des Überganges vom Regelquerschnitt des offenen Kanals zum Tunnelquerschnitt, bzw. umgekehrt

<sup>3)</sup> Nach König Fuad I. so benannt.

<sup>4)</sup> Nach Kronprinz Faruk so benannt.

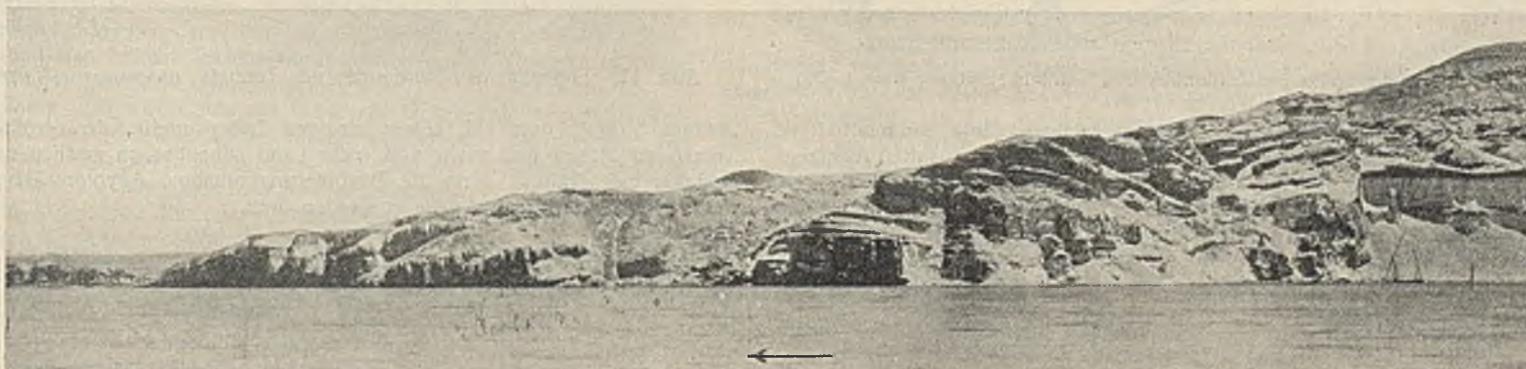


Abb. 7. Gebel Lahaywa vom Nil aus.

am unteren Ende des Tunnels, wurde durch Versuche im hydraulischen Laboratorium der Technischen Hochschule in Giza bestimmt (Prof. Addison).

Das Gebirge ist Kalkstein, im südlichen Teil in starken Bänken annähernd waagrecht gelagert, im nördlichen Drittel jedoch verworfen. Der soeben in Angriff genommene Tunnel sollte keine außerordentlichen Bauschwierigkeiten bieten, es sei denn, daß im nördlichen Teil die eine

jährlich der Kanal zwecks Reinigung von Schlammablagerungen, wie alle Kanäle Ägyptens, während eines Monats trockengelegt werden soll, wobei gelockerte Felsteile und schlimmstenfalls etwa heruntergefallene kleinere Steine entfernt werden können. Selbstverständlich sollen überall, wo größere Ablösungen nicht ausgeschlossen sind, die gemauerten Querschnitte B oder gar C zur Ausführung gelangen.

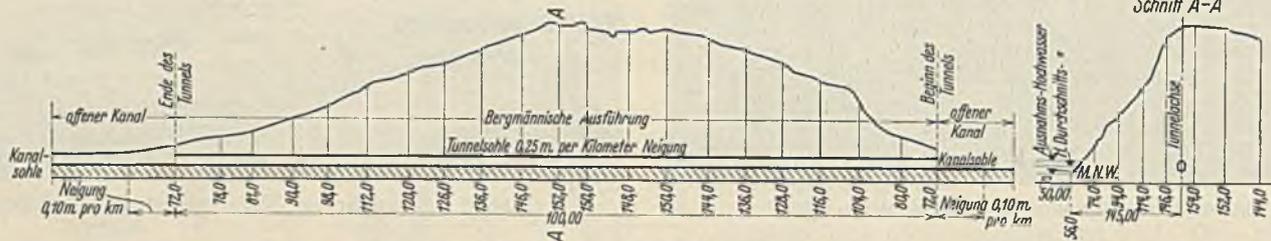


Abb. 9 u. 9a. Schnitte längs der und senkrecht zur Tunnelachse. (Originalmaßstab: Längen 1:2000, Höhen 1:1000.)

oder andere Verwerfungspalte bis in das Gebiet des Tunnels reichen und nicht durch Nilschlamm verstopft, sondern wasserführend sein sollte, was nicht sehr wahrscheinlich ist. (Das Nilhochwasser steigt bis 4,5 m über Tunnelsohle.) Leider wurden der Kosten wegen Sondierbohrungen nicht ausgeführt. Für die Mauerung der Widerlager ist Zementbeton vorgesehen, für das Gewölbe Verbandmauerwerk aus an Ort und Stelle

Für die Ausführung des Tunnels ist die österreichische Bauweise vorgesehen. Vorerst soll vom Sohlstollen der ganze Querschnitt ausgebrochen werden, worauf bei Type B oder C die Mauerung stattfinden wird, mit den Widerlagern beginnend. Immerhin darf der Unternehmer die Bauweise ändern, falls die Verhältnisse ein anderes Vorgehen, z. B. die Anwendung der belgischen Bauweise als zweckmäßiger erscheinen lassen sollten<sup>5)</sup>. Hierzu könnten u. a. die Wasserverhältnisse führen. Die Bohrung soll mit Druckluftbohrhämern ausgeführt werden. Gegenwärtig (d. h. Juli 1930) wird auf der Nordseite an den Einrichtungen hierfür, sowie für die Lüftung usw. und am Aushub der Kanalanschlußstrecken gearbeitet. Ein Bau in so abgelegener Gegend erfordert größere Vorbereitungen, da Kraft, Licht, Trinkwasser, Wohngelegenheit, kurzum alles, was Arbeit, Arbeiter und Bauleitung benötigen, eigens geschaffen und beschafft werden muß. Nach Vertrag soll der Tunnel bis Ende März 1932 fertig sein und ist zum Preise von 171 590 ägypt. Pfd.<sup>6)</sup> der schweizerischen Bauunternehmung Rothpletz & Lienhard in Aarau zur Ausführung übertragen worden.

Der Entwurf für das Wehr von Naga Hamadi stammt von den englischen Ingenieuren Coode, Wilson, Mitchell und Vaughan-See. Die Ausführung geschieht durch die Unternehmung Sir John Jackson. Die beiden Kanäle sind an örtliche Unternehmungen vergeben. Der Aushub des Farukiakanals beträgt 4 Mill. m<sup>3</sup>, der des Fuadiakanals 7 Mill. m<sup>3</sup> in Erde bzw. Nilschlamm. Wehr und Westkanal sollen bereits im August 1930 in Betrieb genommen werden, der Ostkanal, in dessen Verlauf der Tunnel liegt, im August 1932.

Aus diesen ganz skizzenhaften Ausführungen geht hervor, wie gewaltig die Anstrengungen sind, die Ägypten macht, um aus seinem

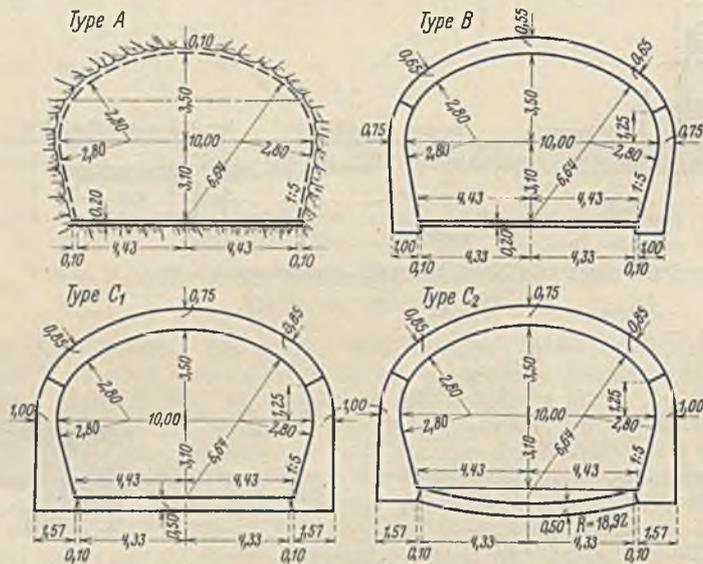


Abb. 10. Regelquerschnitte des Tunnels. (Originalmaßstab 1:100.)

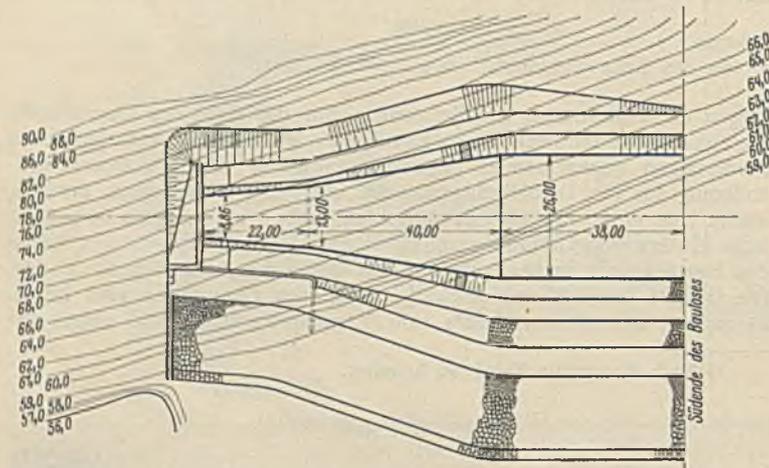


Abb. 11. Lageplan des Südendes des Tunnels. (Originalmaßstab 1:400.)

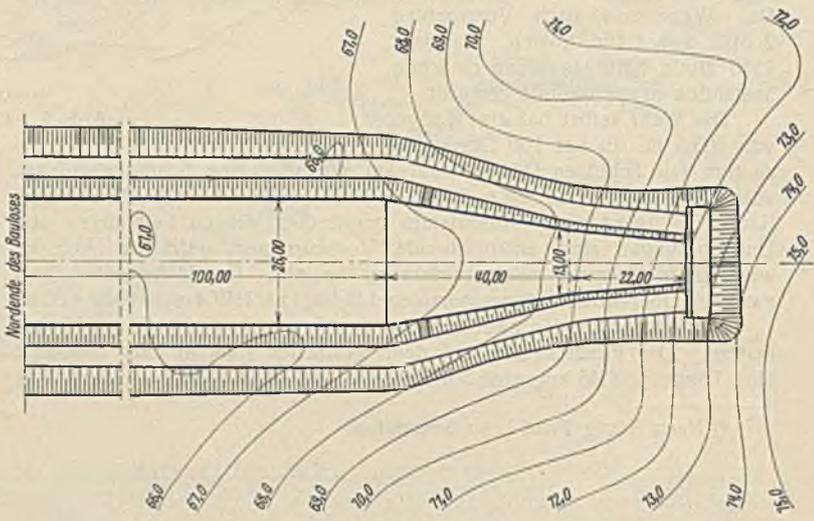


Abb. 12. Lageplan des Nordendes des Tunnels. (Originalmaßstab 1:400.)

mit Maschinen gestampften Zementbetonsteinen. Als Bindemittel ist Portlandzement vorgeschrieben. Das Gewölbe soll behufs satten Ansitzens und zur Dichtung mit Zementmörtel unter Druck hinterspritzt werden. Der benetzte Teil des Umfanges erhält glatten Verputz zur Verbesserung der Reibungs- bzw. Durchflußverhältnisse. Es ist vorgesehen, im festeren, südlichen Teil eine so lange Strecke als möglich ungemauert zu lassen, was um so eher statthaft erscheint, als kein Verkehr gefährdet wird und

„ewigen Strom“, dem Nil, seiner einzigen Lebensquelle, den größten Nutzen zu ziehen und mehr und mehr Land bebaubar zu machen und fruchtbar zu erhalten; denn die Bevölkerungszunahme Ägyptens ist so stark, daß für die Zukunft gesorgt werden muß.

<sup>5)</sup> Vgl. Bautechn. 1926, Heft 23 u. 28.

<sup>6)</sup> Mit Voreinschnitten und Portalen 190 687 ägypt. Pfd.

## Hydraulische Modellversuche für das Stauwehr des Limmatwerkes Wettingen.

Durchgeführt im Auftrage der Stadt Zürich in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E. T. H. Zürich.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. E. Meyer-Peter, Zürich.

Schon bald nach Fertigstellung des Speicherwerkes Wägital mußte die Stadt Zürich wegen rasch wachsenden Bedarfs an elektrischer Energie neue Energiequellen zu erschließen suchen. Vergleichende Studien im Jahre 1925 zeigten die Wirtschaftlichkeit der Ausnutzung der Stufe Dietikon-Wettingen des Limmat-Flusses (Abb. 1).

Durch Erstellung eines Stauwehres bei der oberen Eisenbahnbrücke bei Wettingen wird die Limmat um rd. 18 m aufgestaut, was in dem tief in die eiszeitlichen Schotter eingeschnittenen Tal unterhalb Dietikon ohne weiteres möglich ist. Der so gebildete Stausee erhält eine Länge von 9800 m bei einem gesamten Wasserinhalt von 6,17 Mill. m<sup>3</sup>, der aber, mit Rücksicht auf die Unterleger, auch nicht teilweise zur Spitzendeckung herangezogen werden darf. Vielmehr soll das Werk als reines Laufwerk arbeiten. Zur vollständigen Ausnutzung des Gefälles der Konzessionsstrecke wird das Triebwasser von der unmittelbar an das Stauwehr angebauten Zentrale durch einen 8,5 m breiten Unterwasserstollen von

breiten, gestreckten eiszeitlichen Tal, das im „Wettingerfeld“ vollständig verschottert ist, liegt die Molasse in praktisch unerreichbarer Tiefe.

In den Wettbewerbentwürfen wurden für das Stauwehr in erster Linie halbmassive Konstruktionen vorgesehen. In den meisten Entwürfen wurden für die Ableitung der Hochwässer Überfallklappen auf der Wehrkrone und Grundablaß-Schütze in Höhe der Flußsohle vorgesehen. Das Preisgericht zog fünf Entwürfe in engere Wahl, die nun außer auf die Eignung ihrer Gesamtanordnung und ihrer konstruktiven Gedanken auch auf ihre Wirkung hinsichtlich der Kolkerscheinungen durch Vornahme von Modellversuchen geprüft wurden. Die größte Hochwassermenge, die durch das Wehr bei einem Gefälle von rd. 18 m abgeleitet werden muß, war zu 750 m<sup>3</sup>/sek ermittelt worden. Sie trat allerdings in 18 Beobachtungsjahren nur einmal auf. Der Bau des Wägitalkraftwerkes macht sich nicht nur in der Erhöhung der Winterniedermengen günstig fühlbar, sondern auch durch eine Ver-

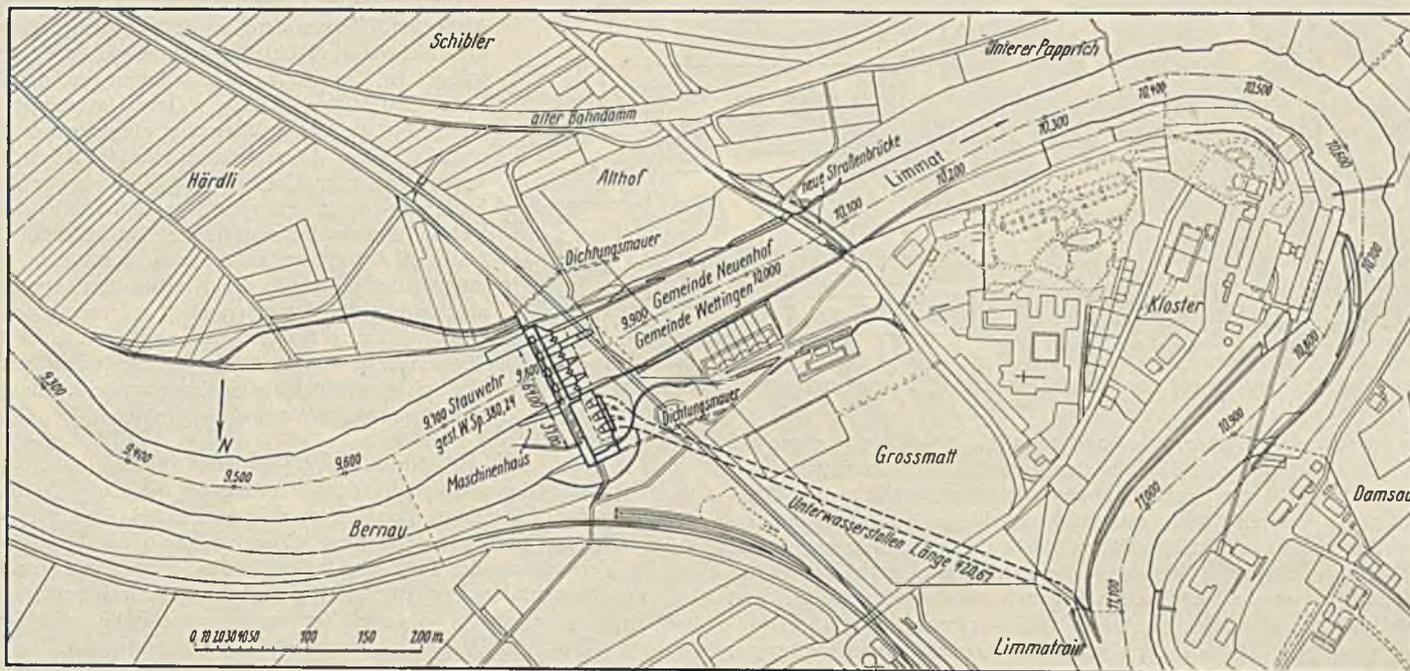


Abb. 1. Lageplan der Kraftanlage Wettingen. Maßstab 1:6667.

420 m Länge der Limmat wieder zugeführt, unter Abschneidung der Flußschleife beim Kloster Wettingen. Das Einzugsgebiet der Limmat bei der Wasserfassung beträgt 2399 km<sup>2</sup>, die mittlere Wassermenge im Durchschnitt aus 18 Beobachtungsjahren 106,8 m<sup>3</sup>/sek; die Ausbauwassermenge des Werkes wurde zu 120 m<sup>3</sup>/sek festgelegt. Das Nutzgefälle der Anlage schwankt, je nach den Wasserführungen der Limmat, zwischen 19,9 und 23,2 m. Unter Berücksichtigung der für die Spülung der abgeschnittenen Flußschleife konzessionsmäßig erforderlichen Wassermenge ergibt sich eine durchschnittliche jährliche Energieerzeugung von 134 Mill. kWh.

Neben den für den Ausbau der Flußstrecke topographisch und geologisch günstigen Verhältnissen kam für die Stadt Zürich bei der Wahl zwischen verschiedenen anderen Möglichkeiten vor allem die geringe Entfernung (rd. 20 km) des geplanten Werkes in Betracht. Dieses ist dazu bestimmt, in der Energieversorgung der Stadt die Rolle eines Grundwerkes zu übernehmen. In den Leistungsdiagrammen bauen sich die Energielieferungen des mit Tagesspeicher ausgestatteten Albulawerkes und der beiden Speicherwerke Heidsee und Wägital auf die von Wettingen gelieferte Grundbelastung auf.

Im Jahre 1926 wurde von der Stadt ein Wettbewerb ausgeschrieben mit dem Ziele, „die Wehranlage in der Limmat mit den Organen für den Wasser- und Geschlebedurchlaß und mit der Sohlensicherung im Flußbett und die Disposition des Maschinenhauses im Anschluß an das Wehr“ in technischer Beziehung abzuklären. Die in den Wettbewerbsgrundlagen vorgesehene Wehrbaustelle lag unmittelbar unterhalb der bestehenden Eisenbahnbrücke der Schweizerischen Bundesbahnen. Die Wahl dieser Wehrstelle war durch die geologischen Verhältnisse, soweit sie damals bekannt waren, begründet. Unmittelbar oberhalb der Brücke verläßt nämlich die Limmat ihr altes eiszeitliches Tal. Die heutige Limmatschleife ist epigenetisch; dort steht die Süßwassermolasse im Flußbett unmittelbar an oder ist nur geringfügig mit Kies überlagert. Im

ringerung der Hochwassergefahr. In dieser Beziehung wird aber das gegenwärtig im Bau befindliche Etzelwerk, das den Hauptzufluß der Limmat unterhalb des Zürichsees, die Sihl, in einem Stausee von rund 100 Mill. m<sup>3</sup> Inhalt reguliert und das Triebwasser dem Zürichsee zuleitet, die hydrologischen Verhältnisse der Limmat unterhalb Zürich noch wesentlich verbessern.

Die Ergebnisse dieser Modellversuche sind in der Schweiz. Bauztg., Band 89, im Mai 1927 durch den Verfasser veröffentlicht, sie sollen hier nur ganz kurz erwähnt werden.

Der mit dem 1. Preise bedachte Entwurf sah fünf Wehröffnungen mit einer lichten Weite von je 9,7 m vor. Bis zu einem Wasserabfluß von 300 m<sup>3</sup>/sek geschieht die Regulierung des konstant zu haltenden Stauspiegels durch fünf selbsttätige Überfallklappen. Bei höheren Durchflußmengen werden fünf Grundablässe, die durch Segmentschütze verschlossen werden können, geöffnet.

Nachstehend die Hauptergebnisse der Modellversuche:

1. Wegen der Nähe der Eisenbahnbrücke mit ihren zwei Pfeilern unmittelbar oberhalb des Wehres mußte alles vorgesehen werden, um einen Kolk im Oberwasser des Stauwehres zu vermeiden. Die Ursache des Sohlenangriffs vor den oberwasserseitigen Pfeilervorköpfen des Stauwehres wurde erkannt und durch das Vorziehen der Wehrschwelle um 1,5 m ganz vermieden.

2. Trotz des hohen Absturzes der Wassermengen (rd. 18 m) konnte selbst beim Durchfluß der höchsten Hochwässer unter Annahme stillstehenden Betriebes des Werkes der Kolk unterhalb des Stauwehres auf etwa 2,5 m vermindert werden. In dieser Hinsicht erwies sich der Zusammenstoß der einerseits durch die Überfallklappen, andererseits durch die Grundablässe abgeführten Wassermengen als besonders günstig. Durch Anordnung eines geeigneten Tosbeckens mit unter 1:2 ansteigender Endschwelle, ohne Einbau von Schikanen u. dgl., die bei der vorhandenen Fallhöhe schwerer Abnutzung unterworfen wären, und durch eine sanfte

Führung des über den Wehrkörper abschließenden Überfallwassers durch Keile, die auf dem Wehrrücken aufgesetzt wurden, ließ sich für alle Wasserführungen vollständige Sicherheit der Wehrgründung erreichen. Diese keilförmigen Führungen wurden dann auch in den hier zu be-

spränglich in den Verhandlungen, daß die mit Granit zu verkleidende Wehrrschwelle bis 10 m flußabwärts der Brückenpfeiler zu verlängern sei. Verschiedene weitere Fragen, die den Wasserdurchfluß während der verschiedenen Bauzustände und die Aufstellung eines geeigneten Wehreglements betrafen, waren sodann in Zusammenarbeit mit dem Planungsbüro der Stadt abzuklären. Aus all diesen Gründen erschien es als vorteilhaft, neue Versuche mit Hilfe eines Vollmodells vorzunehmen, in dem sowohl das ganze Stauwehr, wie auch die der Wehrstelle unmittelbar anliegenden Flußufer maßstabgetreu abgebildet wurden. Diese Versuche konnten in der neuen Versuchsanstalt für Wasserbau an der E. T. H. als erste Versuche im Frühjahr und Vorkommer 1930 durchgeführt werden.

### I. Versuchsgrundlagen.

Als Maßstab für das Modell wurde das Verhältnis 1:40 gewählt. 1 l/sek der Versuchswassermenge entspricht somit nach der Modellregel einer wirklichen Abflußmenge von 10,12 m<sup>3</sup>/sek. (In diesem Bericht sind der Übersichtlichkeit wegen immer die Maße und Wassermengen des wirklichen Bauwerkes und nicht des Modells angeführt.) Der Oberwasserspiegel ist, laut Konzessionsbedingungen, dauernd auf Kote 380,24 zu halten. Der Unterwasserspiegel mußte für die neuen Versuche eingerechnet werden; denn die Konzession erteilende Behörde hatte aus hygienischen Gründen die Wiederherstellung und Erhöhung eines etwa 900 m unterhalb des Stauwehrs in der Limmatschleife befindlichen Streichwehrs (s. Abb. 1) verlangt, um zu verhindern, daß der unmittelbar unterhalb des Kraftwerkes liegende Flußabschnitt bei NW trockengelegt werden könnte. Die Spülung dieses Wasserbeckens hat mit einer kleinen Wassermenge von 50 000 m<sup>3</sup>/24 Stunden zu geschehen. Die bisher beobachteten Unterwasserstände werden also durch diese Maßnahme verändert.

### II. Modell- und Versuchsanordnung.

Die neue Versuchsanstalt für Wasserbau an der Eidg. Techn. Hochschule in Zürich ist durch den Verfasser in der Schweiz. Bauztg., Band 95, April 1930, ausführlich beschrieben. Charakteristisch für ihre Anordnung ist die Vermeidung des Einbaues fester Gerinne im Versuchsraum.

Die Einrichtungen (s. Abb. 3) erlauben die Erstellung beliebig breiter und beliebig geformter Gerinne. Im vorliegenden Falle erwies es sich als vorteilhaft, im Modell die verwickelteren Formen der Flußufer in Beton auf diejenige Länge nachzumodellieren, die für die Beeinflussung des Wasserabflusses in Betracht kommt. Das Modell wird hierauf ober- und unterwasserseitig durch eiserne bewegliche Wände verlängert, deren Abstützungskonsolen auf dem Laboratoriumsboden befestigt sind. Endlich wird an das so gebildete Gerinne oben der Meßüberfall und unten

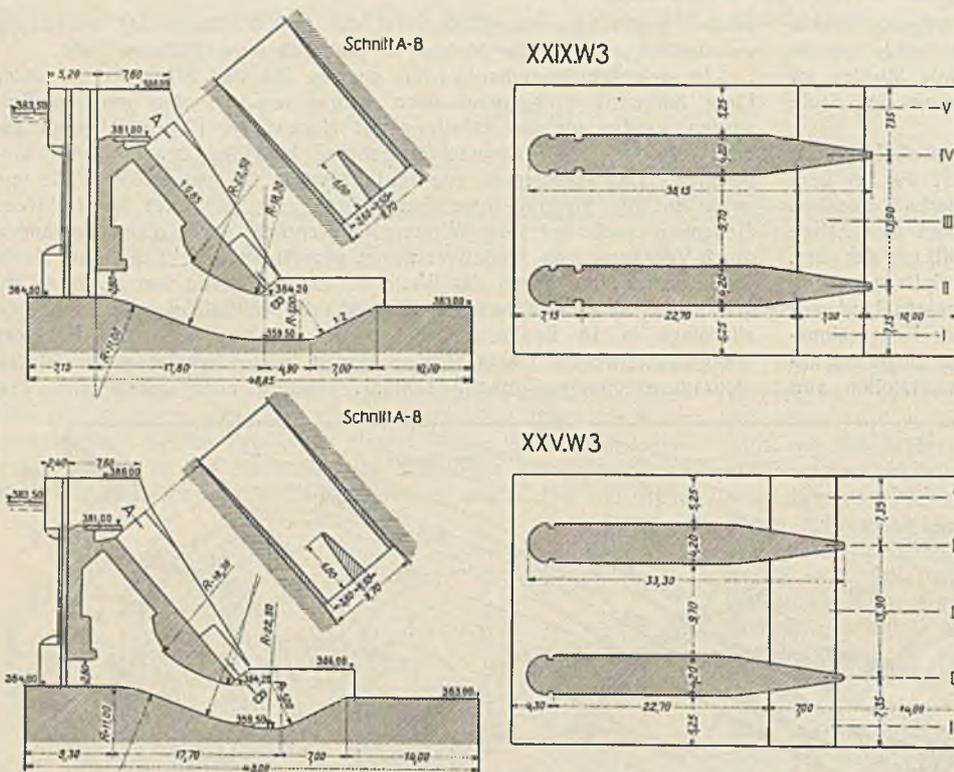


Abb. 2. Auf Grund der Modellversuche 1926 vorgeschlagene Wehrform.

schreibenden Versuchen neuerdings nachgeprüft. Abb. 3 zeigt diese auf der Abschußwand des neuen Modells der Versuche vom Jahr 1930.

3. Endlich wurde ein Zusammenhang gefunden zwischen dem Oberflächenbilde des Wasserspiegels unterhalb des Wehrs und dem dort erzeugten Kolk; auf diesen Punkt soll nochmals zurückgekommen werden.

In Abb. 2 ist diejenige Wehrform dargestellt, die auf Grund dieser ersten Versuche von den städtischen Organen zu weiteren Studien und zur Aufstellung des Konzessionsentwurfs 1927 verwendet wurde.

Der gewichtigste Einwand, der sich bei den Konzessionsverhandlungen der Erstellung der Stauanlage nach diesem Entwurf entgegenstellte, kam von seiten der Schweizerischen Bundesbahnen wegen einer etwaigen Gefährdung der Sicherheit der vollständig einzustauenden Flußpfeiler der Eisenbahnbrücke. Der Einwand wurde begründet durch das Alter des in hydraulischem Kalkmörtel erstellten Pfeilermauerwerks und durch die nicht mehr völlig sicher feststellbare Beschaffenheit der Gründungen. Ein Einverständnis der Bahn hätte sich nur erzielen lassen, wenn weitgehende Zugeständnisse in bezug auf Sicherungsarbeiten an den Flußpfeilern selbst und an den Widerlagern der Brücke vorgesehen worden wären, die unter Umständen selbst einen Neuaufbau der Pfeiler erfordert hätten. Abgesehen vom hohen Kostenaufwande derartiger Arbeiten während des Bahnbetriebes hätte die Haftung der Stadt für die Sicherheit der Brücke weiterbestanden. Dieser Umstand führte dazu, daß Ingenieur H. Bertschi, bauleitender Ingenieur für dieses Werk, vorschlug, das Stauwehr oberhalb der Eisenbahnbrücke anzuordnen (s. Abb. 1).

Die seit dem Wettbewerb von 1926 durchgeführten Sondierungen hatten nämlich gezeigt, daß das alte Limmattal das heutige epigenetische in genügender Entfernung flußaufwärts der Eisenbahnbrücke durchquert, so daß es möglich wurde, das Stauwehr oberhalb der Brücke am linksseitigen Rande des alten Tales noch auf eine Molasseplattform von ausreichender Breite abzustellen. In wirtschaftlicher Hinsicht ergab sich aus dieser Neuwahl der Baustelle, infolge des Wegfalles der meisten Sicherungsarbeiten für die Eisenbahnbrücke, eine bedeutende Ersparnis an Baukosten. Der neue Entwurf auf dieser geänderten Grundlage zeigt nun verschiedene Veränderungen gegenüber dem früheren Entwurf. Das Vorhandensein des linksseitigen Flußpfeilers der Eisenbahnbrücke erforderte eine andere Einteilung der Wehröffnungen, deren Anzahl von fünf auf vier, aber mit lichten Weiten von 11 m gegenüber 9,7 m, vermindert wurde. Dadurch wurde die spezifische Belastung der Durchlässe gesteigert; denn die gesamte lichte Wehrbreite wurde von 48,5 m auf 44 m verringert. Der linksseitige Brückenpfeiler wurde durch eine Leitmauer mit Pfeiler 1 des Wehrs verbunden. Dadurch entstand eine Unsymmetrie, die Störungen im Abflußvorgang und ein verändertes Kolkbild erwarten ließ. Die Schweizerischen Bundesbahnen verlangten ur-

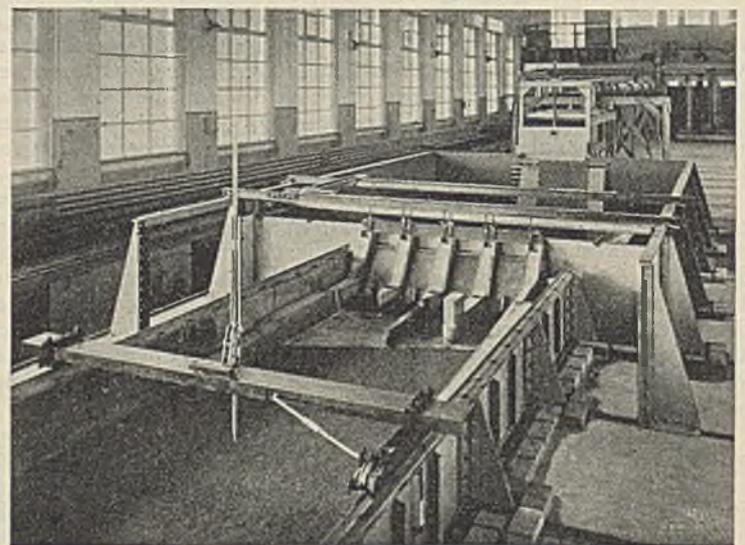


Abb. 3. Vollmodell des Stauwehrs.

ein Schütz zur Grobregulierung des Unterwasserspiegels angeschlossen. Die Feinregulierung läßt sich mit Hilfe einer Art Nadelwehr bewerkstelligen. Das Stauwehr selbst ist in allen seinen Teilen, die voraussichtlich keiner Veränderung mehr unterworfen werden mußten, in Zement mit hoher Genauigkeit hergestellt, während die übrigen Teile, wie z. B. die

Wehrschwelle, in Holz nachgebildet wurden. An Abschlußvorrichtungen wurden nur die Segmentschütze der Grundablässe eingebaut; das selbsttätige Regulierwerk der Überfallöffnungen war für die Durchführung der vorgesehenen Versuche als geöffnet vorzusetzen.

Von der Überzeugung ausgehend, daß die bei bestimmten hydraulischen Verhältnissen (Wehrform, Fallhöhe, Durchflußmenge) sich einstellenden

im Sande auch noch die Höhenlinien eingezeichnet und photographisch aufgenommen.

III. Durchführung der Versuche.

Das Versuchsprogramm umfaßte:

1. Versuche für die Ermittlung der günstigsten Wehrform, zum Teil als Kontrollversuche unter Berücksichtigung der neuen Abflußbedingungen, die durch die Entwurfänderung bedingt sind.

2. Versuche über die zweite Periode der Bauausführung. Ableitung von Hochwassermengen von 300, 400 und 500 m<sup>3</sup>/sek durch die beiden Grundablässe der linken Wehrhälfte bei Abschluß der rechten Wehrhälfte durch einen Fangdamm.

3. Versuche über die günstigste Art der Schützenregulierung zum Zwecke der Festlegung eines Wehrreglements, das eine möglichst geringfügige Kolkbildung im Unterwasser auf der ganzen Breite des Flußbettes erwarten läßt. Das Wehrreglement verfolgt in diesem Falle auch den Zweck, im praktischen Betriebe diejenigen Abflußbedingungen herzustellen, für die der Modellversuch die günstigsten Ergebnisse lieferte, so daß nicht durch irgendeine willkürliche Handhabung der Schütze die Bedingungen so weitgehend geändert werden können, daß die gefundenen Ergebnisse nicht mehr verwertbar sind.

Dieses Programm zeigt deutlich, daß bei den vorgesehenen Versuchen die Lösung rein praktischer Fragen beabsichtigt war, daß es also mehr auf die quantitative als auf die qualitative Auswertung der Beobachtungen ankam. In der folgenden Beschreibung wird deshalb nur das Wesentliche berührt; die Einzelergebnisse, zahlenmäßige Kolkiefen usw., sind ja nur für diesen besonderen Fall von Wert und lassen sich nicht verallgemeinern.

1. Versuche zur Ermittlung der günstigsten Wehrform.

Bei der im Entwurf vorgesehenen Höhe von 2,5 m der Überfallklappen wurde die durch die Umlegung dieser Abschlußorgane abzuleitende Wassermenge zu 266 m<sup>3</sup>/sek durch den Versuch bestimmt. In bezug auf die Wehrform selbst war zu untersuchen die Wirkung der auf Grund der Versuche von 1926 empfohlenen keilförmigen Wasserführungen auf der Abschlußwand und die Grundrißanordnung der Wehrschwelle, namentlich mit Rücksicht auf die Pfeiler der Eisenbahnbrücke.

Alle Versuche mit hohen Wassermengen bei rd. 500 und 700 m<sup>3</sup>/sek wurden deshalb mit und ohne Keilführungen durchgeführt. Eindeutig wiesen die Ergebnisse darauf hin, daß in jedem Falle eine Verminderung

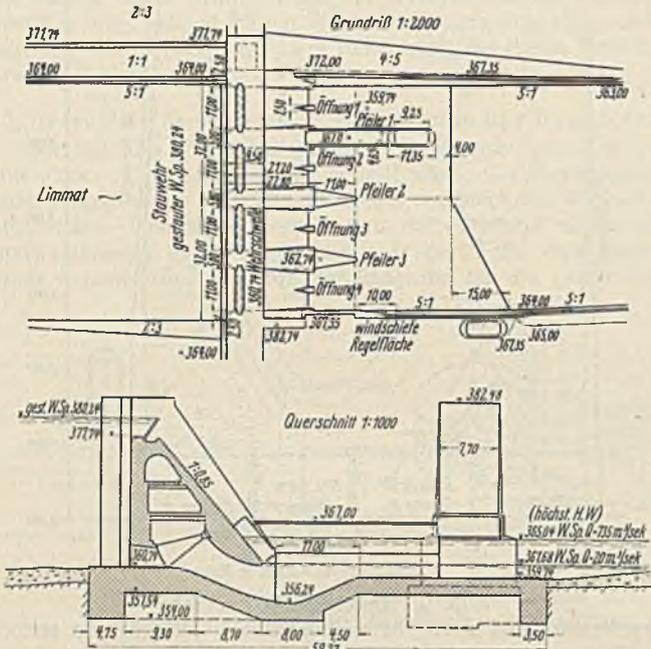


Abb. 4a u. 4b. Ausführungsentwurf.

Kolkiefen in ihrem Endergebnis unabhängig von der geologischen Beschaffenheit der Flußsohle unterhalb des Wehres sind, daß letztere Bedingung aber einen maßgebenden Einfluß ausübt auf die Zeitdauer, in der sich das endgültige Kolkbild in Wirklichkeit einstellen wird, wurde

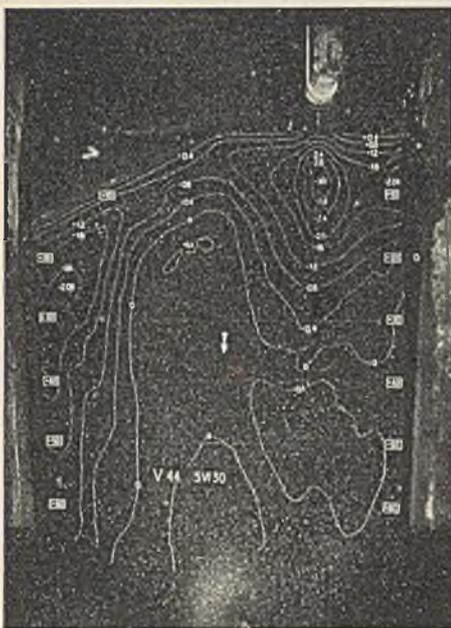


Abb. 6. Durchfluß 700 m<sup>3</sup>/sek ohne seitliche Führungen, aber mit Mittelkeilen. Kolk nach 5 Stunden.

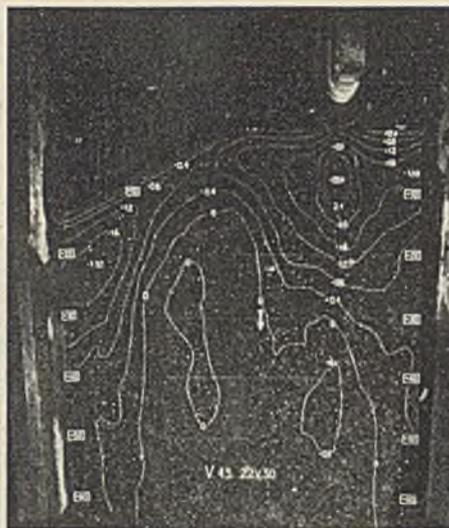


Abb. 5. Durchfluß 700 m<sup>3</sup>/sek ohne mittlere Führungskeile. Kolk nach 5 Stunden.

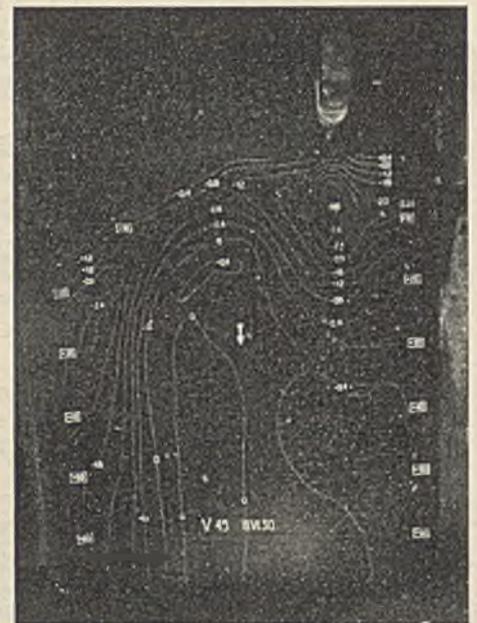


Abb. 7. Durchfluß 700 m<sup>3</sup>/sek ohne Führungen auf dem Wehrrücken. Kolk nach 5 Stunden.

die Flußsohle flußabwärts der Wehrschwelle aus Sand hergestellt mit 3 mm größtem Korndurchmesser. Der gesuchte Endzustand, d. h. der Beharrungszustand in der Sohlensausbildung, wurde dabei nach fünfständiger Versuchsdauer regelmäßig erreicht. Auf einen Ausnahmefall soll später hingewiesen werden, ebenso auf einen Fall, für den der durch den Modellversuch erhaltene Endzustand nicht unbedingt für die praktische Beurteilung der Verhältnisse maßgebend ist.

Die Ausmessung der Sohlen- und Wasserspiegelkoten geschah mittels eines Koordinatographen, dessen Hauptaufrollen auf Schienen liefen, die auf den oben erwähnten eisernen Gerinnewänden befestigt waren. Für die charakteristischen Durchflußzustände wurden am Ende der Versuche

der Kolkung beim Vorhandensein sowohl der Mittel- als der Seitenkeile erwartet werden darf (s. Abb. 5, 6, 7 u. 11). Eine Begründung hierfür kann in folgender Überlegung gefunden werden. Bei der gegebenen Fallhöhe besitzt das Wasser, das aus den Grundablässen ausfließt, eine Geschwindigkeit von rd. 18 m/sek. Trotz der im Grundriß möglichst spitz zulaufenden Pfeilerform ist es schwierig, eine Wirbelablösung am Pfeilerende zu vermeiden. Diese Erscheinung ist aber der Grund für bedeutende Kolkwirkungen in der Pfeilerachse. Durch den Zusammenstoß des Grundablaßstrahls mit dem in gleicher Breite abschließenden Überfallwasser wird zwar eine sehr gute Energievernichtung im Tosbecken erreicht. Die Wirbelablösung am Pfeilerende wird aber durch diese

Maßnahme allein nicht vermieden. Dies zeigt sich, wie beim Hinweis auf die Versuche vom Jahre 1926 bereits erwähnt, im Oberflächenbilde des Unterwassers sehr deutlich durch das Auftreten quellender Wirbel in der Verlängerung der Schützenöffnungen, während gleichzeitig in den Pfeilerachsen Flächen ruhigen Wassers sich einstellen. Die Erfahrung

Lettwand zwischen Wehrpfeiler 1 und dem linksseitigen Brückenpfeiler entstehende Unsymmetrie bei gleichförmiger Belastung der Wehröffnungen nicht beseitigt werden.

Wie das Abflußbild zeigt, ist die Beanspruchung dieser Keilführungen durch den Abflußstrahl des Überfalls geringfügig und erreicht nicht an-

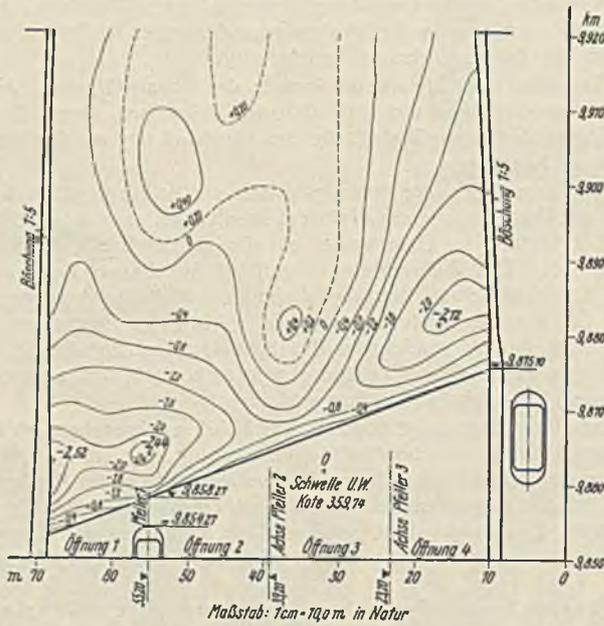


Abb. 8. Durchfluß 700 m<sup>3</sup>/sek.

• Schwellenabschluß parallel zur Bahnlinie. Mittlere und seitliche Führungen auf dem Wehrrücken. Kolk nach 5 Stunden.

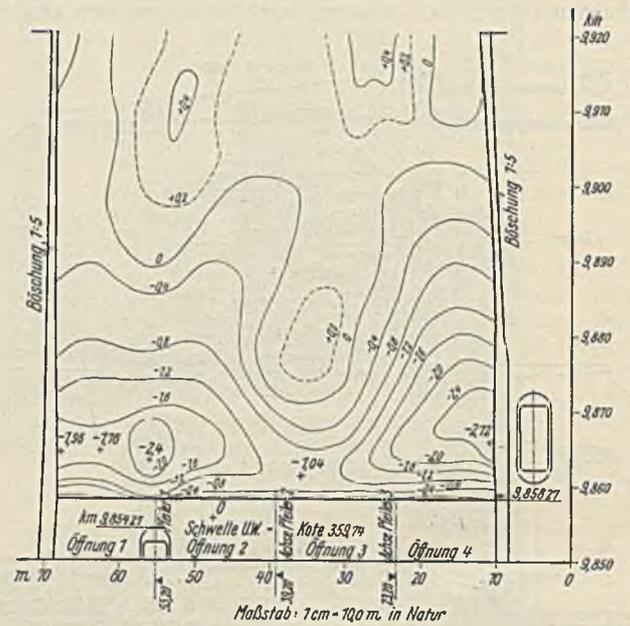


Abb. 9. Durchfluß 700 m<sup>3</sup>/sek.

Schwellenabschluß senkrecht zur Flußachse. Mittlere und seitliche Führungen auf dem Wehrrücken. Kolk nach 5 Stunden.

lehrt nun, daß die Oberflächenstellen mit ruhigem Aussehen den größten Kolkstellen in der Sohle entsprechen, während gleichzeitig da, wo die quellenden Wirbel auftreten, geringere Kolkwirkung herrscht.

Wird nun das Überfallwasser nicht in gleicher Breite wie die Grundablaßstrahlen eingeführt, was eben durch die beiden seitlichen Keilführungen erreicht wird, so zeigen sich im Oberflächenbilde die quellenden

nähernd den Grad der Beanspruchung von Schikanen, wenn sie im Strom der Grundablässe aufgestellt werden, wie es sonst üblich ist. Die Wirkung hingegen ist durch den auf einige Punkte stärker konzentrierten Überfallstrahl in mancher Beziehung ähnlich.

Die Untersuchung für die Wehrschwelle soll an Hand der Abb. 8 bis 11 beschrieben werden. Die Form des Tosbeckens war durch die

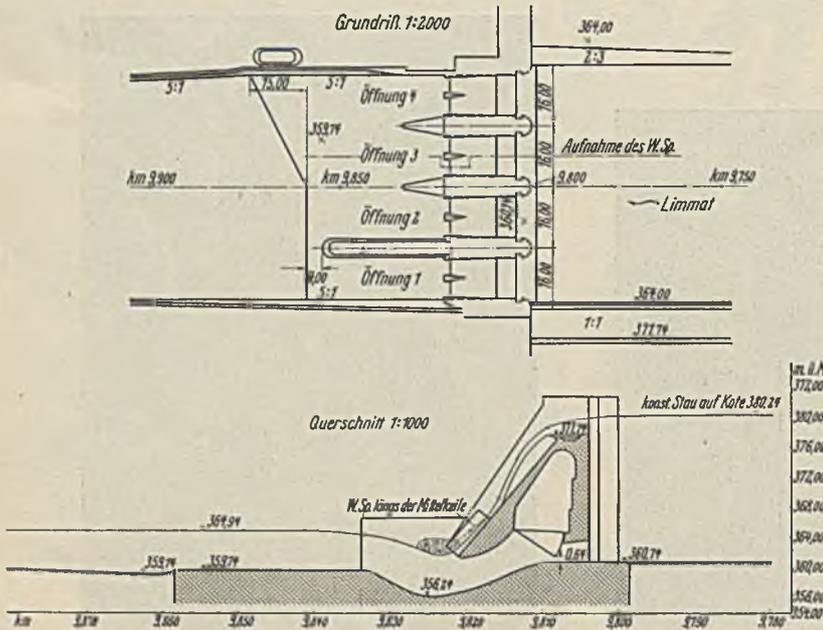


Abb. 10a u. 10b. Endgültiges Modell. Wasserspiegelaufnahme für den Durchfluß von 700 m<sup>3</sup>/sek.

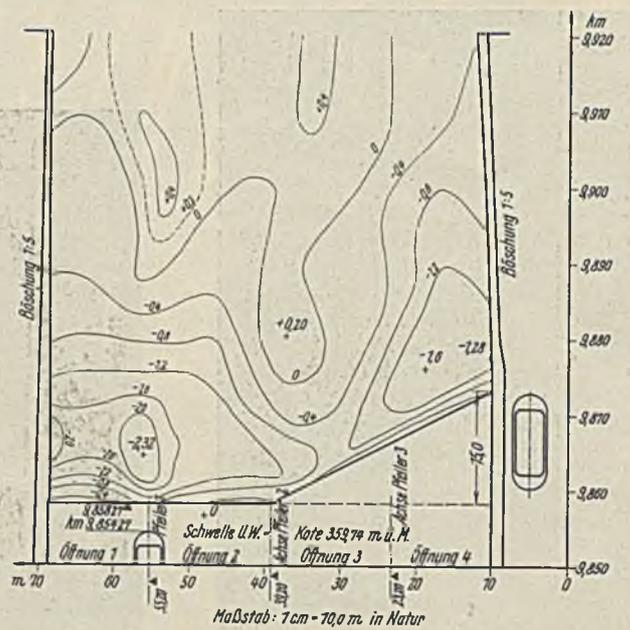


Abb. 11. Durchfluß 700 m<sup>3</sup>/sek. Endgültiges Modell mit seitlichen und mittleren Führungen. Kolk nach 5 Stunden.

Wirbel in der Zone der Pfeilverlängerungen, und umgekehrt die ruhigen Flächen in den Schützenöffnungen. Das Kolkbild wird demgemäß umgekehrt. Durch die Mittelkeile endlich kann im Oberflächenbild eine regelmäßige Verteilung der quellenden Wirbel auf die ganze Wehrbreite und entsprechend auch eine viel regelmäßige Verteilung der Kolke erzielt werden. Eine Begründung für diese Erscheinung wird darin gesehen, daß der Überfallstrahl, der durch die Führungen in zwei Teile geteilt ist, den Grundablaßstrahl wiederum in drei Strahlen auflöst.

Diese bereits in den Versuchen von 1926 für ein symmetrisches Wehr festgestellten Tatsachen wurden durch die neuen Versuche insofern bestätigt, als bei Verwendung der keilförmigen Führungen die Kolke durchweg geringer ausfielen. Im übrigen konnte natürlich die durch die

Versuche von 1926 so weit festgelegt, daß schon bei einer verhältnismäßig kleinen Länge der Wehrschwelle (s. Abb. 2) nur noch ein kleiner Kolk auftrat. An dieser Stelle schien eine Abänderung nicht mehr vorteilhaft zu sein, um so mehr, als ja die durch die Forderungen der Schweiz. Bundesbahnen (zur Sicherung des Brückenpfeilers) verlängerte Wehrschwelle für eine Kolkverminderung nur vorteilhaft sein konnte (s. Abb. 4 u. 11).

Unsicher war aber, auf welche Art der untere Abschluß des Wehrbodens angeordnet werden soll, ob parallel zur Eisenbahnbrücke (Abb. 8), senkrecht zur Flußrichtung (Abb. 9), oder in anderer Form (Abb. 10 u. 11). Die Versuche zeigten, daß namentlich im Hinblick auf den Sohlenangriff in der Nähe der Ufermauern und des rechtseitigen Flußpfeilers das

Schwellenende in der linken Wehrhälfte am besten senkrecht zur Flußrichtung, also parallel zum Wehr, in der rechten Wehrhälfte jedoch schief zur Flußrichtung so angeordnet werden sollte, wie es Abb. 10 u. 11 zeigen. Das Kolkbild aller drei bezüglichen Abbildungen (8, 10 u. 11) weist infolge der Verbindungsmauer zwischen Wehr- und Brückenpfeiler die erwartete Unsymmetrie auf. Die Kolke selbst sind praktisch geringfügig und können durch richtige Wahl des Wehrreglements, wie später noch gezeigt werden soll, verringert werden. Die ursprünglich geforderte Verlängerung der Schwelle auf 10 m flußabwärts der Pfeiler konnte auf 4 m vermindert werden.

2. Versuche für die zweite Bauperiode der Bauausführung.

Der Bau des Stauwehrs geschieht in Etappen so, daß zuerst der Mittelpfeiler in offener Baugrube erstellt wird. Gleichzeitig sollen in der Verlängerung dieses Pfeilers flußabwärts ein Stück der Wehrschwelle mit aufgesetztem Fangdamm erstellt und im Anschluß daran ober- und unterwasserseitig zwei Fangdämme quer durch die linke Flußhälfte errichtet werden, zum Abschluß der Baugrube für die ganze linke Wehr-

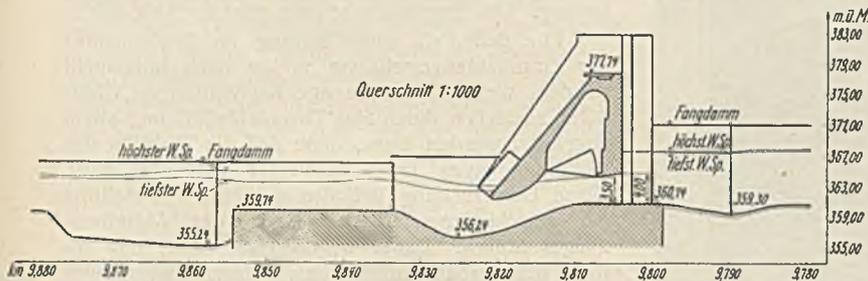


Abb. 12a. Endgültiges Modell im Baustadium II. Wasserspiegelaufnahme für den Durchfluß 500 m³/sec.

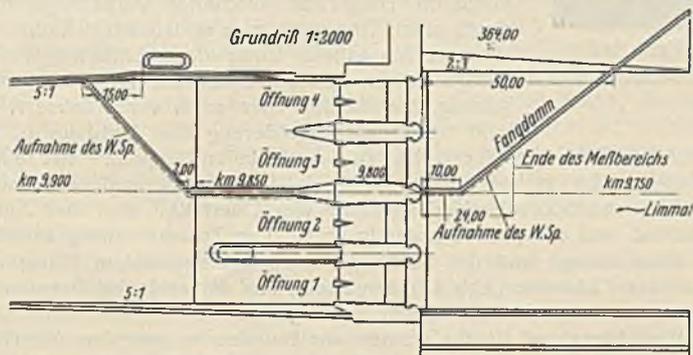


Abb. 12b. Endgültiges Modell im Baustadium II. Fangdamm rechtseitig.

hälfte, also für den Bau des Pfeilers I, für die Wehrschwelle und die Verbindungsmauer zwischen dem Wehr- und dem Brückenpfeiler. Nach Vollendung dieser Arbeiten werden die quer zur Flußrichtung stehenden Fangdämme umgelegt, während das in der Flußachse stehende Stück, nämlich der Mittelpfeiler und deren Verlängerung, wieder den Wasserabschluß bildet für die nun neu zu erstellende Baugrube der rechten Wehrhälfte (Abb. 12). In dieser nun folgenden zweiten Bauperiode findet der Abfluß der Limmat nur durch die beiden linksseitigen Öffnungen statt. Das Durchflußprofil wird durch diese Baumaßnahmen sehr stark eingeeengt, und es fragt sich, ob der Abfluß in dieser Form nicht einen stärkeren Sohlenangriff im Gefolge haben wird, als bei fertiggestellter Anlage. Weiter war festzustellen, in welcher Höhe die Fangdämme erstellt werden müssen, und ob sie der Wasserangriff in ihrer Standsicherheit nicht gefährdet.

Werden nun die Öffnungen der Grundablässe der linken, fertiggestellten Wehrhälfte für diesen vorübergehenden Zustand nur in der geplanten Höhe von 2,5 m ausgeführt (s. Abb. 4), so entsteht, wie der Versuch zeigt, bei allen untersuchten Wasserführungen von 300, 400 und 500 m³/sec schießender Abfluß im Unterwasser und dementsprechend ein tiefer Kolk, z. B. von 8,8 m beim Abfluß von 500 m³/sec. Unterhalb des Fangdammes, in der rechten Flußhälfte, stellte sich ebenfalls ein Kolk von 4,8 m Tiefe ein, der durch eine dort auftretende stehende Walze in der Ausbildung begünstigt wurde. Bei dieser Wassermenge beträgt der Aufstau, der durch die Fangdämme und die Wehrpfeiler verursacht wird, 11,1 m über der oberwasserseitigen Schwelle. Deshalb mußte vorgeschlagen werden, die Schützenöffnungen von 2,5 m auf 3,5 m zu erhöhen und die trompetenartigen Grundablässe von 2,8 m auf 4 m vorläufig für die Dauer des zweiten Bauzustandes zu erweitern. Die Versuche, die unter diesen neuen Bedingungen ausgeführt wurden, ergaben eine Senkung des Oberwasserspiegels um 4 m gegenüber dem vorigen Zustande. Hingegen gelang es nicht, im Unterwasser Abfluß

bei überdecktem Strahl zu erhalten. Die Kolktiefe sank jedoch vergleichsweise von 8,8 m auf 6,5 m bei einer Wassermenge von 500 m³/sec in den Öffnungen 1 und 2 (Abb. 13). Diese immer noch ungünstigen Kolkverhältnisse ließen sich mit Hilfe einer 10 m langen Floßfeder weiter

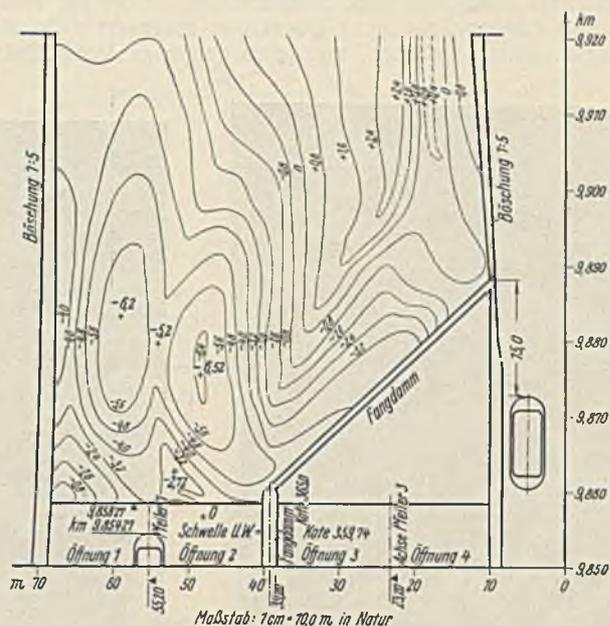


Abb. 13. Baustadium II. Durchfluß 500 m³/sec. Erweiterte Grundablaßöffnungen. Kolk nach 5 Stunden.

verbessern. Obschon der Kolk auch dann noch eine Tiefe von 5,7 m erreichte (Abb. 14) (Immer bei  $Q = 500 \text{ m}^3/\text{sek}$ ), so wurde doch seine tiefste Stelle um rd. 20 m flußabwärts verschoben, also an eine Stelle, an der dadurch weder für das Wehr, noch für den Fangdamm eine Gefährdung entstehen kann. Gleichzeitig setzte diese Maßnahme die Wassergeschwindigkeit in der Walze unterhalb des Fangdammes so weit herab, daß dort kein Angriff der Flußsohle mehr stattfand.

Durch den Einbau von Schikanen ließen sich diese Verhältnisse nicht mehr weiter verbessern.

Bei allen diesen Versuchen wurde die Kolkung als Ergebnis eines Beharrungszustandes, also als Endergebnis gemessen. So notwendig die

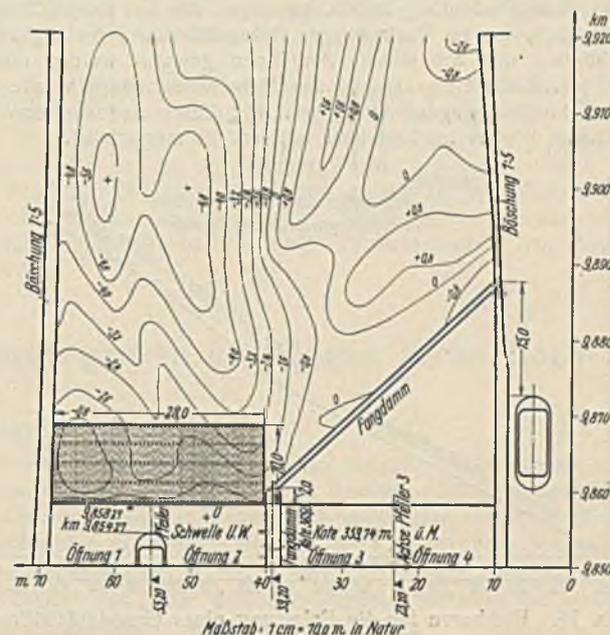


Abb. 14. Baustadium II. Durchfluß 500 m³/sec. Erweiterte Grundablaßöffnungen, Floßfeder. Kolk nach 5 Stunden.

Erreichung des Beharrungszustandes für den Vergleich der Wirkung einzelner Modellformen ist, so wenig braucht man aber das Ergebnis dieser letzten Untersuchungen auf die Wirklichkeit zu übertragen. Die Kolktiefe hängt, wie oben in anderen Worten gesagt, bei den gegebenen geologischen Verhältnissen auch von der Zeitdauer ab, während deren der Durchfluß stattfindet. An der Wehrbaustelle befindet sich unter einer geringen Kiesüberlagerung (in einer Stärke von 2 bis 3 m) anstehender Molossesandstein. Es handelt sich also bereits um ein verhältnismäßig kompaktes und widerstandsfähiges Sohlenmaterial, das nur im Verlauf

einer längeren Zeitperiode auf eine größere Tiefe auserodiert werden kann. Von einer maßstäblichen Nachahmung dieser Verhältnisse im Modellversuch muß von vornherein vollständig abgesehen werden. Hingegen darf angenommen werden, daß es während der nur verhältnismäßig kurze Zeit dauernden Bauperiode (eine Sommersaison), in der die untersuchten großen Hochwassermengen unter Umständen überhaupt nicht oder dann nur ganz kurzfristig auftreten, unmöglich bereits zu einem Endzustande

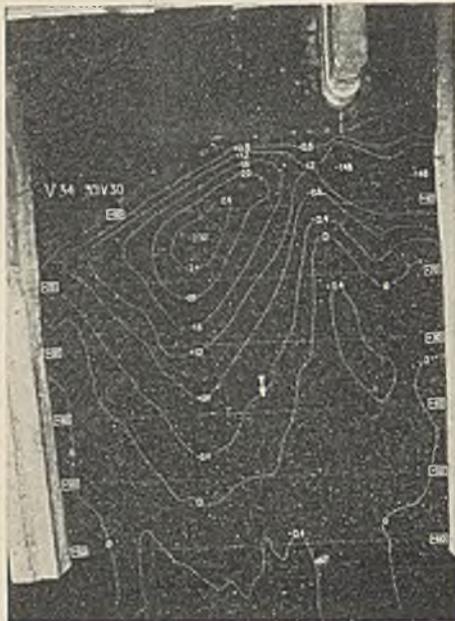


Abb. 15. Endgültiges Modell. Durchfluß 700 m<sup>3</sup>/sek. Überlastung der Öffnung 3 mit 30%. Kolk nach 5 Stunden.



Abb. 17. Durchfluß 500 m<sup>3</sup>/sek bei geöffneten Grundablässen. Sohlenbild nach 5 Stunden.

im Kolk kommen kann. Die wirkliche Kolkentiefe wird also aller Voraussicht nach bedeutend unter dem im Modellversuch festgestellten Endwerte bleiben, so daß mit der Anordnung einer Floßfeder allen Möglichkeiten mit genügender Sicherheit vorgebeugt werden kann. Die Haltbarkeit dieser Floßfeder wird für die kurze Dauer der Beanspruchung genügen.

Wenn auch die absoluten Werte der zuletzt erwähnten Kolk-tiefen keine so große Bedeutung haben, so zeigen die hier besprochenen Versuche deutlich, wo im Verlaufe der Bauausführung Schwierigkeiten auftreten können und auf welche Art ihnen gewehrt werden muß. Die während der Bauzeit zu erwartende Höchstwassermenge wurde deshalb zu nur 500 m<sup>3</sup>/sek angenommen, weil für diesen Ausnahmezustand ein Rückhalt von Wasser im Zürichsee nötigenfalls möglich ist.

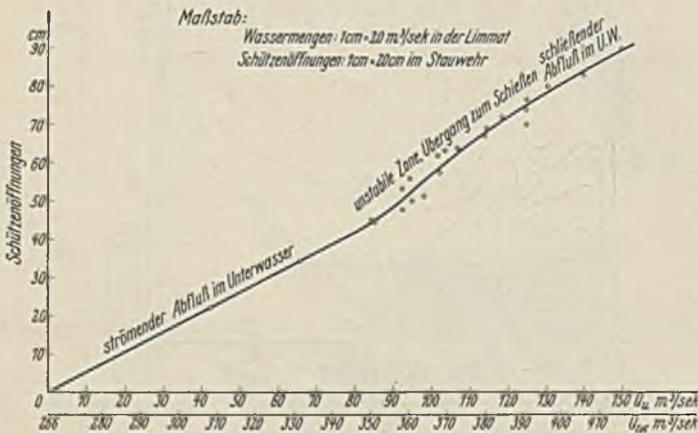


Abb. 16. Eichkurve für die Belastung einer Grundablaßöffnung bei Überfall von 266 m<sup>3</sup>/sek.

das Kolkbild allgemein festgestellt. In diesem Falle findet der Angriff namentlich längs den Flügelmauern links und rechts, in den äußeren Öffnungen, sowie in Verlängerung des Brückenpfeilers der Eisenbahnbrücke statt. Diesen Wirkungen suchte man hierauf durch Mehrbelastung der beiden mittleren Öffnungen um 10% und entsprechende Minderbelastung der Seitenöffnungen zu begegnen. Es gelang damit, eine Herabsetzung der Kolkung längs der Flügelmauer zu erreichen, während im übrigen die Verhältnisse ungefähr dieselben blieben. Bei einer Überlastung um 20 und sogar 30% der beiden mittleren Öffnungen wurde der Sohlenangriff sichtlich in die Gegend dieser Öffnung verschoben; die Seitenöffnungen und die Umgebung der Flügelmauer blieben von einem stärkeren Angriff verschont.

Um den Kolk hinter dem Brückenpfeiler zu verkleinern, wurde in einem weiteren Versuch Öffnung 3 mit 30% überlastet. Die drei übrigen Öffnungen erhielten beide um 10% verringerte Belastung. Das Ergebnis war sehr günstig (Abb. 15).

Für den Fall einer Störung im Mechanismus der Grundablaßverschlüsse mußte noch untersucht werden, welche Wassermenge bei volltätigen Überfällen zusätzlich durch eine Grundablaßöffnung allein abgeleitet werden kann, ohne daß die Stabilität des Abflußvorganges im Unterwasser gefährdet wird. Diese Untersuchung lief also auf eine Feststellung der verschiedenen Grenzzustände des Abflußvorganges hinaus. Dabei wurde festgestellt, daß infolge des verhältnismäßig tiefen Unterwasserstandes die benutzte Grundablaßöffnung nur mit höchstens 85 m<sup>3</sup>/sek belastet werden darf, wenn die stabilen, durch die Deckwalze gesicherten Verhältnisse nicht durch einen Übergang zum schießenden Abfluß gestört werden sollen. Unter dieser kritischen Wassermenge bleiben die Kolkverhältnisse im großen ganzen günstig, sie werden aber rasch verschlimmert, sobald bei einer Vergrößerung des Abflusses in der

unstabilen Zone die Deckwalze zu verschwinden beginnt. Bei einem Abfluß von 100 m<sup>3</sup>/sek durch die Grundablaßöffnung und, wie bereits erwähnt, von 266 m<sup>3</sup>/sek durch alle vier Überfälle, wird der Abfluß schießend und der Kolk unzulässig groß. Der Zusammenhang zwischen der Wassermenge und der Schützenöffnung bei konstantem Stauspiegel ist in der Eichkurve (Abb. 16) dargestellt, aus der auch die Grenzen für die verschiedenen Abflußvorgänge hervorgehen.

Die Limmat erhält ihr Wasser zur Hauptsache aus dem Zürichsee und durch die Sihl. Dieser Nebenfluß bringt aber bei gewissen Wasserführungen ziemlich viel Geschiebe mit sich, die sich allerdings mit dem Ausbau des Etzelwerkes voraussichtlich wesentlich vermindern werden. Dieses Geschiebe wird sich im oberen Teil der neuen Staustrecke ablagern und muß, wenn durch diese Ablagerung Nachteile entstehen, entweder durch Baggerung, oder durch Spülung des ganzen Staubeckens entfernt werden. Was die letztere Maßnahme betrifft, so dürfte sie deshalb kaum in Frage kommen, weil sonst die für die möglichste Absenkung des Unterwassers des Kraftwerkes vorgesehene Limmatkorrektur unterhalb des Auslaufes des Unterwasserstollens in Frage gestellt würde. Trotzdem war es von Interesse, sich einen Einblick in die Verhältnisse zu verschaffen, die entstehen, wenn bei gewissen Wasserführungen und abgesenktem Stauspiegel, bei geöffneten Grundablaßschützen ein Geschiebetrieb im Staubegebiet erzielt wird. Aus diesem Grunde ließ man in einem Dauerversuch eine größere Sandmenge durch das Wehr durchtreiben und stellte die Auflandungen und die Kolke fest. Der Sandabtrieb kam auf einfache Weise dort zustande, wo sich im Modellgerinne der plötzliche Übergang vom Beruhigungsbecken in das eigentliche Modell befand. Die dort auftretenden Wirbel lockerten bei der geringen Wassertiefe den Sandboden und führten zu einer guten Vermischung des gelösten Materials mit dem abfließenden Wasser. Das Wehr war für diese Versuche vollständig geöffnet, der Oberwasserspiegel also abgesenkt. Bei der größten durchgeleiteten Wassermenge von 700 m<sup>3</sup>/sek hob sich der Oberwasserspiegel infolge des Pfeilerstaaes jedoch so stark, daß die Wassergeschwindigkeit nicht mehr zum Abtransport des Sandes hinreichte. Eine Auflandung fand aus diesem Grunde nur im Oberwasser statt. Unterhalb des Wehres stellte sich der normale Kolk ein. Ein ähnliches Bild trat nochmals auf beim Durchfluß der kleinsten Hochwassermenge von 300 m<sup>3</sup>/sek, nun aber weniger wegen des Einflusses des Pfeilerstaaes, sondern infolge der kleinen Wassermenge, bei der wieder die Wassergeschwindigkeit unzureichend war, um Sand durch das Wehr zu spülen.

Ein verändertes Bild zeigte sich bei der Ableitung der mittleren Hochwassermengen von 400 und 500 m<sup>3</sup>/sek (Abb. 17). In diesen beiden Fällen war das Verhältnis von Wassermenge zu Wassertiefe zur Erzielung des gewünschten Effektes günstig. Die Wassergeschwindigkeit ermöglichte

### 3. Versuche zur Ermittlung des günstigsten Wehrreglements.

Schon die früheren Versuche an diesem und an anderen Bauwerken ließen erkennen, wie wichtig die sorgfältige Handhabung eines guten Wehrreglements auf die Ausbildung des Sohlenangriffes im Unterwasser ist. So einwandfrei die hydraulischen Verhältnisse durchgebildet sein können, so gefährlich ist auch dann noch die Überlastung einzelner Wehröffnungen. Die Unsymmetrie, die in diesem besonderen Falle das Abflußbild beherrscht, verlangt eine noch sorgfältigere Untersuchung dieser Frage. Zuerst wurde bei gleichmäßiger Belastung aller Öffnungen, bei einem gesamten Durchfluß von 700 m<sup>3</sup>/sek ( $Q_o = 266$  m<sup>3</sup>/sek,  $Q_u = 434$  m<sup>3</sup>/sek),

es, einen kräftigen Sandabtrieb während der ganzen Dauer des Versuches aufrechtzuerhalten. Von einem Beharrungszustande konnte in diesem Falle nicht gesprochen werden. Jetzt stellten sich die erwarteten Auflandungen unmittelbar unterhalb der Wehrschwelle und in einzelnen Öffnungen selbst auf der Schwelle ein (s. Abb. 17). Diese Ergebnisse lassen den Schluß zu, daß die Durchspülung des angelieferten Geschiebes weder bei sehr hohen, noch bei den kleinen Hochwassern möglich sein wird, sondern daß eine mittlere Hochwassermenge die besten Ergebnisse liefert wird.

IV. Schlußfolgerungen.

1. Für die günstigste Wehrform. Oberwasserseitig muß die Wehrschwelle um 1,5 m, vom Pfeilervorkopf an gemessen, verlängert werden, um jeden Sohlenangriff dort zu vermeiden. Die keilförmigen Wasserführungen auf der Abschußwand des Überfalles wirken günstig und sind im endgültigen Entwurf vorzusehen. Das Tosbecken unterwasserseits ist in seinem Ausmaß genügend. Die Wehrschwelle wird auf der linken Flußhälfte mit Zustimmung der Organe der Schweiz. Bundesbahnen bis 4 m unterhalb des Brückenpfeilers verlängert und senkrecht zur Abflußrichtung gestellt. Auf der rechten Flußseite erweist sich eine schräg angesetzte Verlängerung als vorteilhaft.

2. Für die zweite Bauperiode der Bauausführung. Neben einer vorläufigen Vergrößerung der Abflußöffnungen von 2,5 m auf 3,5 m der linken Wehrhälfte ist zum Zwecke der Kolkverminderung auf eine Breite von 28 m am unteren Ende der Wehrschwelle eine 10 m lange Floßfeder anzubringen. Der Fangdamm im Oberwasser muß mit seiner Krone mindestens bis auf Kote 367,86 errichtet werden.

3. Günstigste Schützenregulierung für alle Wassermengen. Die Eichkurven der Abflußmengen bei verschiedenen Schützenöffnungen (Abb. 16 u. 18) geben die Grundlage zur Aufstellung des Wehrreglements. Dabei sind die Ergebnisse der Versuche der geringsten Kolke, die unter III, 3 besprochen sind, berücksichtigt. Das Wehrreglement ist durch die beiden nebenstehenden Tabellen in seinen Grundzügen festgelegt.

Die Werte von  $y_{\text{mittel}}$  bezeichnen die Hubhöhe der Segmentschütze bei gleichmäßiger Belastung aller Schütze und sind der Eichkurve Abb. 18 zu entnehmen.

4. Die hohen Wassergeschwindigkeiten, die beim Ausfluß durch die Grundablaßöffnungen im Hohlkörper des Wehres auftreten, würden im Falle unzureichender Belüftung dort zu Unterdruckbildung führen. Dieser Unterdruck verursacht eine Mehrbelastung beider Abschlußwände des Hohlkörpers und der Zwischenböden. Um nachzuweisen, daß die Möglichkeit eines Unterdruckes tatsächlich bei der gewählten Wehrform besteht, wurden Kontrollversuche angestellt. Es zeigte sich, daß eine deutlich erkennbare Saugwirkung eintrat, wenn die Belüftungsöffnungen des Modellwehres größtenteils geschlossen wurden, und wenn der Unterwasserspiegel so hoch stand, daß die Abschlußwand eingestaut war. In diesem Zustande wurden auch die Abflußverhältnisse geändert, so daß bei gleicher Schützenstellung eine größere Wassermenge durch die Grundablässe zum Abfluß kam.

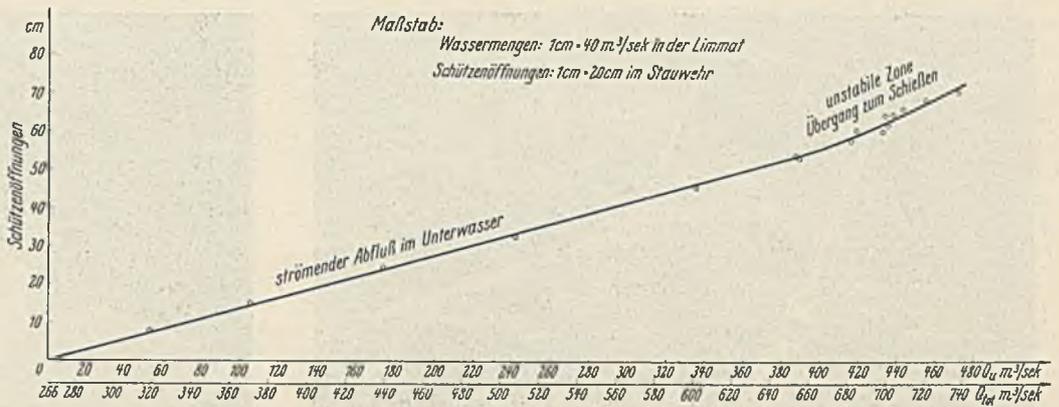


Abb. 18. Eichkurve für gleichmäßige Belastung aller vier Grundablässe und bei gleichzeitigem Überfall von 266 m³/sec.

| Abzuleitende Wassermenge m³/sec | Durch die Überfälle m³/sec | Durch Grundablaß 3 m³/sec               | Durch Grundablaß 1, 2 u. 4 m³/sec          |
|---------------------------------|----------------------------|---|--|
| 0-266                           | 0-266                      | —                                       | —  |
| 266-350                         | 266                        | 0-84                                    | —  |
| 350-524                         | 266                        | 84                                      | je $\frac{Q_{\text{tot}} - 350}{3}$        |
| 524-700                         | 266                        | $\frac{Q_{\text{tot}} - 266}{4} + 30\%$ | je $\frac{Q_{\text{tot}} - 266}{4} - 10\%$ |

| Wassermenge | Schützenöffnungen                         |   |
|-------------|---|---|
|             | Grundablaß 3                              | Grundablaß 1, 2 u. 4                      |
| 0-266       | —   | —   |
| 266-350     | nach Abb. 16                              | —   |
| 350-524     | 45,8 cm                                   | $\frac{4 y_{\text{mittel}}}{3} - 45,8$ cm |
| 524-700     | $y_{\text{mittel}} + 30\%$ (nach Abb. 18) | $y_{\text{mittel}} - 10\%$                |

Die Größe des Unterdruckes bei abgeschlossener Belüftung konnte nur angenähert zu 1,5 t/m² bestimmt werden. Diese Feststellung war genügend, um die Notwendigkeit ausreichender Belüftungskanäle nachzuweisen.

Auch bei diesen Untersuchungen zeigte sich, daß Modellversuche ihren Zweck am besten erfüllen, wenn sie im engen Zusammenhange mit den Entwurfstudien und in genauer Kenntnis der praktischen Anforderungen, die an das zu prüfende Bauwerk gestellt werden, durchgeführt werden. Die wissenschaftliche Forschung wird ihrerseits durch solche praktische Arbeiten befruchtet, indem oft in unerwarteter Weise dem aufmerksamen Beobachter neue Zusammenhänge vor Augen geführt werden.

Aus dem Laboratorium für photoelastische Untersuchungen an der Eidgen. Techn. Hochschule Zürich.

Alle Rechte vorbehalten.

Von F. Tank, H. Favre und H. Jenny - Dürst, Zürich.

Die Methode.

Die Möglichkeit der experimentellen Untersuchung ebener elastischer Spannungszustände an durchsichtigen Modellen beruht auf zwei Grundtatsachen. Einmal lehrt die Elastizitätstheorie, daß im zweidimensionalen Falle die Spannungsverteilung von den besonderen Materialkonstanten (Elastizitätsmodul, Poissonsche Zahl) unabhängig ist und daher für die inneren Spannungen ein Ähnlichkeitsgesetz gilt. Sodann zeigen durchsichtige elastische Stoffe wie Glas, Zelluloid usw. unter dem Einfluß innerer Spannungen die Erscheinung der Doppelbrechung; ein elastisch beanspruchtes durchsichtiges Modell verhält sich wie ein von Punkt zu Punkt variierendes Mosaik zweiaxialer Kristalle. Das Grundproblem der spannungsoptischen Messungen besteht daher in der Aufgabe, aus der optischen Untersuchung der „akzidentellen“ Doppelbrechung zurückzuschließen auf den inneren Spannungszustand.

Trifft ein monochromatischer, linear polarisierter Lichtstrahl senkrecht auf eine Stelle des Modells, wo der Spannungszustand durch die beiden Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  bestimmt ist, so erleidet er daselbst eine Zerlegung in zwei Komponenten, deren Schwingungsrichtungen parallel zu  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  liegen. Diese Komponenten pflanzen sich im Modell mit

verschiedener Geschwindigkeit fort, so daß sie im Augenblick des Austritts eine relative Phasendifferenz  $\delta_3$  besitzen. Infolgedessen weist das Licht auf seinem weiteren Wege nicht mehr eine ebene, sondern eine schraubenförmige Schwingungsstruktur auf; es ist elliptisch polarisiert.

Die Phasendifferenz  $\delta_3$  kann durch einen sog. Kompensator rückgängig gemacht und genau gemessen werden. Sie steht mit der Differenz der Hauptspannungen in folgender Beziehung

$$(1) \quad \delta_3 = c(\sigma_1 - \sigma_2)e$$

(c Materialkonstante, die durch Eichung ermittelt wird; e Dicke des Modells).

Eine Zerlegung des einfallenden Lichtes findet nicht statt, wenn seine Schwingungsebene parallel zu einer der beiden Hauptspannungsrichtungen liegt. Zum Auffinden dieser Richtungen verwenden wir zwei gekreuzte Nicolsche Prismen, Polarisator und Analysator, zwischen denen das Modell sich befindet und die durch einen starren Bügel verbunden und gemeinsam drehbar angeordnet sind. Diejenigen Winkelstellungen, bei denen ein vollständiges Auslöschten der durch das hintere Nicolsche Prisma beobachteten Lichtintensität stattfindet, sind identisch mit den Hauptspannungs-

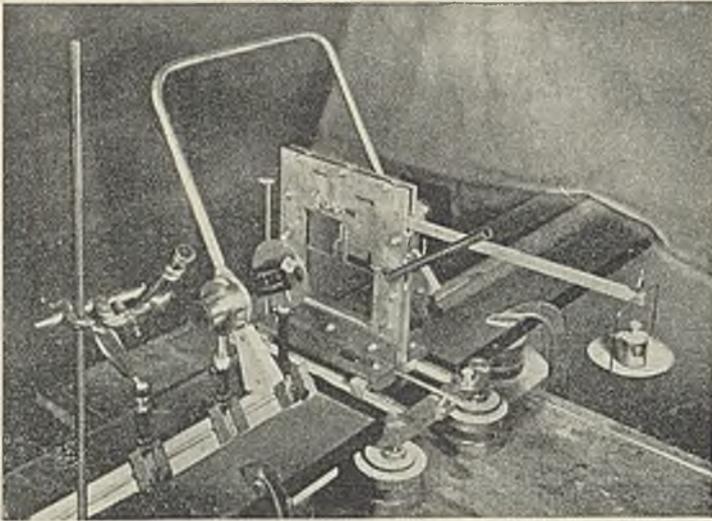


Abb. 1. Druckvorrichtung mit Modell, Nicolsche Prismen und Kompensator.

richtungen. Das Modell wird auf diese Weise mit Hilfe eines feinen Lichtstrahls von weniger als 0,5 mm Durchm. Punkt für Punkt durchgemessen. Die Versuchsanordnung ist in Abb. 1 zu sehen.

Wie auch die Methode im einzelnen ausgebaut sein möge, stets werden die genannten Messungen, nämlich die Bestimmung der Richtung der Hauptspannungen und die Ermittlung ihrer Differenz  $\sigma_1 - \sigma_2$ , einen Bestandteil davon bilden. In der Lösung des noch verbleibenden Teiles der Aufgabe, also in der Feststellung des Betrages der einzelnen Hauptspannungen, liegt jedoch die Hauptschwierigkeit aller polarisationsoptischen Verfahren. Hier trennen sich auch die Wege der verschiedenen Forscher.

Mesnager<sup>1)</sup> und nach ihm Coker<sup>2)</sup> und andere<sup>3)</sup> bestimmen Punkt für Punkt die Dickenänderung des Modells

$$(2) \quad \epsilon = -\frac{\nu}{E} (\sigma_1 - \sigma_2) e$$

( $\nu$  Poissonsche Zahl,  $E$  Elastizitätsmodul,  $e$  Dicke des Modells) durch eine feine mechanische Messung. Aus Gl. (1) u. (2) zusammen sind dann  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  berechenbar. Filon<sup>4)</sup>, dem sich u. a. eine Reihe deutscher Forscher angeschlossen haben, benutzt ein graphisches Integrationsverfahren.

Es scheint in bezug auf die meßtechnische Anwendung längere Zeit nicht beachtet worden zu sein, daß noch zwei weitere physikalische Beziehungen sich in wertvoller Weise benutzen lassen, nämlich die Messung des Phasenunterschiedes des aus dem Modell austretenden Lichtstrahls im Falle der Belastung gegenüber dem Falle der Nichtbelastung, und zwar sowohl wenn die Schwingungsebene des Lichtes einmal parallel zur einen, als auch parallel zur anderen Hauptspannungsrichtung liegt. Diese absoluten Phasendifferenzen  $\delta_1$  und  $\delta_2$  sind interferometrisch meßbar und mit den Hauptspannungen durch die Gleichungen verknüpft

$$(3) \quad \begin{cases} \delta_1 = (a \sigma_1 + b \sigma_2) e, \\ \delta_2 = (b \sigma_1 + a \sigma_2) e \end{cases}$$

( $a, b$  Materialkonstanten, die durch Eichung ermittelt werden,  $e$  Dicke des Modells).

Auf diese Beziehungen gründet H. Favre<sup>5)</sup> seine neue rein optische Methode, die in unserem Laboratorium ausschließlich zur Anwendung kommt. Sie besitzt den großen Vorteil, daß gewissermaßen nur das Licht als Sonde zur Erforschung des elastischen Spannungszustandes benutzt wird, und Messungen der Dickenänderungen auf mechanischem Wege oder graphische Integrationen wegfallen. Da außerdem noch Gleichung (1) herangezogen werden kann, ergibt sich der weitere, nicht zu unterschätzende günstige Umstand, daß  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  aus drei unabhängigen Messungen zu ermitteln sind und ein Ausgleich der Genauigkeit und eine Fehlerabschätzung möglich ist. Wegen aller Einzelheiten möge auf die Originalarbeit von H. Favre verwiesen werden.

Die optischen Werkstätten Carl Zeiß in Jena haben für unsere Zwecke ein besonderes Interferometer nach Mach-Zehnder gebaut, das in Abb. 2 wiedergegeben ist.

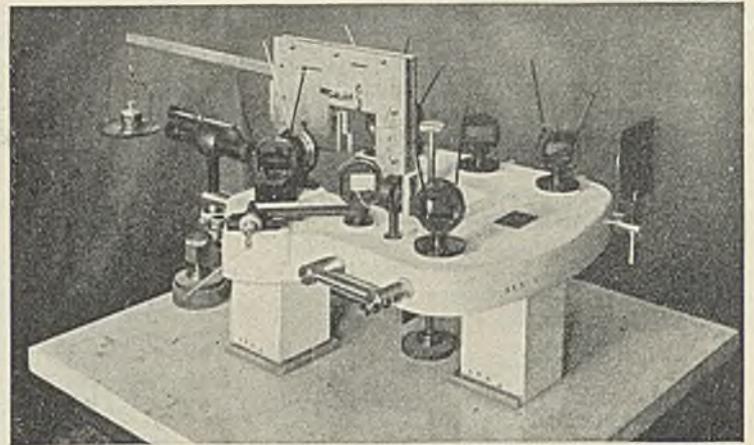


Abb. 2. Interferometer mit Druckvorrichtung und Modell.

Die Druckvorrichtung mit dem Modell wird zur Messung in den hufeisenförmigen Ausschnitt des Interferometers hineingeschoben. Die Beobachtung geschieht wie bei der Bestimmung der Hauptspannungsrichtungen und wie bei der Messung von  $\delta_3$  Punkt für Punkt mit Hilfe eines feinen, monochromatischen Lichtstrahles (grüne Quecksilberlinie). Zwei  $\frac{\lambda}{2}$ -Glimmerplatten dienen dazu, die Schwingungsebene des Lichtes

beim Durchtritt durch das Modell in die Richtungen der Hauptspannungen zu legen und nachher wieder in die ursprüngliche Lage zurückzudrehen. Verschiebt sich bei Belastung des Modells das System der Interferenzstreifen um  $n$  Streifenbreiten, so entspricht dies einem Betrage der Phasenverschiebungen  $\delta_1$  bzw.  $\delta_2$  um  $n$  Wellenlängen. Die von uns benutzten Modelle werden von Zeiß aus spannungsfreiem optischem Gußglas von 1 cm Dicke und gut ebenen Oberflächen hergestellt.

Die Schweizerische Volkswirtschaftsstiftung hat die Einrichtung und Durchführung der Arbeiten unseres Laboratoriums in großzügiger Weise gefördert; wir sind ihr zu aufrichtigem Dank verpflichtet. Besonderer Dank gebührt auch unserem Mitarbeiter J. Müller, von dem eine Reihe der weiter unten mitgeteilten Versuchsergebnisse stammt.

#### Praktisches Anwendungsgebiet der optischen Methode.

Die optische Methode bezweckt in erster Linie die Ermittlung des Spannungszustandes in einem beliebigen Punkte des beanspruchten Körpers, sie kann in zweiter Linie auch verwendet werden, um das Resultierendenpolygon zu gegebenen äußeren Belastungen zu ermitteln, d. h. um statisch unbestimmte Aufgaben zu lösen, wobei anschließend die inneren Spannungen in der üblichen Weise berechnet werden.

Die optische Methode ist grundsätzlich auf die Beobachtung des durchsichtigen Modells im Laboratorium beschränkt. Praktisch ist die Methode heute ausgebaut für die Verfolgung des Spannungszustandes herrührend von der Einwirkung ruhender, äußerer Lasten, die am Umfange des Modells angreifen. In den Vereinigten Staaten von Nordamerika ist es gelungen, auf stroboskopischem Wege auch den Einfluß periodisch einwirkender Lasten zu verfolgen<sup>6)</sup>.

Die Übertragung der Ergebnisse vom Modellversuche auf die nachgebildeten Bauwerke, Bau- oder Maschinenteile trifft, abgesehen vom störenden Einfluß von Materialfehlern, der zufälliger Art ist, und allgemein durch keine Meßmethode erfaßt werden kann, nur dann zu, wenn die auftretenden Spannungen unter Voraussetzung eines homogenen und isotropen Baustoffes nirgends die Proportionalitätsgrenze überschreiten. Das Spannungsdehnungsdiagramm des Modellbaustoffes — z. B. des Glases — zeigt keine Fließgrenzen, wie z. B. dasjenige des Werkstoffes Stahl. Bruchversuche, die im Hinblick auf die Bestimmung eines Sicherheitsgrades durchgeführt werden, erlauben nur Rückschlüsse genereller Art, da das Abwandern der Spannungen bei Überschreitung der Fließgrenze, wie es z. B. in Stahlteilen eintritt, im Glasmodell nicht vorkommt. Die Überprüfung von Spannungszuständen in Bauteilen aus inhomogenen Stoffen, z. B. Eisenbetonteilen, an Glasmodellen, ist gleichermaßen nur geeignet, die Art der Spannungsverteilung mit Rücksicht auf die Ermittlung besonders gefährdeter Stellen zu bestimmen, nicht dagegen zur Gewinnung von Absolutwerten der Spannungen.

Zur Zeit können nur im Modell nachgebildete, plan-parallele, scheibenförmige Körper mit konstanter oder veränderlicher Stärke, wobei die Kraftebene mit der Mittelebene der Scheibe zusammenfallen muß, untersucht werden. Die Verfolgung räumlicher Aufgaben, insbesondere der Platten-

<sup>1)</sup> A. Mesnager, Annales des Ponts et Chaussées 4, 135, 1901.

<sup>2)</sup> Vgl. z. B. Engng. 1911, 1916, 1921, 1922, 1923.

<sup>3)</sup> P. Heymans, Bulletin de la Société belge des Ingénieurs et Industriels, Bd. 2, Nr. 2, 1921, Bd. 5, Nr. 6, 1924.

<sup>4)</sup> Filon, Engng. 19. Okt. 1923. — Bezüglich Zusammenfassungen vgl. u. a. G. Delanghe, Revue d'Optique 7, 237, 285, 1928; M. Wächtler, Phys. Zeitschrift 29, 497, 1928.

<sup>5)</sup> H. Favre, Revue d'Optique, Paris, April, Mai, Juni 1929; Diss. Zürich 1929; Schweiz. Bauztg., 3. und 10. Dez. 1927.

<sup>6)</sup> Paul Heymanns, Etude Photo-élastométrique des tensions dans des pignons d'engrenages cylindriques. Bulletin de la Société belge des Ingénieurs et des Industriels. Bd. V, Nr. 6, 1924.

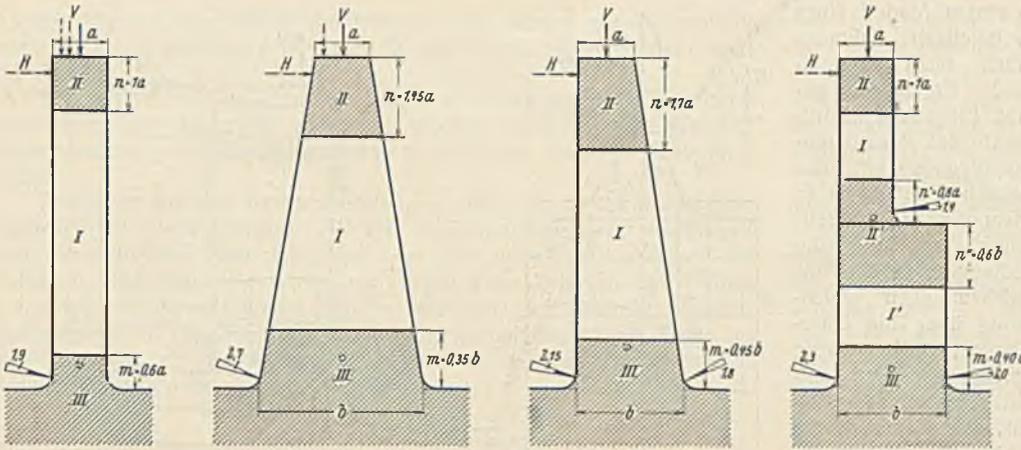


Abb. 3. Zusammenstellung der untersuchten Modelle mit Eintragung der Belastungsfälle.

Weisse Modellzonen: Zonen, innerhalb deren die gewöhnlichen Rechenmethoden praktisch genügend genaue Spannungswerte liefern. Schraffierte Modellzonen: Zonen, innerhalb deren der Spannungsverlauf wesentlich von dem auf Grund der vereinfachten Methoden ermittelten abweicht.

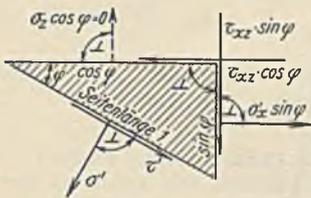
Singuläre Punkte.

Die Zahl in dem freien Raum des Sektors gibt das Verhältnis der genauen, gemessenen Randfaser Spannung zu dem nach den üblichen, vereinfachten Rechenmethoden ermittelten Werte an.

und Schalenprobleme, bleibt dem weiteren Ausbau der Methode, wofür theoretisch die Möglichkeit besteht, vorbehalten<sup>7)</sup>.

Neben den vorstehend angegebenen, durch grundsätzliche Erwägungen bedingten Einschränkungen in der Anwendungsmöglichkeit der optischen Meßmethode wird diese im praktischen Versuchswesen weiterhin namentlich auf diejenigen Bauwerkteile bzw. Meßzonen beschränkt, in denen die Messungen mit den mechanischen Meßinstrumenten keine einwandfreien Ergebnisse mehr liefern können, und wo die rechnerische Festlegung des Spannungszustandes entweder versagt oder einen außerordentlich großen Rechenaufwand bedingt. Solche Zonen sind die Stellen unmittelbar unter einer äußeren Last, wo zufolge der Lastausbreitung die Spannungen von Punkt zu Punkt sich stark ändern, so daß Meßapparate mit endlichen Meßlängen, zum Unterschiede zur optischen Methode, die unmittelbar in einem Punkte mißt, nur Mittelwerte der Spannungen liefern können; ferner Stellen, wo der untersuchte Körper nicht mehr prismatisch ist, z. B. in Eckpunkten, Stellen plötzlicher Querschnittsänderungen, bei beliebigem, nicht mehr rechteckförmigem Umriß (vgl. hierzu Abb. 3, 5 u. 7).

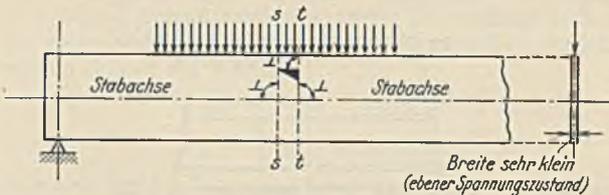
Die optische Methode wird mit Vorteil dazu verwendet, um die Zonen zu begrenzen, innerhalb deren die Spannungsberechnung nach den elementaren Methoden des prismatischen Stabes, d. i. unter Berücksichtigung des ebenen, einachsigen Spannungszustandes



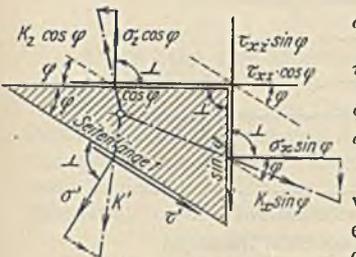
$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma_x \sin^2 \varphi - \tau_{xz} \sin 2\varphi \\ \tau' &= -\frac{1}{2} \cdot \sigma_x \sin 2\varphi + \tau_{xz} \cos 2\varphi \\ \sigma_1 &= \frac{\sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xz}^2} \\ \sigma_2 &= \frac{\sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xz}^2} \end{aligned}$$

stattfinden kann. Die Normalspannung  $\sigma_x$  wird hierbei mit Hilfe der Trapezregel ermittelt (vgl. hierzu Abb. 5).

Ist die zweite Normalspannung  $\sigma_z$  nicht mehr Null oder praktisch vernachlässigbar, d. h. liegt ein ebener, zweiachsiger Spannungszustand vor:



Breite sehr klein (ebener Spannungszustand)



$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma_z \cos^2 \varphi + \sigma_x \sin^2 \varphi - \tau_{xz} \sin 2\varphi \\ \tau' &= \frac{1}{2} (\sigma_z - \sigma_x) \sin 2\varphi + \tau_{xz} \cos 2\varphi \\ \sigma_1 &= \frac{1}{2} (\sigma_z + \sigma_x) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2} \\ \sigma_2 &= \frac{1}{2} (\sigma_z + \sigma_x) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2} \end{aligned}$$

wobei weder  $\sigma_x$  noch  $\sigma_z$  noch  $\tau_{xz}$  auf elementarem Wege bestimmbar sind, sondern dem Gleichungssystem:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0; \quad \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = 0$$

(bei Betrachtung nur äußerer Belastungen)

$$\left( \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) (\sigma_x + \sigma_z) = 0$$

genügen müssen, so treten die Vorteile der optischen Methode recht eigentlich in Erscheinung. Wir können mit ihr auf kürzestem Wege den Spannungszustand um einen materiellen Modellpunkt festlegen, da uns als Bestimmungsstücke die zwei Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  zur Verfügung stehen, womit einfacher:

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma_1 \cos^2 \varphi + \sigma_2 \sin^2 \varphi \\ \tau' &= \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2\varphi \end{aligned}$$

folgt.

Im Unterschied hierzu benötigen die mechanischen Meßmethoden bei zunächst unbekanntem Hauptspannungsrichtungen, d. h. z. B., abgesehen von den Randpunkten, drei Bestimmungsgrößen — z. B. meistens drei Normalspannungen —, um den allgemeinen Spannungszustand um einen Modellpunkt zu bestimmen.

Die optische Methode besitzt weiter die Vorteile:

der unmittelbaren Beobachtung der Hauptrichtungen der Normalspannungen;

der Bestimmung der größten Schubspannung:

$$\tau_{\max} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2);$$

der steten Durchführung einer überschüssigen Messung, die zur Ausgleichung der Meßergebnisse benutzt wird;

der Prüfungsmöglichkeit der Eigenspannungen des Modells.

Die mechanischen Meßmethoden benötigen zur Ausgleichung der Meßergebnisse der Bestimmung einer vierten Normalspannung. Erst hieraus lassen sich die Richtungen der Hauptnormalspannungen genügend genau graphisch oder analytisch festlegen.

Der Arbeitsvorgang bei Anwendung der optischen Methode beginnt mit der Bestimmung der Hauptrichtungen und führt weiter zur Bestimmung der Hauptnormalspannungen.

Die aus den bekannten Hauptspannungsrichtungen abgeleiteten Hauptspannungslinien sind schon an und für sich besonders wertvoll für die Beurteilung der Beanspruchung eines Bauteils. Ihr Verlauf läßt bereits die Zonen, in denen normale Spannungsverhältnisse vorliegen, von denen abgrenzen, in denen die Spannungsverhältnisse verwickeltere sind.

Mit der Kenntnis der Größe der Hauptspannungen ist die Beanspruchung in den beobachteten Modellpunkten vollständig festgelegt. Der durch die getrennte rechnerische Behandlung von Normal- und Schubspannungen in der Festigkeitslehre leicht übersene Zusammenhang der Werte  $\sigma$  und  $\tau$  wird bei der optischen Methode ganz in den Vordergrund gerückt. Es wird bei der letzteren in einem Punkte, in zwei ausgesuchten Meßebenen, den Hauptebenen, nicht in einer oder mehreren willkürlich gewählten Richtungen gemessen.

Die behördlichen Vorschriften legen durch die zulässigen Beanspruchungen die Größen der Haupt-, Normal- und Schubspannungen fest, und zwar allgemein, nicht nur der Hauptnormalspannungen der Randfasern oder der Hauptschubspannung in der Schwerachse, wie vielfach angenommen wird. Die Kenntnis der Werte  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  bzw.  $\tau_{\max}$ , d. h. der drei Werte ist nötig, wenn in Vollwandkonstruktionen die Spannungsverhältnisse auch in Punkten zwischen den Querschnittsrändern geprüft werden müssen, wie dies beispielsweise über den Mittelstützen durchlaufender Träger der Fall ist; ferner wenn der Querschnitt ein zusammengesetzter ist und die Trägerhöhe sich gegen die Auflager hin stark ändert.

Die optische Methode liefert unmittelbar diejenigen Spannungswerte — Hauptspannungen — die bei der Querschnittsbemessung eines Bauteiles maßgebend sind; die Schwierigkeiten bezüglich des Verlaufes der Stabachse und der Schnittrichtungen in den nichtprismatischen Zonen fallen weg.

Für einen beliebigen ebenen Querschnitt kann das Diagramm der Normal- und Schubspannungen sehr genau ermittelt und daraus auf bekannte Weise der Angriffspunkt, die Größe und die Richtung der auf diesen Schnitt wirkenden Resultierenden der äußeren Kräfte bestimmt werden. Dieses Vorgehen kann bei statisch bestimmten Aufgaben mit Vorteil zur Kontrolle der Meßgenauigkeit, bei statisch unbestimmten Aufgaben zur Aufsuchung des Resultierendenpolygons, d. h. zur Lösung der statisch unbestimmten Aufgabe verwendet werden. Derartige Messungen

<sup>7)</sup> Henry Favre: Sur une méthode optique de détermination des tensions intérieures dans les solides à trois dimensions. Comptes rendues de l'Académie des Sciences. Séance du 5 mai 1930.

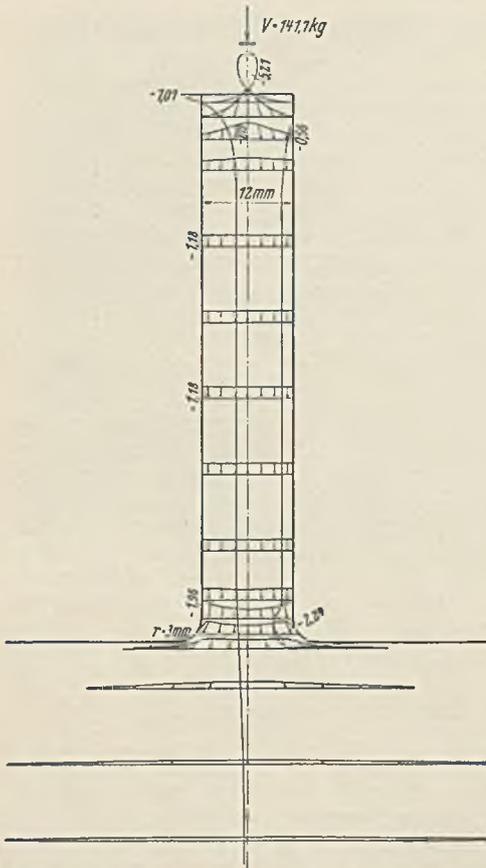


Abb. 4. Prismatischer Pfeiler, axial auf Druck beansprucht. Diagramme der Hauptnormalspannungen. Die eingetragenen Zahlen geben die Hauptnormalspannungen in  $\text{kg}/\text{mm}^2$  an. Es ist für jeden Meßpunkt nur die größte der zwei Hauptspannungen angegeben.

ganzen Spannungszustandes um einen Punkt, statt allein der Spannungen  $\sigma$  und  $\tau$  für Schnitte senkrecht zur Stabachse.

an einem Modell eines zweistieligen Rahmens haben recht befriedigende Ergebnisse gehabt. Liegen die Schnittpunkte des Resultierendenpolygons mit der Stabachse außerdem in prismatischen Modellzonen, so führt die Bedingung, daß die Normalspannungen gleichmäßig über die Querschnitte, die diese Durchgangspunkte enthalten, verteilt sein müssen, d. h. daß auch die beiden Randfaserspannungen gleich groß sein müssen, ebenfalls einfach zur Festlegung des Resultierendenpolygons.

Die optische Methode ist besonders dazu geeignet, verwickeltere Aufgaben aus der ebenen Festigkeitslehre zu lösen oder die Anwendbarkeit vereinfachender rechnerischer Annahmen nachzuprüfen. Ihr Anwendungsgebiet ergänzt in willkommener Weise dasjenige der mechanischen Meßapparate, sie erhält ihre besondere Stützung durch die heute in vermehrtem Maße sich durchsetzende allgemeine Betrachtung des

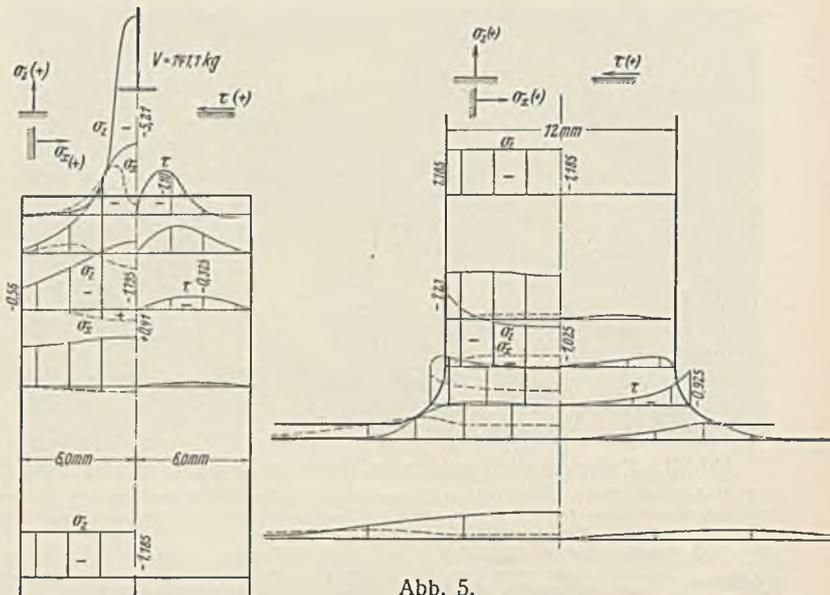


Abb. 5. Diagramme der Normal- und Schubspannungen für Schnitte senkrecht zur Stabachse im Kopf und Fuß des prismatischen Pfeilers der Abb. 4.

Durchführung der Versuche.

Die Erfahrung hat gezeigt, daß mit der Versuchsdurchführung ein physikalisch und statisch gut geschulter Beobachter betraut werden muß. Die optische Methode verlangt in vermehrtem Maße scharfes Beobachten verbunden mit Geschicklichkeit für Feineinstellung der Apparatur. Nur längere Übung kann hierzu verhelfen, wobei nicht verhehlt werden möge, daß vom Beobachter gleichzeitig in rein physischer Hinsicht viel geleistet werden muß, indem zweckmäßig das Modell in einem Zuge ausgemessen und die Auswertung erst am Schluß vorgenommen wird.

Die sorgfältige Bearbeitung der Glasmodelle verlangt ziemlich viel Zeit, indem die Oberflächen- und Ränderbearbeitung eine sehr genaue und schonende sein muß, um die Meßgenauigkeit nicht zu vermindern, und um namentlich auch die Randspannungen selber fehlerfrei ermitteln zu können. Bei den Vorversuchen ließ die Messung sich bis in etwa

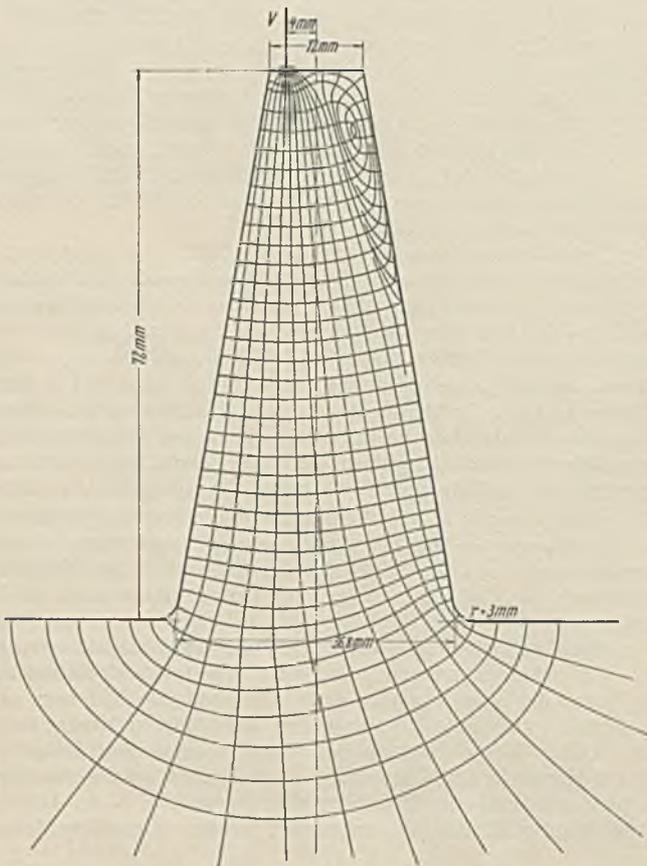


Abb. 6. Pfeiler mit beiderseitigem Anzug und außermittig angreifender Längsdruckkraft. Verlauf der Hauptspannungslinien.

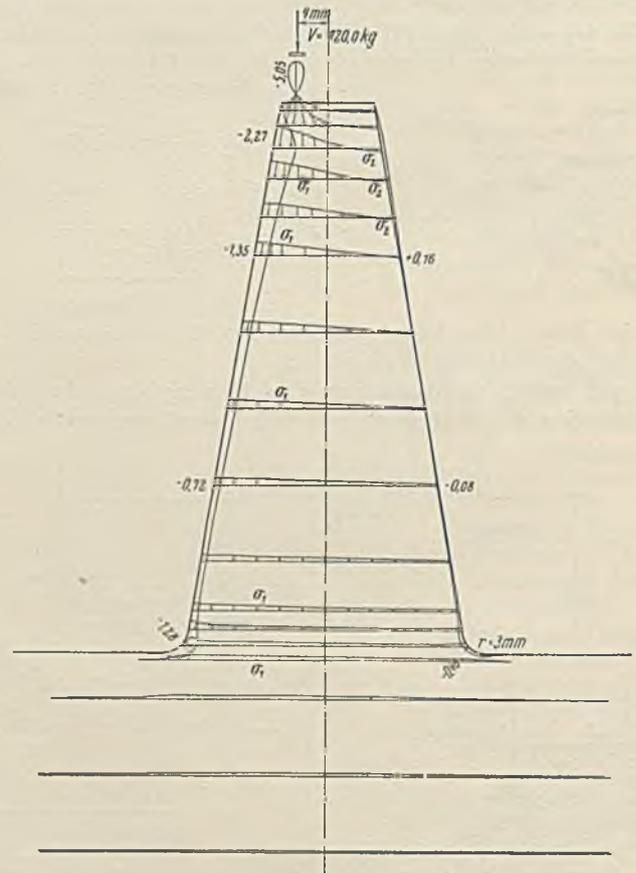


Abb. 7. Diagramme der Hauptnormalspannungen zum Belastungsfall der Abb. 6. Die eingetragenen Zahlen geben die Hauptnormalspannungen in  $\text{kg}/\text{mm}^2$  an. Es ist jeweils für jeden Meßpunkt nur die größere der zwei Hauptspannungen eingetragen worden.

0,5 mm Abstand vom Rande durchführen. Die Kosten der Glasmodelle selber fallen gegenüber denen für die eigentliche Messung nicht stark ins Gewicht.

Bei den zahlreichen Versuchen zeigte sich, daß von einer jeweiligen Neu-einrichtung der Apparatur abgesehen werden darf, daß also praktisch keine Änderung der Meßkonstanten, in zeitlicher Hinsicht verstanden, auftritt.

Besonders wertvoll ist die Feststellung, daß beim Arbeiten mit Glasmodellen die Meßergebnisse jederzeit reproduzierbar, d. h. unabhängig von der zeitlichen Einwirkung der Last und von Wiederholungen der Belastung sind. Parallelversuche mit Modellen aus Xylonith und Pollo-pas befriedigten in dieser Hinsicht nicht vollkommen. Auch vom Standpunkte der möglichen Erhaltung der Kräfteebene auch während der Belastung aus betrachtet ist das Glasmodell dem viel weniger biegesteifen Xylonith- bzw. Pollo-pasmodell vorzuziehen.

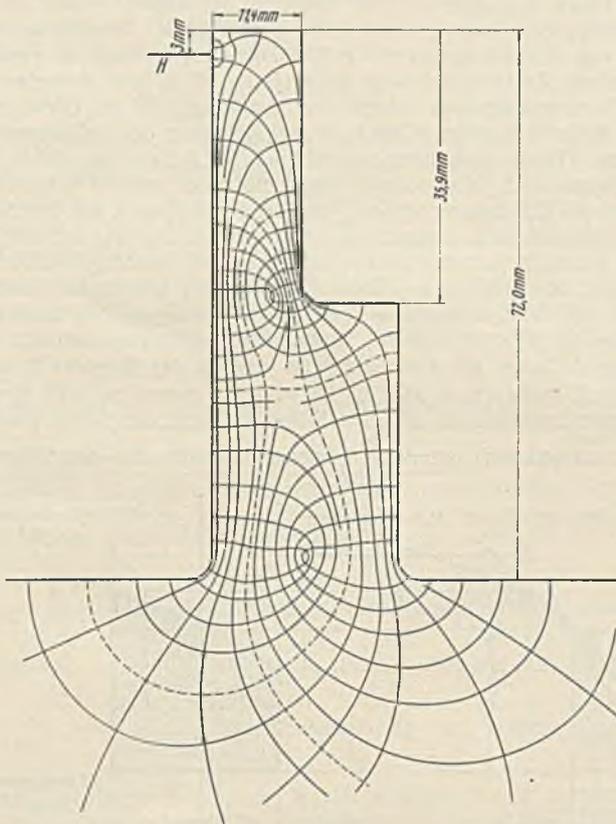


Abb. 8. Abgesetzter Pfeiler; durch eine waagerechte Kraft am Pfeilerkopf belastet. Verlauf der Hauptspannungslinien.

Größere Schwierigkeiten und auch Kosten verursacht die Vorrichtung zum Anbringen der äußeren Kräfte. Bei den relativ kleinen Modellen rufen Ungenauigkeiten in der Richtung und Größe der Lasten Spannungsänderungen hervor, die nicht zulässig sind und worüber der Beobachter nicht hinweggehen darf. Die Integration der inneren Kräfte senkrecht und parallel zu einem gewählten ebenen Stabquerschnitt, und der Vergleich des Ergebnisses mit den entsprechenden Komponenten des Resultierenden-polygons gibt Aufschluß über den Genauigkeitsgrad. Dieser ergab sich im Laboratorium zu einigen wenigen Prozent. Es empfiehlt sich, in allen Fällen die vorgenannte Kontrolle in einzelnen Schnitten durchzuführen, d. h. über den Schnitt die Werte

$$\sigma_z = \sigma_1 \cos^2 \varphi + \sigma_2 \sin^2 \varphi$$

$$\tau_{zx} = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2) \sin 2 \varphi$$

zu ermitteln und die Integrationen:  $\int \sigma dF$  und  $\int \tau dF$  zu besorgen.

Versuche.

Abb. 3 zeigt eine Zusammenstellung der ersten Versuchsmodelle mit Angabe der verschiedenen Belastungszustände. Diese Versuche bezweckten in der Hauptsache, einen Überblick zu gewinnen über die Größe der Abweichungen der genauen Spannungswerte von den auf Grund der in der praktischen Baustatik üblichen Trapezregel errechneten Werten, und zwar in den Modellzonen mit nicht prismatischem Querschnitt, längs der gekrümmten Querschnittsränder, in den Querschnittsübergängen, sowie in

der Umgebung der äußeren Lasten. Abb. 4 u. 5 zeigen deutlich, daß diesen drei Punkten besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden muß. In Abb. 3 ist versucht worden, die Störungszonen praktisch abzugrenzen und außerdem den Einfluß starker, plötzlicher Querschnittsänderungen besonders auf den Spannungszustand der Randpunkte der abgerundeten Verbindungszonen zahlenmäßig zu erfassen. Abb. 5 veranschaulicht die Art der Ausbreitung einer in der Achse angreifenden Einzellast nach unten und seitwärts. Besonderes Interesse erwecken die  $\sigma_x$ -Spannungen, da die übliche Näherungsrechnung gar keine solchen Werte liefert. Die Beobachtungen, daß Bauteile aus nicht oder wenig zugfesten Baustoffen, wenn sie Stempeldrücken ausgesetzt werden, längs der Achse aufreißen, erhalten hierdurch auch experimentell ihre Erhärtung. Die  $\sigma_z$ -Werte erreichen örtlich sehr hohe Werte, werden aber verhältnismäßig rasch auf den normalen Wert abgebaut.

Die im Modellfuß im Übergang in die Fußplatte auftretenden  $\sigma_z$ -,  $\sigma_x$ - und  $\tau_{zx}$ -Werte zeigen, sowohl bezüglich ihrer Größe als auch der Veränderlichkeit über den waagerechten Schnitt, daß in diesen Zonen die üblichen Rechenmethoden unbedingt einer Korrektur bedürfen.

Abb. 6 u. 7 lehren dagegen, daß außerhalb der in Abb. 3 besonders abgegrenzten Störungszonen die Normalspannungen praktisch wie für

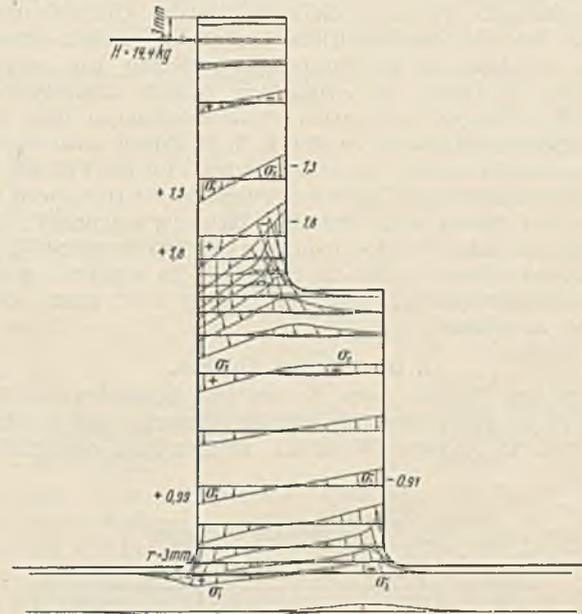


Abb. 9. Diagramme der Hauptnormalspannungen zu Abb. 8. Die eingeschriebenen Zahlen geben die Hauptnormalspannungen in kg/mm<sup>2</sup> an.

prismatische Stäbe ermittelt werden dürfen. Von besonderem Interesse sind der Spannungs- und Trajektorienverlauf im Modellkopf; diese lassen schön erkennen, wie das Material in der rechten Ecke des Kopfes nach und nach zur vollen Mitarbeit herangezogen wird. Im Modellfuß ist der Spannungsverlauf ungünstiger als im prismatischen Modell der Abb. 4.

Besonders starke Störungen des normalen Spannungsverlaufes zeigt das Modell Abb. 8 u. 9. Es weist eindrücklich darauf hin, welche Bedeutung plötzlichen Querschnittsänderungen beizumessen ist.

Eines besonderen Hinweises wert sind auch die in Abb. 3, 6 u. 8 auftretenden singulären Nullpunkte, in denen weder Normal- noch Schubspannungen wirken. Sie treten regelmäßig bei Biegeproblemen auf und sind von großer Bedeutung für die Kenntnis des Trajektorienverlaufes, da sie von den Hauptspannungstrajektorien umschlungen werden.

Die Ergebnisse der an den einfachen Modellen durchgeführten Messungen zeigen deutlich, wie die praktisch üblichen Näherungsberechnungen nur einen Ausschnitt aus dem Spannungszustand eines Bauteiles genügend genau wiedergeben, und daß daneben Zonen vorhanden sind, in denen die Beanspruchungen wesentlich höher, die Art der Spannungsverteilung wesentlich anders ist, als gewöhnlich angenommen wird. Solange für letztere Zonen keine praktisch durchführbare, auf zuverlässiger Grundlage aufgebaute genauere Rechenmethode vorliegt, was für viele Fälle der Praxis kaum je zutreffen wird, wird man es vorziehen, die Spannungsverhältnisse innerhalb dieser Zonen auf dem Versuchswege zu verfolgen. Hierbei steht uns in der optischen Methode ein sehr wertvolles Hilfsmittel zur Verfügung.

# Betrachtungen über das Knickproblem unter Berücksichtigung des Spannungsverlaufes im unelastischen Bereich.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr. L. Karner, Zürich.

## Einleitung.

Zu den wichtigsten statischen Aufgaben des Ingenieurs gehört das Knickproblem, das trotz der vielfachen theoretischen und versuchstechnischen Behandlung keineswegs als abgeklärt betrachtet werden kann. Auf den internationalen Kongressen bilden Aussprachen über die Knickfrage ständige Diskussionsthemen. Auch die „Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau“ hat neben zentrischem Knicken besonders die Frage des exzentrischen Knickens sowie des Knickens mit Querbelastung auf ihr Arbeitsprogramm gesetzt. Die Schwierigkeiten, die sich einer einfachen Behandlung des Knickproblems entgegenstellen, sind mehrfacher Art: einmal sind es solche bei der Behandlung der Querschnittinanspruchnahmen beim Überschreiten der Proportionalitätsgrenze, und zum anderen versucht man bei der Ermittlung der sogen. Knickkraft im plastischen Bereich mit einem mittleren Elastizitätsmodul zu arbeiten, um eine Art „Eulergleichung“ zu erhalten. Zu beiden Fragen, der Berechnung der Spannungen im plastischen Bereich und zur Darstellung der Knickkraft als Funktion der Materialwerte sowie der Flächenfunktionen des Stabquerschnitts wollen wir Stellung nehmen. Überlieferungsgemäß beschäftigen wir uns zuerst mit der Frage des mittigen (zentrischen) Knickens, um dann auf die Spannungsberechnung bei außermittiger (exzentrischer) Belastung im plastischen Bereich überzugehen. Die folgenden Mitteilungen entstammen Voruntersuchungen über Arbeiten, die im Institut für Baustatik an der E. T. H. Zürich vom Verfasser in Ausführung begriffen sind. Sie sollen zunächst für den Fall des mittigen Knickens eine sehr einfache Darstellungsweise des Knickproblems bekanntgeben, bei der es mit einer einfachen Rechnung möglich ist, für jeden Querschnitt und jeden Baustoff (von dem nur das Spannungs-Dehnungsdiagramm vorausgesetzt wird) die Knickkraft zu ermitteln und Knickkraftkurven zu entwickeln, ohne den Umweg über einen besonderen Knickmodul zu nehmen.

### 1. Das mittige Knicken.

Das mittige Knicken eines Stabes (wir betrachten im folgenden grundsätzlich nur den beiderseitig gelenkig gelagerten Stab als den Grundfall, von dem in bekannter Weise alle übrigen Fälle abgeleitet werden

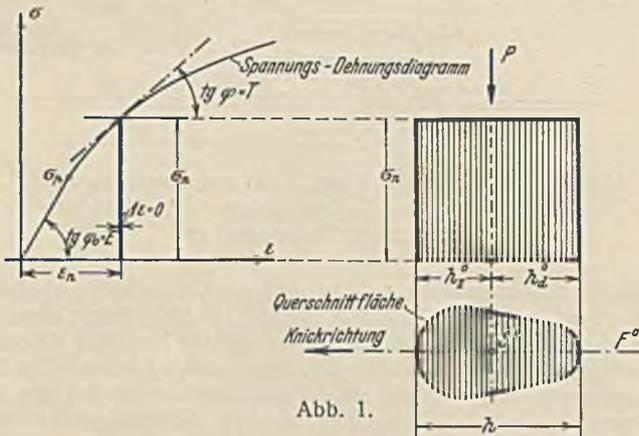


Abb. 1.

können) bei Beanspruchung über die Proportionalitätsgrenze ist ein rein labiles Problem, bei dem keinerlei Abweichungen der Achse aus der Geraden weder durch irgendeine örtliche Achsverkrümmung, Querschnittsveränderungen, Ungleichheiten des Materials usw. vorhanden sein dürfen. Die Kraft greift an im Schwerpunkte der Fläche, der gleichzeitig der Angriffspunkt der Resultierenden aller Spannungen ist. Nur unter dieser Voraussetzung können wir die Knickkraft wirklich errechnen, und es haben alle Versuche einwandfrei bewiesen, daß bei schon geringen Abweichungen des Kraftangriffs die sogen. Knickerscheinungen viel früher auftreten. Wenn wir jetzt schon den späteren ausführlichen Darlegungen über die Spannungsberechnungen im plastischen Bereich vorgehen, so finden wir, daß jeder Spannungszustand unter Voraussetzung der Annahme von Navier (Ebenbleiben der Querschnitte bzw. lineare Veränderungen der Dehnungen) sich in das Spannungs-Dehnungsdiagramm des Baustoffes einzeichnen läßt, wenn wir nur die Änderung der Dehnung maßstäblich mit den Längenmaßen des Querschnitts (Schnitt der Ebene des Biegemomentes mit dem Querschnitt ist gleich Richtung des Ausknickens) in lineare Beziehung bringen. So sehen wir, daß entsprechend Abb. 1 der Spannungszustand des rein mittigen Knickens auch bei Erreichung von Spannungen im unelastischen Bereich im Spannungs-Dehnungsdiagramm durch zwei  $\infty$  nahe Geraden, für die  $\Delta \epsilon = 0$  ist, dargestellt werden kann. Dabei sind die Flächenwerte des

Querschnitts in bekannter Weise zu ermitteln.  $S^0$  ist der Schwerpunkt der im übrigen beliebigen Fläche  $F^0$  in den Abständen  $h_z^0$  und  $h_d^0$  von den Randfasern, und  $J^0$  ist das Trägheitsmoment der vollen Fläche in bezug auf die zur Knickrichtung senkrechte Schwerachse. Schließlich besteht die Beziehung:  $P = \sigma_n F^0$ .

Der Elastizitätsmodul für diese Stelle des Spannungs-Dehnungsdiagramms sei  $T$ . Wenn nun beim Knicken die Kraft  $P$  um  $dP$  größer wird, so weicht die Stabachse aus. Wir haben einen plötzlichen Übergang vom labilen Zustand in ein stabiles Gleichgewicht, welchen Zustand wir später bei der Frage des außermittigen Knickens bei Überschreiten der Proportionalitätsgrenze noch genauer behandeln werden. Bezeichnen wir als Knicken nur diesen Augenblick des Gleichgewichtswechsels, so genügt es, die plötzliche Zustandsänderung zu erfassen, d. h. das Auftreten eines inneren Störungsmomentes infolge der Spannungen in das Gleichgewicht mit dem äußeren Moment (Knickkraft mal Hebelarm der Stabausweichung) zu bringen. Dieser Spannungszustand, nur für diesen Augenblick, ist in Abb. 2 dargestellt. Wir nehmen auch hier von unseren späteren Ausführungen die Überlegung vorweg, daß bei Entlastungen auf der Zugseite der Elastizitätsmodul  $E$  maßgebend ist; ferner können wir auf der Druckseite mit Rücksicht auf die verschwindend kleinen Ausbiegungen und den damit verschwindend kleinen Wert des Moments mit einem konstanten Modul  $T$  auf der Druckseite rechnen. Wir überlagern den Zustand des reinen Drucks (Elastizitätsmodul für den ganzen Stabquerschnitt  $T$ ) mit dem Zustande eines Biegemomentes, für das auf der Zugseite  $E$ , auf der Druckseite  $T$  maßgebend ist. Es ist wohl zu bemerken, daß dies kein Gleichgewichtszustand im üblichen Sinne ist, weil der Schwerpunkt der reinen Druckspannung ( $\sigma_n = \frac{P}{F^0}$ ), der gleichzeitig der Angriffspunkt  $A$

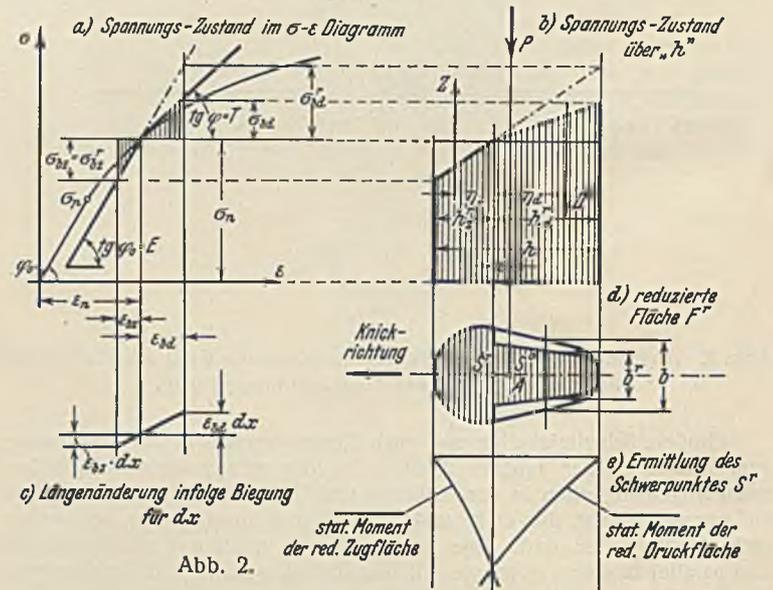


Abb. 2.

der Belastung  $P$  ist, nicht in die Nullachse der Biegebeanspruchung (die zur Knickrichtung senkrechte Achse durch  $S^r$ ) fällt, sondern diese einen gegenseitigen Abstand  $e$  aufweisen. Rechnen wir nun zwecks Vereinfachung unserer Betrachtung mit reduzierten Spannungen, die einem konstanten Elastizitätsmodul, für den wir  $E$  wählen, entsprechen, so haben wir unter Voraussetzung des Ebenbleibens des Querschnitts (s. Abb. 2) für  $\sigma'_{bz} = \sigma_{bz}$  und für  $\sigma'_{bd} = \sigma_{bd} \frac{E}{T}$  zu setzen. Um die gleichen Wirkungen durch die reduzierten Spannungen wie durch die wirklichen zu erhalten, reduzieren wir in bekannter Weise die Fläche  $F^0$  in  $F^r$  (d. i. die in der Abbildung schraffierte Fläche), indem wir  $b^r = b \frac{T}{E}$  setzen. Ferner ergeben sich folgende Beziehungen und Bezeichnungen:

1. Der Schwerpunkt  $S^r$  der reduzierten Fläche ist gegeben durch die Bedingung  $\mathcal{E}'_z = \mathcal{E}'_d$ , wenn  $\mathcal{E}'_z$  das statische Moment der reduzierten Zugfläche und  $\mathcal{E}'_d$  das statische Moment der reduzierten Druckfläche ist. Diese Beziehung kann man in einfacher Weise dazu benutzen, um auf graphische oder analytische Weise die Schwerpunktlage  $S^r$  rasch zu bestimmen (s. Abb. 2e).  $h'_z$  u.  $h'_d$  sind die Abstände des Schwerpunktes  $S^r$  von den Randfasern.

2.  $J^r$  ist das Trägheitsmoment der reduzierten Fläche  $F^r$  in bezug auf die Achse durch  $S^r$ .

3. Die Resultierende aller Zugkräfte  $Z = \frac{\sigma'_{bz}}{h'_z} \cdot \mathcal{E}'_z$  und die Resultierende aller Druckkräfte  $D = \frac{\sigma'_{bz}}{h'_z} \cdot \mathcal{E}'_d$ , wodurch die Bedingung  $Z = D$  erfüllt ist.

4. Für das Moment  $M$ , um  $S^r$  gebildet, ergibt sich  $M_d = \frac{\sigma'_{bz}}{h'_z} \cdot J^r$  oder besser  $M_d = \frac{\sigma'_{bz} + \sigma'_{bd}}{h} \cdot J^r$ .

Unter unserer obigen Voraussetzung ergibt sich nun für die Berechnung der Knicklast die gleiche Überlegung wie bei der normalen Ableitung der Eulerschen Gleichung für den Gültigkeitsbereich unter der Proportionalgrenze. Nach Abb. 3 ist  $\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M_x}{EJ^r}$ , wobei, unter Berücksichtigung der reduzierten Spannungen,  $E$  als konstant eingesetzt werden muß und  $J^r$  das maßgebende reduzierte Trägheitsmoment ist. Der Abstand  $e$  bleibt in allen Querschnitten konstant, weil  $E$  und  $T$  konstant angenommen sind, wodurch auch  $J^r$  konstant bleibt. (Im Gegensatz zur späteren allgemeinen Rechnung.) Für  $M_x$  haben wir den Wert  $P \cdot y$ , weil wir nur die Formänderung infolge des plötzlichen Zusatzmomentes betrachten (s. Abb. 2). Es erübrigt sich, die üblichen Ableitungen zu wiederholen; wir bekommen sofort die Knicklast  $P_k = \frac{\pi^2 EJ^r}{l_k^2}$ , in

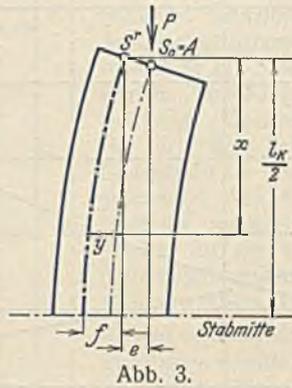


Abb. 3.

der allgemeinsten Form der Eulerschen Gleichung. Das gleiche Ergebnis wird auch auf folgendem Wege sehr einfach erhalten: Der Krümmungshalbmesser der Biegelinie ist  $\rho = \frac{1}{\frac{d^2 y}{dx^2}} = -\frac{EJ^r}{M_x}$  oder für die Stabmitte

$\rho_m = -\frac{EJ^r}{P_k \cdot f}$ . Da die Biegelinie eine Sinuslinie ist, erhalten wir  $y = f \sin \frac{\pi x}{l_k}$  und  $\frac{d^2 y}{dx^2} = -f \cdot \frac{\pi^2}{l_k^2} \sin \frac{\pi x}{l_k}$ , daraus für die Stabmitte  $\rho_m = \frac{1}{\frac{d^2 y}{dx^2}} = -\frac{l_k^2}{f \pi^2}$ . Die Gleichsetzung der beiden Werte ergibt

natürlich die gleiche Bedingung für die Knicklast. Mit der allgemeinen Eulerschen Knickgleichung in der angeschriebenen Form stellen wir natürlich keine neue Gleichung auf, da wir ja genau die gleiche Beziehung erhalten, wenn wir  $P_k = \frac{\pi^2 T_k J^o}{l_k^2}$  setzen, worin  $T_k$  den sogen.

Knickmodul bedeutet und  $J^o$  das konstante Trägheitsmoment ist. Selbstverständlich muß für die beiden Gleichungsformen  $EJ^r = T_k J^o$  sein, und zwar sind in diesem Produkt die Eigenschaften des Materials und die Form des Querschnitts voll berücksichtigbar.

In der vorgeschlagenen Schreibweise mit dem veränderlichen Trägheitsmoment und dem konstanten Elastizitätsmodul haben wir aber eine einfache und leicht handzuhabende Form, um für einen beliebigen Querschnitt bei gegebenem Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Baustoffes die Knicklast zu ermitteln, ohne daß wir den Umweg über einen Knickmodul machen. Wenn wir nun auch ganz allgemein es als nachgewiesen annehmen, daß der Einfluß der Querschnittform innerhalb des praktischen Genauigkeitsgrades unserer Knickrechnungen nicht sehr groß ist, so haben wir doch sehr häufig Bauformen mit reichlich unregelmäßigen und unsymmetrischen Querschnitten, die eine genaue Rechnung notwendig machen und es nicht richtig erscheinen lassen, nur einfach allgemein ein über  $\frac{l}{i}$  aufgetragenes  $\sigma_k$ -Diagramm der Rechnung zugrunde zu legen. Selbstverständlich ist jede derartige Rechnung mit Spannungen über der Proportionalitätsgrenze eine Versuchsrechnung, wie jede Rechnung mit veränderlichen Baustoffkonstanten, bei der wir die Spannungsnulllinie (in unserem Falle die Spannungsnulllinie des Momentes) annehmen, und die Übereinstimmung mit der Formel nachweisen müssen.

Die allgemeine Schreibweise der Knickgleichung erhält aber ihren Wert ganz besonders dann, wenn wir bei außermittiger Belastung das Ausweichen der Stabachse im unelastischen Bereich betrachten und dort in der Druckzone mit einem entsprechend dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm veränderlichen  $T$  rechnen müssen und wir auch dort ganz

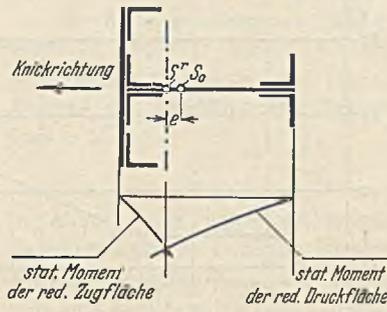


Abb. 4.

allgemein die Gültigkeit dieser Gleichungsform finden, wenn eine praktisch brauchbare Bestimmung von  $T_k$  mehr oder weniger versagt.

Der Vorgang einer allgemeinen Knickberechnung gestaltet sich nunmehr wie folgt:

a) Für einen Querschnitt, der nach einer Symmetrieachse ausknickt (Abb. 4).

Gegeben ist der Querschnitt  $F^o$ , die Knicklänge  $l_k$  und die Knickrichtung (eine Symmetrie-

achse). Wir müssen versuchsweise  $P_k = \sigma_k \cdot F^o$  setzen und bestimmen den Elastizitätsmodul für die Druckseite aus dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm für  $\sigma_k$  mit  $T$ .

Zeichnen wir nun für die Zugseite mit dem Multiplikator 1 und für die Druckseite mit dem Multiplikator  $\frac{T}{E}$  die statischen Momente der so reduzierten Fläche, so erhalten wir im Schnittpunkte die Lage von  $S^r$  und in der Ordinate gleich auch das statische Moment  $\mathcal{E}'_z = \mathcal{E}'_d$ . Bestimmen wir nun noch  $J^r$ , was ebenfalls leicht rechnerisch oder graphisch gemacht werden kann, dann muß die angenommene Knicklast  $P_k = \frac{\pi^2 EJ^r}{l_k^2}$

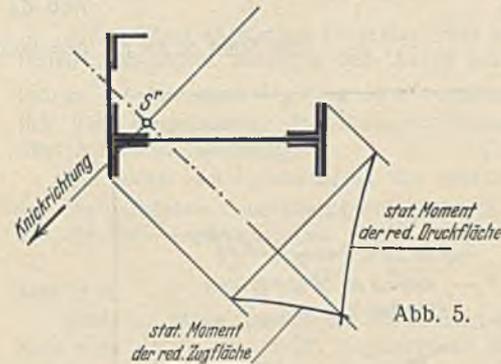


Abb. 5.

sein. Erhalten wir eine Ungleichung, dann sehen wir sofort, nach welcher Seite wir korrigieren müssen.

b) Für einen Querschnitt, der vollkommen unsymmetrisch ist (Abbild. 5):

Gegeben sei wie früher  $F^o$  und  $l_k$ ; gesucht wird die Knickrichtung und die Knicklast  $P_k$ .

Für einen solchen Querschnitt wäre es verfehlt, die Achse des kleinsten Trägheitsmoments für den vollen Querschnitt zu bestimmen, um dann das Knicken für dieses Trägheitsmoment und für diese Achse nach einem Diagramm zu berücksichtigen, da die in Wirklichkeit eintretende Knickachse nicht mit der so erhaltenen zusammenfallen kann und wir nicht einmal über ihre Richtung im voraus etwas aussagen können. Wir müssen bei einer genauen Prüfung der Knicksicherheit vorerst diese Achse nach Schätzung wählen, die Werte  $\sigma_k$  und  $T$  annehmen und dann die Gleichung kontrollieren.

Obwohl wir schon aus den beiden Beispielen die Verwendungsmöglichkeit der allgemeinen Knickgleichung in dieser Form erkennen, so wollen wir noch eine Kontrollrechnung aufstellen und den Verlauf der Knickspannung mit veränderlichem  $\frac{l}{i}$  ermitteln. ( $\frac{l}{i}$  bezogen auf den ursprünglichen, vollen Querschnitt.)

Abb. 6a u. 6b geben das ideale Spannungs-Dehnungs-Diagramm dieses Stahles mit  $\sigma_p = 4 \text{ t/cm}^2$  aus dem Bericht der 2. Internationalen Tagung für Brückenbau und Hochbau: „Die Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung von Prof. M. Roß“. Das Diagramm ist in zwei Dehnungsmaßstäben aufgezeichnet, um insbesondere in Abb. 6b die Verhältnisse vor Eintreten der Streckgrenze deutlicher zu zeigen. Als weitere Kurven sind die  $T$ -Kurven und das Verhältnis  $\frac{E}{T}$  aufgetragen.

Wenn wir jetzt für Rechtecke nach unserer Formel die  $\sigma_k$ -Werte ausrechnen und über die verschiedenen Werte  $\lambda = \frac{l}{i}$ , wobei  $i = \sqrt{\frac{J^o}{F^o}}$  aufragen, dann erhalten wir in Abb. 7 die Kurve, die wir mit der Abb. 16 des oben erwähnten Berichtes in Beziehung bringen. Die eingezeichneten Punkte geben Versuchswerte aus der Arbeit von Roß. Die Rechnung läßt sich, da keine Zwischenwerte für den Knickmodul zu ermitteln sind, sehr rasch durchführen, und die Knickformel kann in der vorgeschlagenen Form ebenso schnell zum Ausrechnen von Diagrammen verwendet werden.

Unsere Betrachtungen über mittiges Knicken zusammenfassend, können wir also sagen:

Besitzen wir von einem Material ein genau aufgenommenes Spannungs-Dehnungs-Diagramm, so sind wir in der Lage, für jeden beliebigen Querschnitt bei rein mittiger Beanspruchung

auch bei Überschreiten der Proportionalitätsgrenze die Knicklast (d. i. die Last, bei der das labile Gleichgewicht plötzlich in das stabile übergeht, bzw. die Last, bei der der Stab plötzlich ausweicht) genau durch die Gleichung

$$P_k = \frac{\pi^2 E J'}{l_k^2}$$

zu bestimmen. In dieser Form kann die Gleichung, die für den beiderseitig gelenkig gelagerten Stab gilt und die allgemeinste Form der Eulergleichung darstellt, insbesondere auch zur Berechnung unsymmetrischer Querschnitte benutzt werden.

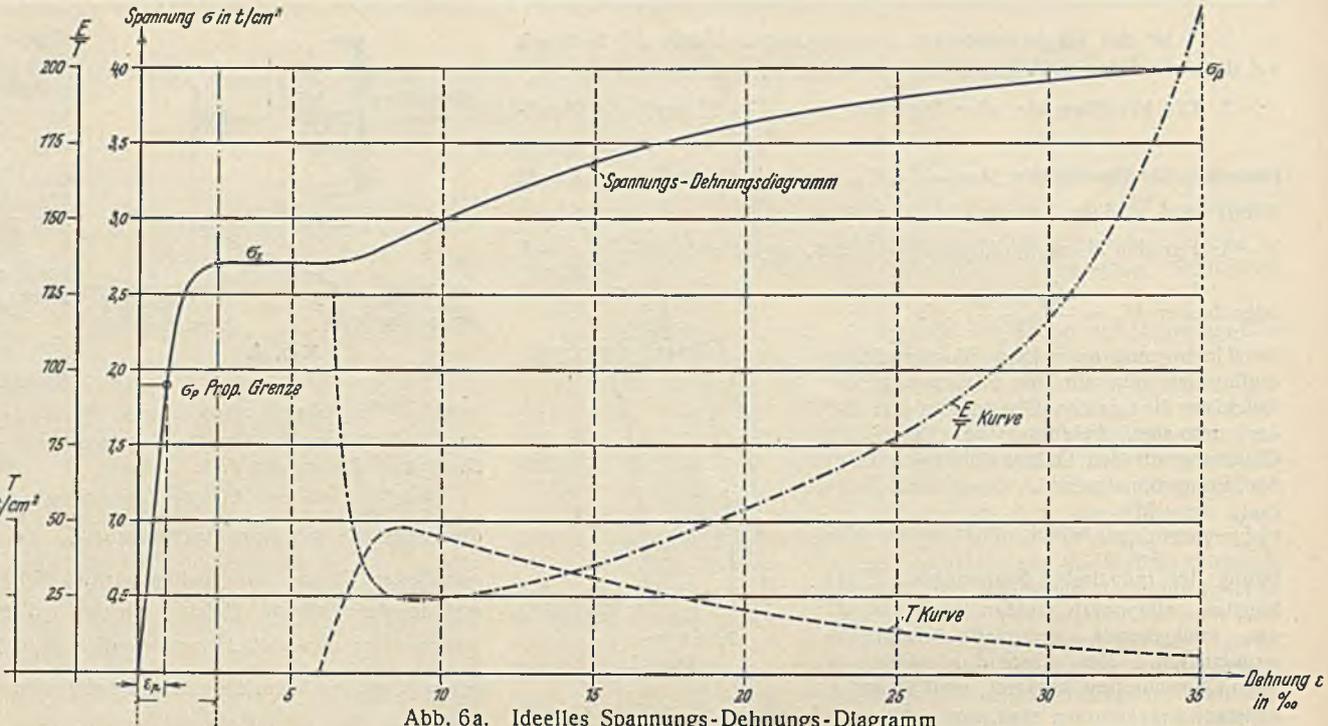


Abb. 6a. Ideelles Spannungs-Dehnungs-Diagramm

für Stahl St 40 mit den Werten für  $T$  und  $\frac{F}{T}$  (zwischen Streckgrenze und Bruchgrenze).

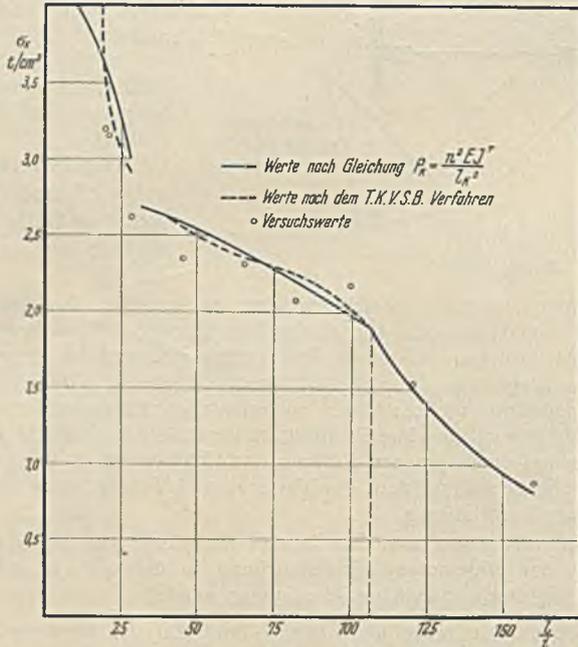


Abb. 7. Knickspannungskurve für mittleres Knicken und Rechteckquerschnitte aus dem ideellen Spannungs-Dehnungs-Diagramm

der Abb. 6a u. 6b ermittelt für  $P_k = \frac{\pi^2 E J'}{l_k^2}$ .

II. Spannungsberechnung im unelastischen Bereich.

Bei gegebener Spannungs-Dehnungs-Kurve für ein Material sind wir in der Lage, unter gewissen Voraussetzungen für irgendwelche gegebene Belastungen die Spannungen auch dann zu ermitteln, wenn diese die Proportionalitätsgrenze überschreiten. Diese Untersuchungen sind besonders dann von Bedeutung, wenn zu der Belastung durch Momente und Querkräfte irgendeines Konstruktionsteils axiale Kräfte hinzutreten, die Knickerscheinungen hervorrufen.

Für einen Querschnitt betrachten wir nun zunächst die Normalkraft und das Biegemoment (außermittige Druckbelastung) und vernachlässigen den Einfluß von Querkräften. Wir setzen dabei zunächst nur voraus, daß die äußeren Kräfte stetig von 0 bis zu ihrem Endwerte anwachsen. Ferner soll wieder das Naviersche Gesetz gelten. Diese Voraussetzung ermöglicht es uns, den Verlauf der Spannungen im Querschnitt (in der Kräfteebene) in Beziehung zu dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm zu bringen.

Wir greifen nun in der Abb. 8 einen solchen Spannungszustand heraus, von dem wir nur die Spannungen in den Randfasern des Querschnittes annehmen, ohne irgendwie über die Normalkraft und das Moment zu verfügen. Der Querschnitt sei einachsigsymmetrisch gewählt mit der Belastungsebene in dieser Symmetrieebene. Den beiden Randspannungen

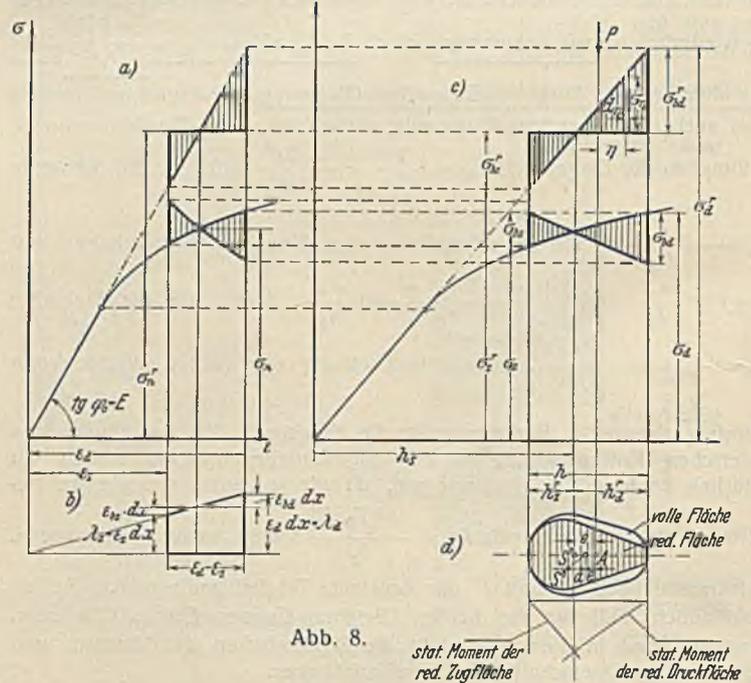


Abb. 8.

$\sigma_z$  und  $\sigma_d$  entsprechen die beiden Dehnungen  $\epsilon_z$  und  $\epsilon_d$  im Spannungs-Dehnungs-Diagramm (Abb. 8a) und den Längenänderungen der Randfasern  $\lambda_z = \epsilon_z dx$  und  $\lambda_d = \epsilon_d dx$  für eine Strecke  $dx$  (Abb. 8b). Tragen wir ferner die Spannungen über die ganze Querschnittsausdehnung  $h$  in dieser Symmetrieebene auf, so erhalten wir Abb. 8c.

Da es nicht möglich ist, mit dem ungleichmäßigen Spannungsverlauf unmittelbar zu rechnen, so werden wir alle Spannungen zu reduzieren, daß wir eine lineare Verteilung über den ganzen Querschnitt erhalten, bei der wir sodann wie für homogenes Material rechnen können. Wir wählen hierfür den bis zur Proportionalitätsgrenze konstanten Elastizitätsmodul  $E$ , und das reduzierte Spannungs-Dehnungs-Diagramm verläuft gerade unter dem Winkel  $\varphi_0$ , für den  $\tan \varphi_0 = E$  ist.

Für die Reduktion müssen wir das Gleichbleiben der Formänderungen bzw. der Dehnungen voraussetzen.

Aus Abb. 9 folgt:  $E = \frac{\sigma'}{\epsilon}$  und  $T = \frac{\sigma'}{\epsilon}$ . Der Elastizitätsmodul  $T$  gilt für den Spannungszustand  $\sigma$ , und durch Gleichsetzung von  $\epsilon$  erhalten wir aus beiden Gleichungen

$$\sigma' = \sigma \cdot \frac{E}{T}$$

wodurch eine Beziehung zwischen der reduzierten Spannung und der wirklichen Spannung  $\sigma$  hergestellt wird. Die Bedeutung von  $\sigma'$  geht aus der Abbildung hervor. Um nun auch das Gleichgewicht der mit den

reduzierten Spannungen zu errechnenden Kräfte und Momente mit den wirklich zu erhalten, müssen wir die belasteten Querschnittflächen ebenfalls reduzieren, und zwar ist die reduzierte Querschnittbreite  $b^r$  (normal zu  $h$  gemessen) an der Stelle der Spannungen  $\sigma$  bzw.  $\sigma^r$  durch  $b^r = b \cdot \frac{\sigma}{\sigma^r}$  gegeben, wenn die ursprüngliche Breite an dieser Stelle  $b$  ist.

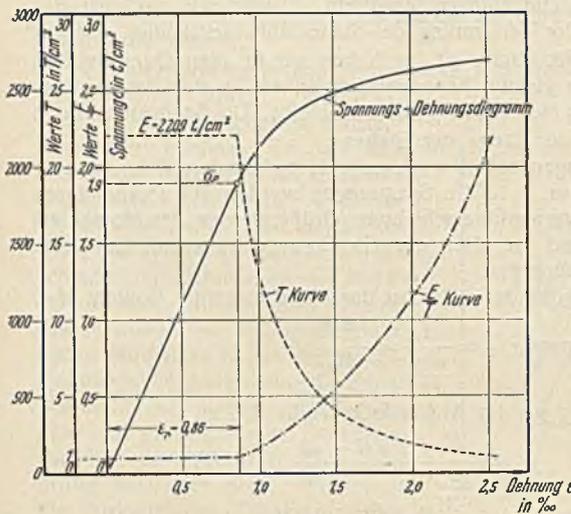


Abb. 6b. Ideelles Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Stahl mit den Werten für  $T$  und  $\frac{E}{T}$  (bis zur Streckgrenze).

Unter diesen Voraussetzungen erhalten wir das in Abb. 8a u. c dargestellte reduzierte Spannungsdiagramm sowohl in der reduzierten Spannungs-Dehnungs-Geraden als auch über dem Querschnitt  $h$  aufgetragen. Abb. 8d zeigt die reduzierte Fläche, für die wir nun den Schwerpunkt  $S^r$  in den Abständen  $h_z^r$  und  $h_d^r$  von den Randfasern ermitteln und gleichzeitig die reduzierte Fläche  $F^r$  und das Trägheitsmoment  $J^r$  in bezug auf die durch  $S^r$  gehende, zur Kraftebene normale Achse bestimmen.

Der Schwerpunkt  $S^r$  der reduzierten Fläche verschiebt sich um  $a$  von  $S^o$ .

Wir erhalten ferner für die reduzierte Fläche in bezug auf den Schwerpunkt die Bedingung, daß das statische Moment  $\mathcal{S}_z^r$  der auf der Zugseite gelegenen reduzierten Fläche gleich dem statischen Moment  $\mathcal{S}_d^r$  der entsprechenden Fläche auf der Druckseite ist.

Wir können auf Grund des Spannungsdiagramms die Normalkraft  $P_d$ , die im Schwerpunkte  $S^r$  angreift, bestimmen aus  $P_d = F^r \sigma_n^r$ , wenn  $\sigma_n^r$  die reduzierte Spannung im Schwerpunkte ist. Das durch die Spannungen

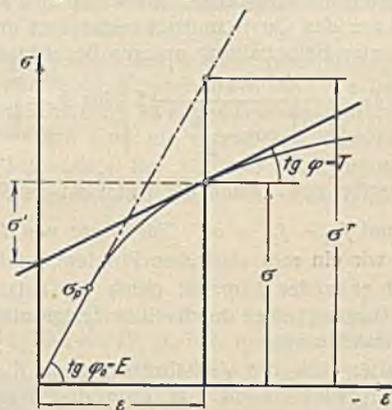


Abb. 9.

erzeugte innere Moment hat Randspannungen  $\sigma_{bz}^r$  und  $\sigma_{bd}^r$  zur Folge, und es berechnen sich die Kräfte nach Abb. 8c wie folgt:

$$Z = \int_0^{h_z^r} b^r d\eta \sigma_{bz}^r = \int_0^{h_d^r} b^r d\eta \sigma_{bd}^r \cdot \frac{\eta}{h_z^r} = \frac{\sigma_{bz}^r}{h_z^r} \cdot \mathcal{S}_z^r$$

und sinngemäß

$$D = \frac{\sigma_{bd}^r}{h_d^r} \cdot \mathcal{S}_d^r$$

Die beiden Werte sind natürlich gleich. Das Moment  $M_d$  selbst errechnet sich:

$$M_d = \int_0^{h_z^r} b^r d\eta \sigma_{bz}^r \eta + \int_0^{h_d^r} b^r d\eta \sigma_{bd}^r \eta = \frac{\sigma_{bz}^r}{h_z^r} \cdot J^r$$

wenn wir wie bisher alle Werte auf  $\sigma_{bz}^r$  beziehen. Einfacher können wir schreiben:

$$M_d = \frac{\sigma_{bz}^r + \sigma_{bd}^r}{h} \cdot J^r$$

Für die angenommenen Randspannungen erhalten wir eindeutig die Werte  $P_d$  und  $M_d$ . Stellen wir ferner die Momentengleichung um den Schwerpunkt  $S^r$  (Nulllinie des Biegemomentes) auf, so erhalten wir den Abstand des Angriffspunktes der resultierenden Einzellast vom Schwerpunkte  $S^r$  mit

$$e = \frac{M_d}{P_d} = \frac{\sigma_{bz}^r + \sigma_{bd}^r}{h F^r \sigma_n^r} J^r$$

In Abb. 8c ist der Angriffspunkt der Last  $P_d$  in  $A$  angenommen. Bezeichnen wir in unserem Spannungsdiagramm über  $h$  (Abb. 8c) den Abstand des Schwerpunktes  $S^r$  von der Spannungsnulllinie mit  $h_s$ , so ergibt sich eine Beziehung zwischen den Randspannungen und der Schwerpunktspannung zu  $h_s$ :  $\sigma_n^r = h \cdot (\sigma_{bz}^r + \sigma_{bd}^r)$ , und daraus für  $h_s$  der Wert:

$$h_s = \frac{\sigma_n^r h}{\sigma_{bz}^r + \sigma_{bd}^r} = \frac{\sigma_n^r J^r}{M_d}$$

Für irgendeine bestimmte Stelle (im Abstände  $\eta$  vom Schwerpunkte  $S^r$ ) ist — wie bekannt — die Spannung

$$\sigma_\eta^r = \frac{M_d}{J^r} \eta + \frac{P_d}{F^r}$$

Die maßstäblichen Beziehungen zwischen der Darstellung des Spannungsverlaufes im Spannungs-Dehnungs-Diagramm und im Spannungsdiagramm über  $h$  ist schließlich gegeben durch das Verhältnis

$$\frac{\epsilon_d - \epsilon_z}{h} \quad \text{oder durch} \quad \frac{\sigma_d^r - \sigma_z^r}{h E}$$

Aufmerksam zu machen ist ferner noch auf die Verteilung der wirklichen Spannungen zwischen dem Anteil infolge der Last  $P_d$  und dem infolge des Momentes  $M_d$ . Die in  $S^r$  wirkende Kraft  $P_d$  ergibt natürlich bei Überschreitung der Proportionalitätsgrenze keine gleichmäßig über  $h$  verteilte Spannung.

Der Anteil von  $P_d$  und  $M_d$  an den wirklichen Spannungen (in bezug auf die wirklichen Querschnittsgrößen) ist in Abb. 8a u. 8c dargestellt. Zur Kontrolle ergibt sich, daß

$$P_d = F^r \sigma_n^r = F^o \sigma_n$$

sein muß.

Sind für einen Lastfall die reduzierten Spannungen berechnet, so kann man durch die vorhin angegebenen Beziehungen die wirklichen Spannungen zurückrechnen.

Ist für einen Querschnitt  $F^o$  mit dem Schwerpunkt  $S^o$  und dem Trägheitsmoment  $J^o$  eine Last  $P$  in  $A$  mit einer Exzentrizität  $e^o$  (Abstand  $A$  von  $S^o$ ) gegeben, so ist die größte Druckspannung  $\sigma_d^o = \frac{P}{F^o} + \frac{P e^o}{J^o}$ .

Liegt dieser Wert über der Proportionalitätsgrenze, so bedeutet dies, daß wenigstens ein Teil der Spannungen im plastischen Bereich liegt. Die genaue Spannungsrechnung kann dann, wie schon angedeutet, nur mehr probeweise geschehen.

Wir nehmen zwei geschätzte Randspannungen  $\sigma_d$  und  $\sigma_z$  an und bestimmen die dazugehörigen Werte  $\epsilon_d$  und  $\epsilon_z$  auf der Spannungs-Dehnungskurve. Reduzieren wir alle Spannungen auf ein homogenes Material mit dem Elastizitätsmodul  $E$ , so ergibt sich sofort die Spannungsverteilung über den Querschnitt, wie in Abb. 8 angegeben. Nunmehr bestimmen wir die reduzierte Fläche  $F^r$ , ermitteln deren Schwerpunkt  $S^r$  und das Trägheitsmoment  $J^r$ .

Wir bekommen damit die Spannung  $\sigma_n^r$  und haben alle Werte, um  $M_d$  und  $P_d$  zu bestimmen.

Das auf den Querschnitt wirkende Moment bezieht sich jetzt nicht mehr auf  $S^o$ , sondern auf  $S^r$ , und der Abstand  $e$  vom Lastangriffspunkte ist

$$e = \frac{M_d}{P_d}$$

Sind die beiden angenommenen Spannungen  $\sigma_d$  und  $\sigma_z$  nun richtig gewählt worden, dann ergibt sich als Kennzeichen

$$(1) P = P_d \quad \text{und} \quad (2) e = e_o = a$$

Sind die beiden Spannungen schlecht gewählt, d. h. wird die Bedingung nicht erfüllt, so muß eine bessere Annahme getroffen werden.

Wir sehen aus den obigen Darlegungen, daß bei Rechnungen im plastischen Bereich mit größer werdender Last  $P$ ,  $F^r$  und  $J^r$  kleiner werden, daß aber überdies das Moment nicht nur mit der steigenden Last, sondern auch mit dem größer werdenden Abstände  $a$  des Schwerpunktes der reduzierten Fläche  $S^r$  von  $S^o$  wächst. Solange aber bei wachsendem  $P$  auch gleichzeitig  $\sigma_d$  bzw.  $\sigma_d^r$  und  $\sigma_z$  bzw.  $\sigma_z^r$  wachsen, gilt das angenommene Spannungs-Dehnungs-Diagramm und sind unsere bisherigen Überlegungen richtig. Ein solcher Fall des Größerwerdens der Last  $P$  bei gleichzeitigem Größerwerden von  $M$  infolge der Verschiebung des Schwerpunktes ist in

Abb. 10 dargestellt. Der erste Lastfall ist durch  $P_1$  und  $M_1 = P_1 e_1$  gegeben und der zweite durch  $P_2 = (P_1 + \Delta P_1)$  bzw.  $M_2 = P_2 e_2$ . Die Spannungen 1, 2 und 3 werden bei Steigerung der Last um  $\Delta P$  größer und erreichen die Werte 1', 2' und 3', wie in beiden Spannungsdiagrammen eingetragene ist.

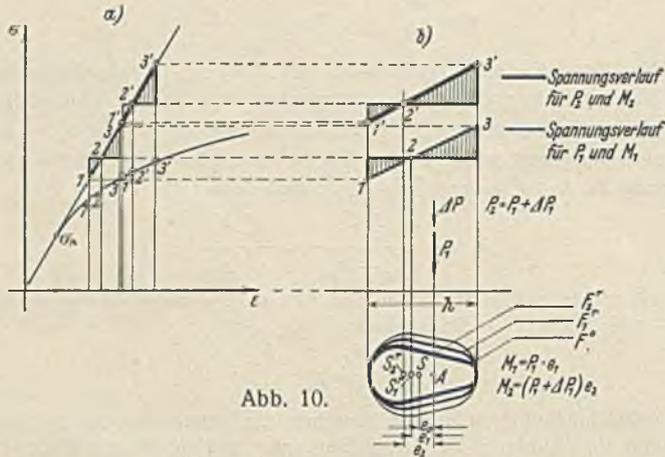


Abb. 10.

Es ist jedoch der Fall denkbar, daß bei steigender Belastung schließlich auf der Zugseite der Wert  $\sigma_z$  bzw.  $\sigma_z^r$  nicht mehr wächst, sondern abnimmt; dann treten Entlastungen auf der Zugseite ein, und wir müssen bekanntlich mit einem anderen Verlauf des Spannungs-Dehnungs-Diagramms auf der Zugseite rechnen. Eine solche Möglichkeit ist besonders dann gegeben, wenn bei gleich groß bleibendem  $P$  ein äußeres Moment allein hinzutritt, sei es, daß aus irgendwelcher neuen Belastung ein solches herrührt, oder sei es, daß  $P$  so verschoben wird, daß  $M$  sich vergrößert. Auf diese Fragen wollen wir hier jedoch nicht weiter eingehen, da sie noch einer eingehenden Untersuchung vorbehalten bleiben. Wir können daher die Frage nach der Spannungsrechnung im plastischen Bereich wie folgt zusammenfassen:

Für ein gegebenes Spannungs-Dehnungs-Diagramm sind wir in der Lage, bei Querschnittbeanspruchungen, die über die Proportionalitätsgrenze hinausreichen, unter Annahme der Gültigkeit des Gesetzes von Navier, für gegebene äußere Kräfte sämtliche Querschnittsspannungen zu bestimmen. Fällt die Kräfteebene mit der Symmetrieebene zusammen, so haben wir die Randspannungen anzunehmen und die aus den Spannungen sich ergebenden Normalkräfte und Momente auf Übereinstimmung mit den gegebenen Lasten der Größe und Lage nach zu prüfen. Für vollständig unsymmetrische Querschnitte gilt sinngemäß der gleiche Vorgang, wie wir ihn beim mittigen Knicken behandelt haben. Wir haben die Nullachse des Biegemomentes und die Randspannungen anzunehmen und dann die gleiche Prüfung vorzunehmen.

### III. Das außermittige Knicken.

Das außermittige Knicken eines Stabes im plastischen Bereich kann auf Grund der vorausgegangenen Überlegungen behandelt werden, wobei jede Rechnung zwar genau durchgeführt werden kann, das Ergebnis aber nur durch Probieren erreicht wird. In unseren Betrachtungen über außermittiges Knicken ist aber auch jeder Fall des mittigen Knickens im plastischen Bereich eingeschlossen, sobald bei Beginn der Belastung irgendeine kleine Krümmung der Stabachse, also eine wenn auch sehr kleine Exzentrizität vorhanden ist. Wir haben es dann nicht mehr mit einem labilen Gleichgewicht zu tun, sondern mit einem stabilen Gleichgewichtszustand, bei dem die Ausbiegung der Stabachse nicht mehr linear mit den Kräften wächst. In Abb. 11 haben wir einen solchen außermittig beanspruchten Stab ganz allgemein dargestellt und seine Verformung bis zur Stabmitte gezeichnet. Die äußeren Lasten, die auf den Stab wirken, sind die Kraft  $P$  und das Moment  $M_M = P e$  infolge der Exzentrizität des Lastangriffs  $A$  gegenüber dem Schwerpunkte  $S'$  und schließlich das Moment  $M_D = P(y_M + y_D)$ , das durch die Kraft  $P$  am Hebelarm der

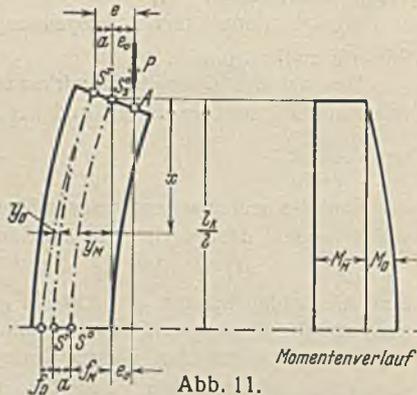


Abb. 11.

Formänderung des Stabes hervorgerufen wird. Wir vernachlässigen bei unseren Betrachtungen in üblicher Weise die auftretende Querkraft und den Einfluß der Zusammendrückung durch die Axialkraft und berücksichtigen nur die Formänderungen durch die Biegemomente. Am Endpunkte des Stabes haben wir die Axialkraft  $P$  allein mit dem Moment  $M_M = P e$ ; wir können die Spannungen für diesen Querschnitt wie in Abschnitt II unserer Betrachtungen ermitteln. Lassen wir zunächst das Moment  $M_D$  infolge der Verformung des Stabes unberücksichtigt, wie das allgemein in der Statik üblich ist, so haben wir in allen Querschnitten des Stabes vollständig gleiche Beanspruchungen wie in den beiden Endquerschnitten, weil das Moment  $M_M$  konstant bleibt. Die Beanspruchungen sind unabhängig von der Länge des Stabes.

Die Beanspruchungen selbst wachsen mit wachsendem  $P$  in der vorhin geschilderten Weise, d. h. die Spannungen werden mit  $P$  und durch die zunehmende Schwerpunktverschiebung (Größerwerden des Momentes) größer. Jeder Zustand ist aber ein Gleichgewichtszustand im Sinne unserer vorigen Ausführungen.

$y_M$  ist die Ausbiegung der Stabachse durch das konstante Moment  $M_M$ .

Der Krümmungshalbmesser  $\rho = \frac{1}{\frac{d^2 y}{dx^2}} = \frac{E J^r}{M_M}$ .

Die Formänderung  $y_M$  im Abstände  $x$  ergibt sich zu

$$y_M = \frac{M_M}{E J^r} \cdot \frac{x(l-x)}{2}$$

und für die Stabmitte zu  $f_M = \frac{M_M}{E J^r} \cdot \frac{l^2}{8}$ .

Die Biegelinie ist ein Kreis.

Schließlich erhalten wir noch eine Verformung durch das Moment  $M_D$ , das durch die Einwirkung der nach  $S'$  reduzierten Last  $P$  am Hebelarm der Stabausbiegung entsteht. Dieses Moment ist nicht konstant, es ist in unserer bisherigen Spannungsrechnung noch nicht berücksichtigt, und es ändert sich längs des Stabes mit der Formänderung. Wir erinnern uns, daß bei Hinzutreten eines neuen Momentes, dessen Wirkung gleichbedeutend ist mit einer Verschiebung des Lastangriffspunktes (ohne Veränderung von  $P$ ), die reduzierte Fläche sich verändert und der Schwerpunkt  $S'$  sich (im Sinne unserer bisherigen Abbildungen weiter nach links) gegenüber seiner Lage an den Stabenden verschiebt. Dabei ändern sich selbstverständlich auch die Spannungen, und wir erhalten schließlich die in Abb. 11 ganz links gezeichnete Stabachse.

Betrachten wir zwischendurch das außermittige Knicken eines Stabes unterhalb der Proportionalitätsgrenze, so bekommen wir bekanntlich bei gleichbleibender Lage des Querschnittschwerpunktes für die Ausbiegung in der Stabmitte unter Beibehaltung unserer Bezeichnungen

$$f_M + f_D = e_0 \left\{ \frac{1}{\cos \frac{k l_k}{2}} - 1 \right\} \text{ für } k = \sqrt{\frac{P}{E J^o}}$$

Für  $\frac{k l_k}{2} = \frac{\pi}{2}$  ergibt sich daraus die Knicklast zu  $P_k = \frac{\pi^2 E J^o}{l^2}$  unabhängig von  $a$  und  $f_M + f_D = \infty$ . Für Werte von  $P$ , die wenig unter  $P_k$  liegen, haben wir ein rein statisches Problem, und für die Praxis ist die zulässige Last entweder begrenzt durch die zulässigen Spannungen (Normalkraft und Biegung) oder durch einen festgesetzten höchsten Grad der zulässigen Formänderung.

Ähnlich gestalten sich die Verhältnisse, wenn die Proportionalitätsgrenze überschritten wird. Auch hier kann die Grenze der Belastung durch Erreichen der zulässigen Spannungen oder durch Erreichen eines gewünschten Sicherheitsgrades gegen das Überschreiten eines angenommenen Verhältnisses der Ausbiegung in Stabmitte zur Stablänge erreicht werden.

Zur Vereinfachung der rechnerischen Untersuchung können wir jedoch auch hier den gleichen Weg einschlagen wie bei der Untersuchung des Knickproblems bei mittiger Belastung. Wir trennen nun die Berücksichtigung der Formänderung in eine infolge des Momentes  $M_M$  am Stabende und eine infolge des veränderlichen Momentes  $M_D$ . Die Formänderung infolge des Momentes  $M_M$  allein ruft in der Stabmitte den oben errechneten Wert  $f_M$  hervor, und wir erhalten dadurch ein Moment in der Stabmitte  $M_M^m = P(e + f_M)$ . Diesem Moment entspricht bei gleichzeitiger Wirkung von  $P$  eine neue Spannungsverteilung, die wir sinngemäß wie für das Stabende bestimmen, und erhalten durch Versuch die Randspannungen  $\sigma_{bz}^m$  und  $\sigma_{dz}^m$  für das Biegemoment und eine neue Schwerpunktspannung  $\sigma_n^m < \frac{P}{F^r m}$ , worin  $F^r m$  die dem Moment in Stabmitte entsprechende reduzierte Fläche darstellt. Nunmehr fehlt uns noch die Berücksichtigung der Formänderung des veränderlichen Momentes  $M_D$ . Wir haben vorhin festgestellt, daß die Formänderung dann wesentlich

rascher zunimmt, wenn bei zunehmender Belastung die Spannungen auf der Zugseite abzunehmen beginnen. Tritt eine solche Entlastung auf, die sich durch ein verstärktes Ausweichen der Stabachse deutlich anzeigt, so ist praktisch die Lastgrenze erreicht, die wir im üblichen Sprachgebrauch als Knicklast bezeichnen. Das Moment, das dieses Ausweichen einleitet, erfordert ein Überlagern des bisherigen Spannungsdiagramms in der Stabmitte durch ein anderes, bei dem auf der Zugseite der Elastizitätsmodul  $E$  maßgebend wird.

Auf der Druckseite dagegen werden sich die Zusatzbiegespannungen entsprechend einem Modul ( $T$ ) ändern, den wir wiederum konstant annehmen können, da wir den Beginn der Entlastung als kritischen Augenblick betrachten und für diesen Augenblick das kleine Zusatzmoment einem kleinen Unterschiede der Dehnungen der Randfasern entspricht. In Abb 12 sind die Verhältnisse beim Eintreten dieses Momentes in das Spannungs-Dehnungs-Diagramm eingezeichnet. Nunmehr ist unsere Überlegung genau die gleiche wie bei der Untersuchung der Knicklast für einen mittig belasteten Stab. Wir setzen die Wirkung des Zusatzmomentes gleich dem äußeren Moment herührend aus der Knicklast mal der Ausbiegung in Stabmitte infolge dieses Momentes und schreiben

$$P_k = \frac{\pi^2 E (J^r)}{l_k^2}$$

Das Trägheitsmoment ( $J^r$ ) bezieht sich jetzt auf eine reduzierte Fläche ( $F^r$ ), die wir sinngemäß aus der Fläche  $F^{rm}$  ableiten, welche letztere wir bei der Ermittlung der Spannungen in Stabmitte bestimmt haben. Bei der Berechnung des mittigen Knickens sind wir von der Fläche  $F^0$  ausgegangen, während wir jetzt  $F^{rm}$  in Rechnung setzen müssen. Alle weiteren Überlegungen sind unmittelbar anwendbar.

Da es im Rahmen dieses Aufsatzes nicht möglich ist, eingehendes Zahlenmaterial beizubringen und insbesondere den Vergleich der Rechnungsergebnisse mit Versuchen zu behandeln, wollen wir uns darauf beschränken, den Rechnungsgang zu schildern.

a) Für einen Querschnitt, der in einer Symmetrieachse außermittig beansprucht ist, sei der Punkt  $A$  gegeben, in dem die Last  $P$  angreift. Wir wählen nach erster Schätzung zwei Randspannungen aus dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm und ermitteln hierfür das Moment  $M_0$  und die Axialkraft  $P_0$  für das Stabende. Bei richtiger Wahl herrscht Gleichgewicht dieser Kräfte mit der außermittig angreifenden Last, und wir erhalten u. a.

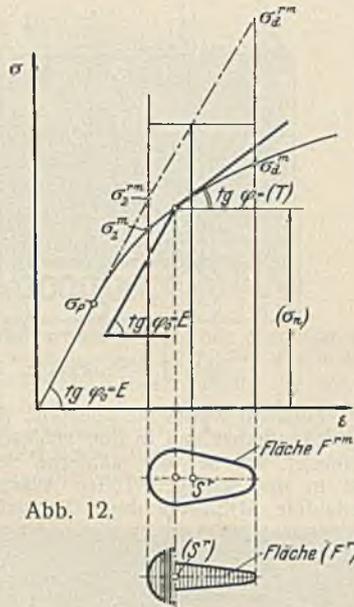


Abb. 12.

auch die reduzierte Fläche  $F^{rm}$  und bestimmen  $f_{M1}$ . Sodann bestimmen wir entsprechend für die Stabmitte die Spannungen und die Werte für die Fläche  $F^{rm}$ .

Nunmehr wählen wir auf der Spannungskurve zwischen den beiden Randspannungen eine Spannung ( $\sigma_n$ ) und das dazugehörige ( $T$ ). Für das so bestimmte Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Entlastungsmomentes bestimmen wir von  $F^{rm}$  ausgehend die neue reduzierte Fläche ( $F^r$ ) und prüfen, ob deren Schwerpunkt ( $S^r$ ) in die früher willkürlich gewählte Spannungsordinate ( $\sigma_n$ ) fällt. Trifft dies zu, so berechnen wir das Trägheitsmoment ( $J^r$ ) der Fläche ( $F^r$ ) in bezug auf die Schwerachse durch ( $S^r$ ) und vergleichen dann den Wert der Knickspannung

$$P_k = \frac{\pi^2 E (J^r)}{l_k^2}$$

mit der Größe der Last  $P$ .

b) Für einen beliebigen unsymmetrischen Querschnitt, der in einem Punkte außermittig (gegenüber  $S^0$ ) durch eine Last  $P$  beansprucht ist, ergibt sich die Berechnung entsprechend, nur mit dem Unterschiede, daß sich das Aufsuchen des Gleichgewichtszustandes auch auf das Aufsuchen der Nulllinie des Biegemoments bezieht. Alle übrigen Betrachtungen bleiben gleich.

Selbstverständlich können bei dieser Art der Spannungsuntersuchungen im plastischen Bereich auch andere äußere Belastungen, wie Querlasten, Momente usw., in den Kreis der Betrachtungen einbezogen werden; wir können veränderliche Stabquerschnitte mit berücksichtigen und uns für einzelne Lastfälle Rechenschaft nicht nur über die auftretenden Spannungen, sondern auch über die kritischen Lasten verschaffen. Wenn man sich damit abfindet, daß die Spannungswerte und Knicklasten nur durch Probieren aufgefunden werden können, was bei Beanspruchungen über die Proportionalitätsgrenze hinaus selbstverständlich ist, haben wir mit den angegebenen Überlegungen die Möglichkeit, auch verwickelte Belastungsfälle rechnerisch zu verfolgen.

### Zusammenfassung.

„Ist von einem Baustoff das genaue Spannungs-Dehnungs-Diagramm bekannt, so sind wir in der Lage, die Berechnung der auftretenden Spannungen, der kritischen Knicklasten usw. insbesondere auch für den Fall des sogenannten außermittigen Knickens durchzuführen, wenn wir solche reduzierte Spannungen und Querschnittsflächen einführen, die, sich auf einen konstanten Elastizitätsmodul beziehend, die gleichen Wirkungen hervorrufen.“

Bei außermittigen Knicken ergibt sich die Knicklast  $P_k = \frac{\pi^2 E (J^r)}{l_k^2}$  als allgemeinste Form der Eulergleichung, wo-

bei das Trägheitsmoment ( $J^r$ ) durch zweimalige Reduktion der Querschnittsfläche in Stabmitte gewonnen werden kann und damit volle Berücksichtigung aller Materialwerte und Querschnittsgrößen möglich ist.“

### Vermischtes.

**Baufortschritt der Hafenbrücke in Sydney.** Hierüber berichtet Eng. News-Rec. 1930, Bd. 104, Nr. 19, S. 761, nachdem bereits in derselben Zeit-

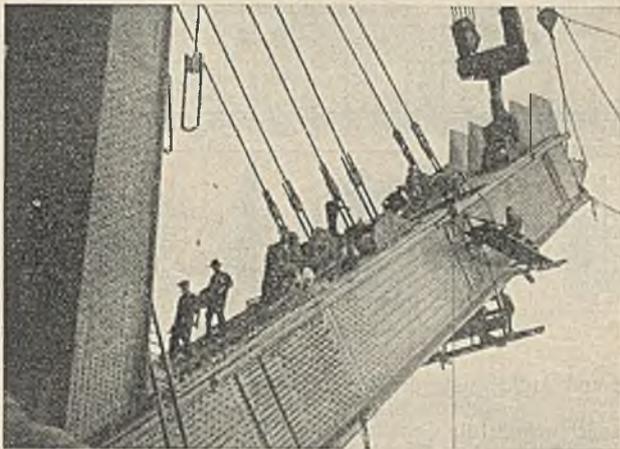


Abb. 1.

schrift (vom 5. April 1928) Entwurf und Montage besprochen worden war. Gegenwärtig ist etwa die Hälfte des 500 m frei gespannten Bogens durch Auskragen von den Seiten aus fertiggestellt.<sup>1)</sup> Der Bau begann mit

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1928, Heft 1, S. 20.

der Montage der Untergerüststäbe an den Kämpfern, die wegen ihrer besonders schweren Ausbildung je aus sechs Einzelteilen zusammengesetzt und an Zugstangen ausgelegt wurden (vgl. Abb. 1), bis die erste Diagonale angefügt war. Nach Vollendung des ersten Feldes am Kämpfer wurde dann die für die Montage des Bogens vorgesehene rückwärtige Verankerung am Endstabe des Obergurtes angelegt. Das Anschlußstück für die Kabel greifen an Bolzen an, die in dem aus fünf dreieckigen Rippenplatten bestehenden Anschlußstück eingebettet sind. Auf der Gegenseite ist das Anschlußstück durch zwei Gelenkbolzen von 685 mm Durchm. am Obergurt befestigt. Die Rückhaltekelabel laufen etwa unter 45° geneigt durch Tunnelkanäle in den Untergrund, wo sie sich

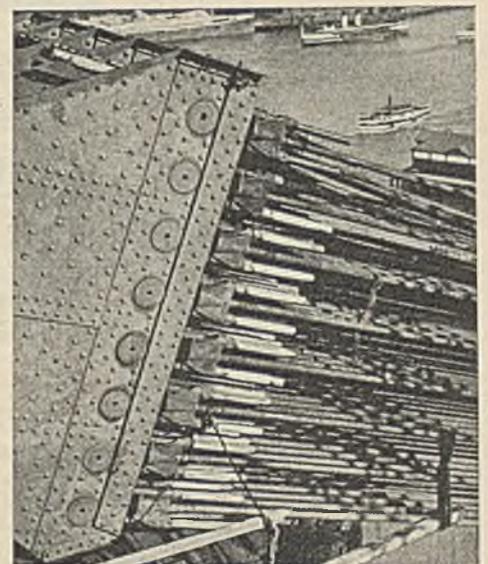


Abb. 2.

unten in einem Quertunnel zu einem geschlossenen Zuggliede von Obergurt zu Obergurt von insgesamt 368 m Länge vereinigen. Hydraulisch verstellbare Lagerungen gestatten später ein Nachlassen der Kabelverankerung beim Schließen des Bogens im Scheitel.

Auf dem Obergurt laufen die in der Abhandlung vom 5. April 1928 in Eng. News-Rec. näher erläuterten Montagekrane, die am Ausleger im Abstände von 12,2 m eine Tragkraft von 120 t haben.

Gegenwärtig ist die Fertigstellung des bereits durch viele Streiks oft unterbrochenen Baues noch nicht abzusehen, obwohl die Montageanordnung einen raschen Bauvorgang ermöglicht hätte.

**Verlegung eines Systems von Kabelleitungsrohren durch den Harlem-Fluß, New York.** Nach Eng. News-Rec. 1930, Bd. 104, Nr. 19, S. 763, wurde im März d. J. ein zusammenhängendes System aus 36 Leitungsrohren von 188 m Gesamtlänge in einem Stück durch das Bett des Harlem-Flusses verlegt. Das System besteht aus 28 Stück 4" und 8 Stück 3 1/2" Eisenrohren, die im Verband in 4 waagerechten und 9 lotrechten Reihen angeordnet sind und zur Aufnahme und Sicherung von Kraft- und Signalkabeln dienen sollen. Die Rohrstränge werden durch 58 Joche, die im Abstände von etwa 3 m angeordnet sind, zusammengefaßt. Das Ganze paßt sich in seiner Länge dem Querschnitt des Flußbettes an, in dem es in eine ausgebaggerte Rinne eingesenkt ist. Die Rohre wurden auf einem Baugerüst am Nordufer (Abb. 1) montiert, von wo das Leitungssystem nach Aufhängung an vier großen Schiffskranen im ganzen eingeschwommen wurde. Die Verteilung der Krane, die Aufhängung und die Festlegung des eingeschwommenen Systems an Anker und Schleppschiffen ist aus Abb. 2 u. 3 ersichtlich.

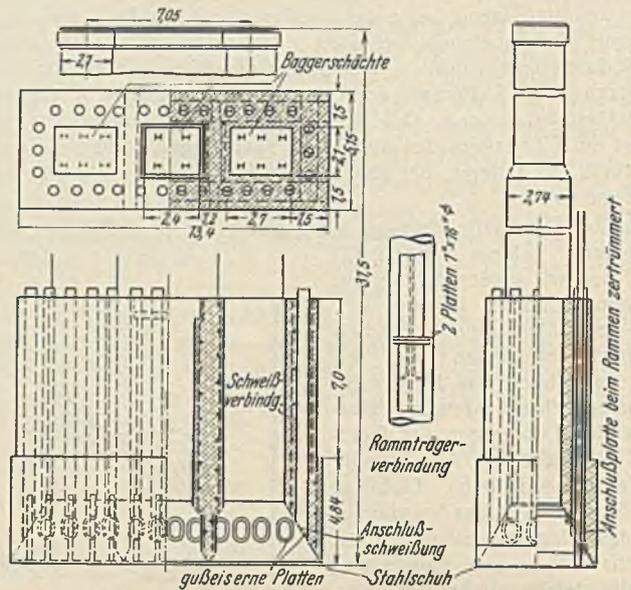


Abb. 1. Senkkasten in Grundriß und Aufriß.

Zunächst wurde die Baustelle des Pfeilers durch eine stählerne Spundwand umgrenzt und in den eingeschlossenen Raum eine Erdfüllung eingebracht, auf der der stählerne Senkkastenfuß montiert wurde. Dieser hat in den schrägen Teilen Aussparungen, an deren Rändern lotrecht gerichtete Stahlrohre durch Schweißung angeschlossen wurden (Abb. 2).



Abb. 1.

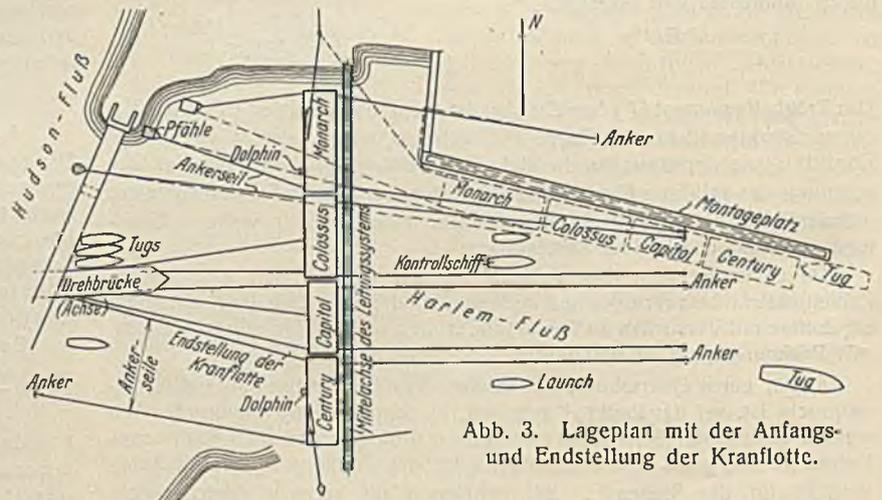


Abb. 3. Lageplan mit der Anfangs- und Endstellung der Kranflotte.

Die Rohrleitungen sind durch Schraubekupplungen und durch Verschweißung verbunden. Ferner haben sie zur Erhöhung der Lebensdauer zwei Farb- und zwei Bitumenanstriche erhalten. Sie sind bis auf eine kurze Strecke an dem felsigen Südufer in lehmigem Untergrund verlegt. Das Einschwimmen und Absenken wurde in wenigen Stunden durchgeführt. Abb. 3 zeigt ein Schaubild des an den Kranen aufgehängten Leitungssystems kurz vor dem Herablassen in das Flußbett. Die Ausführung geschah für die New York Central Railroad-Gesellschaft. Zs.

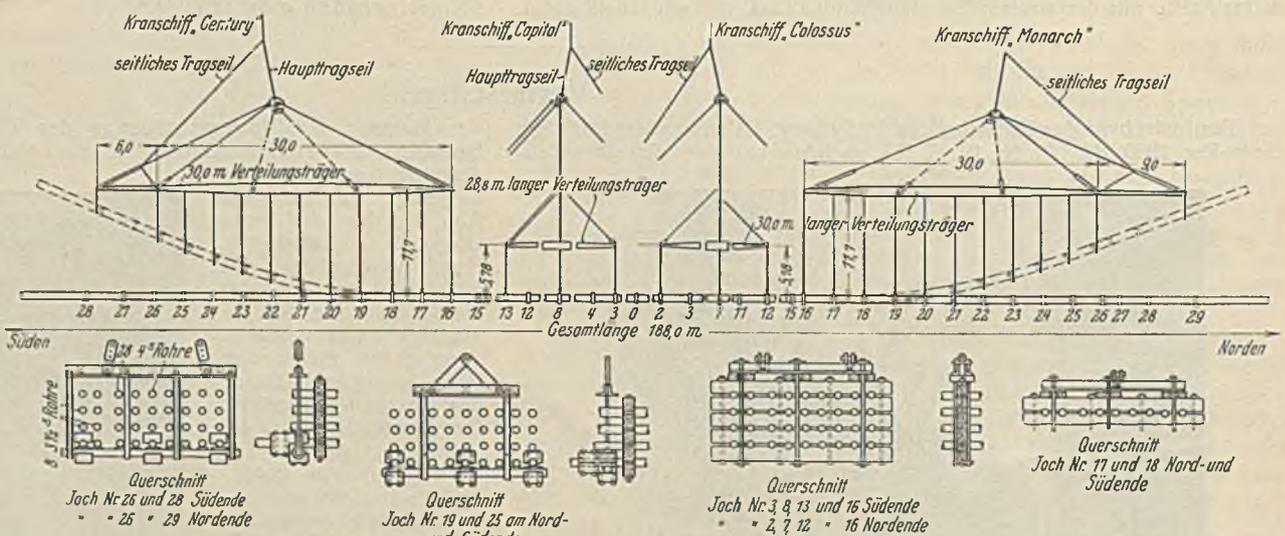


Abb. 2. Verteilung der Krane und Aufhängung des Leitungssystems.

**Senkkasten-Gründung.** In Eng. News-Rec. 1930, Bd. 105, v. 17. Juli, wird über eine neuartige Senkkasten-Gründung berichtet, die beim Bau der Landstraßenbrücke über den Brazos-Fluß bei Chapel Hill, Tex., angewendet wurde. Der in Abb. 1 dargestellte Senkkasten ermöglicht, nach seiner Absenkung durch lotrechte Kanäle in seiner Wandung einen Kranz von Stützpfehlen in den Untergrund einzutreiben. Diese Gründung wurde für die beiden Pfeiler vorgesehen, auf denen die Träger der Hauptöffnung (97,3 m Stützweite) ruhen (Abb. 1).

Danach wurde die Schalung der Wände aufgesetzt und der Beton in Absätzen eingebracht. Für die Erhärtung der einzelnen Absätze waren 48 Stunden als Abbindezeit vorgesehen, ehe die Absenkung vorgenommen wurde. Bei der ersten der beiden Senkkasten-Gründungen geschah die Absenkung zunächst durch Baggerung, bis eine dünne Sandsteinschicht erreicht war. Dann mußte der Innenraum wasserfrei gepumpt werden, damit die Steinschicht unter der Schneide durch Arbeiter beseitigt werden konnte. Da sich bei dem Aushub von Hand ein gleichmäßiges Absenken

des Senkkastens ergab, schickte man bei der zweiten Gründung die Arbeiter schon nach kurzem Ausbaggern in die Arbeitskammer. Nach Durchbrechung der Sandsteinschicht wurde dieser Senkkasten um weitere 11 m durch eine Lehmschicht abgesenkt, bis hartes Steingeröll erreicht war. Um nun den Pfeiler noch besonders standfest zu machen, trieb man H-Träger durch die Förderschächte und durch die Kanäle in den Wänden des Senkkastens in den Untergrund. Die Träger wurden in Längen von etwa 12 m zunächst abgerammt und dann unter Zwischenschaltung je zweier Stahlplatten durch Schweißung verlängert (vgl. Abb. 1). Die an den Stößen eingefügten Stahlplatten dienten gleichzeitig als Kopf beim Eintreiben und als Führung in den Rohrkanälen der Wänden.

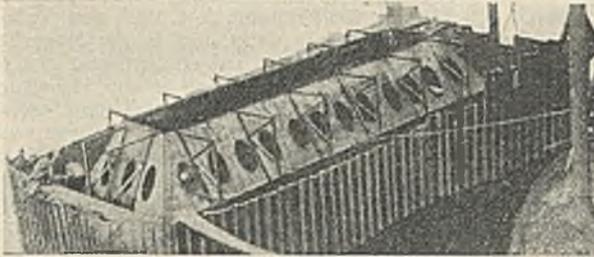


Abb. 2.

Auf diese Weise konnten 30 Träger unter die Wände des Senkkastens gerammt werden. Außerdem wurden noch weitere 16 Träger durch die Förderschächte des Senkkastens eingebracht. Danach wurde die Sohle im Trockenen betoniert, und darauf folgte die Ausfüllung der Rohrkanäle durch eine Betonmischung im Verhältnis 1:2:4. Die äußeren Schächte erhielten eine Füllung im Verhältnis 1:2½:5, während der mittlere Schacht nur mit Steinschlag angefüllt wurde.

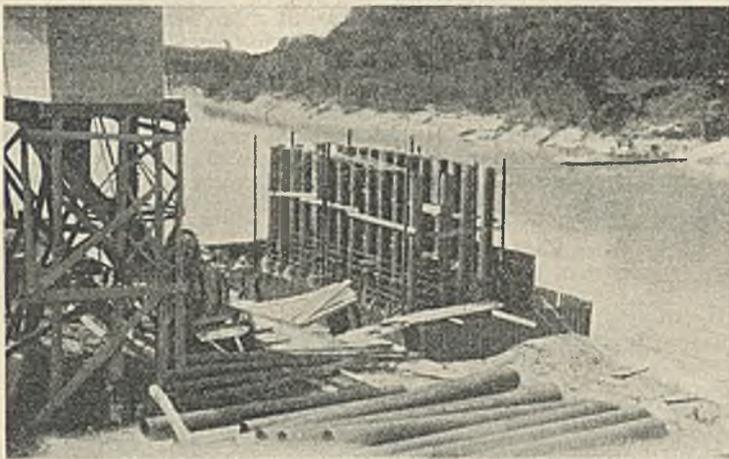


Abb. 3.

Beim Absenken des Senkkastens waren die Aussparungen im Fuß durch abgedichtete Gußeisenplatten verschlossen, die später beim Eintreiben der Träger zertrümmert wurden.

Abb. 3 zeigt schließlich den Senkkasten mit den am Fuße befestigten Führungsrohren während des Absenkens.

**Betonbogenbrücke mit steifer Bewehrung in Watertown.** Nach Eng. News-Rec. 1930, Bd. 104, Nr. 15 v. 10. April, S. 603, wurde in Watertown, N. Y., über den Black-Fluß eine im Jahre 1897 erbaute stählerne Dreigelenkbogenbrücke durch eine Eisenbetonbogenbrücke mit steifer Bewehrung ersetzt, da die alte Straßenbrücke für die neuen Verkehrslasten nicht ausreichend war.

Die alte Brücke hatte eine Spannweite von 50 m bei einer Pfeilhöhe von 4,6 m. Ihre Widerlager stemmten sich gegen die fast lotrechten,

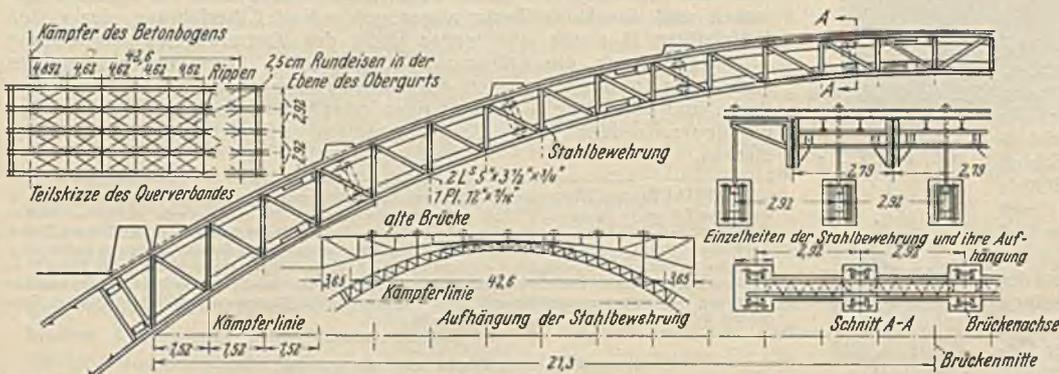


Abb. 2. Einzelheiten der Stahlbewehrung für die Bogenrippen.

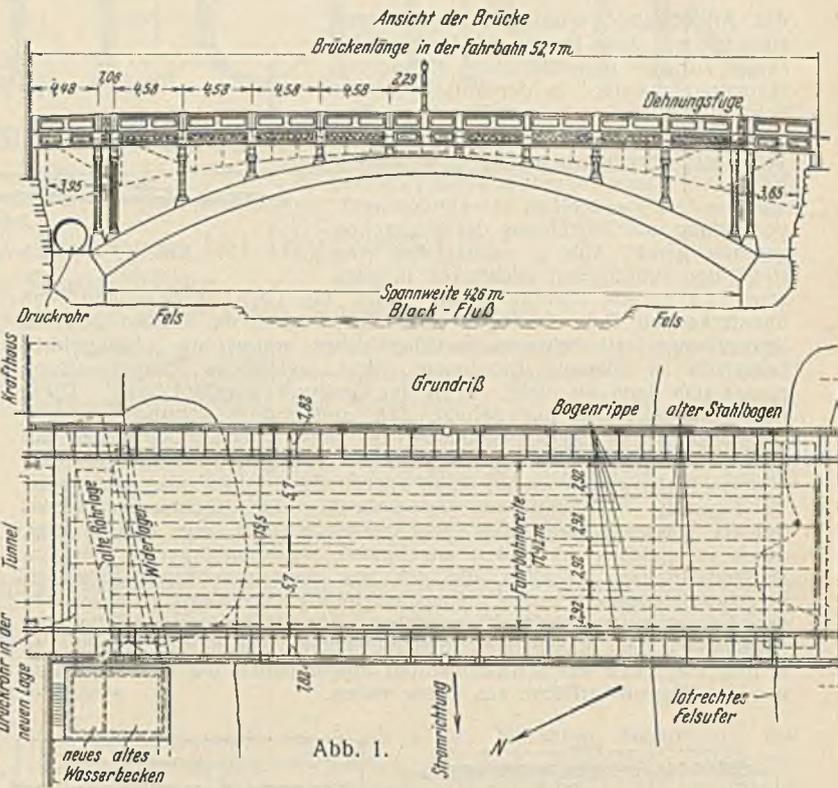


Abb. 1.

nicht besonders festen Felsufer hoch über dem gewöhnlichen Wasserspiegel, während sich an den Seiten des Flußbettes waagerechte, sehr feste Felsbänke befinden. Das mittlere Flußbett ist tief und mit Geröll angefüllt. Am Nordende der Brücke liegt ein privates Kraftwerk mit Turbinenanlage, das mit dem Brückenbau umgebaut werden mußte.

Aus dieser Sachlage ergab sich die aus Abb. 1 ersichtliche Neukonstruktion unmittelbar unter der alten Straßenbrücke. Diese war in einzelnen Teilen nicht stark genug, um einen Eisenbetonbogen in der Schalung während der Bauausführung daran anzuhängen, wohl aber reichte ihre Tragfähigkeit zum Aufhängen einer steifen Stahlbewehrung für die Tragrippen der neuen Betonbrücke, wodurch sich für diese eine einfache Montage ergab. Die Stahlbewehrung wurde gemäß Abb. 2 als gelenkloser Bogen ausgeführt und in den neuen, auf die Uferbänke aufgesetzten Fundamenten beiderseits fest eingespannt.

Beim Bau des nördlichen Widerlagers ergab sich die Neuausführung des Wasserbeckens und die Verlegung des Druckrohres der Turbinenanlage, wie aus Abb. 1 zu erkennen ist.

Die Schalung für die neue Brücke wurde dann an die steife Bewehrung der Bogenrippen gemäß Abb. 3 angehängt, worauf unter schrittweiser Beseitigung der alten Stahlbrücke die Betonierung in raschem Arbeitsgang ausgeführt werden konnte. Um eine gute Ummantelung der Stahlbewehrung mit Beton zu erreichen, wurden die waagerechten Schenkel der Gurtwinkel nach der Rippenachse hin angeordnet (vgl. Abb. 3).

**Verlegung einer Gasleitung durch den Hudson-Fluß.** Nach Eng. News-Rec. 1930, Bd. 104, Nr. 20, vom 15. Mai, S. 810, wurde von der Central Hudson Gas & Electric Corp. eine 19 engl. Meilen = 29 km lange Gasleitung gelegt, die zwischen den Städten Beacon und Newburgh, N. Y., den Hudson-Fluß in einer Länge von 1980 m durchquert. Die Verlegung der Leitung durch den Fluß wurde von der L. E. Myers Construction Co., Inc., New York, in 11 Tagen 7 Stunden durchgeführt.

Die Flußtiefe schwankt an der Baustelle zwischen 6 und 15 m. Die Rohrleitung wurde aus 12 m langen Stücken von 200 mm  $\phi$  gefertigt, die zu einem zusammenhängenden Strang durch Schweißung laufend aneinandergefügt und in den Fluß abgesenkt wurden. Zur Ausführung

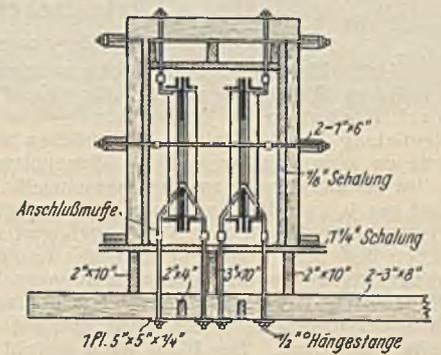


Abb. 3. Schalung für die Rippen im Querschnitt.

