

# DIE BAUTECHNIK

## Zweigenelkbogen als neue Hauptträger für die Fahrbahn einer alten Fachwerkbrücke zur Abstufung überhängender Widerlagmauern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Kurt Schreiner, Dresden.

Über den Umbau der Neißbrücken auf der Strecke Zittau—Nikrisch, und zwar insbesondere über den Umbau der einen dieser Brücken habe ich in Bautechn. 1933, Heft 23, S. 291 ff. berichtet. Inzwischen ist auch die zweite Brücke als Bogenbrücke umgebaut worden. Hierüber soll im folgenden das wichtigste mitgeteilt werden.

Die Brücke im alten Zustande zeigt Abb. 1. Sie hatte eine Stützweite von rd. 50 m. Die S.-O. liegt angenähert 14 bis 15 m über der Flußsohle und ungefähr 12 m über den Wegen, die an beiden Widerlagmauern vorbeiführen. Auch für diesen Umbau waren folgende Gründe maßgebend:

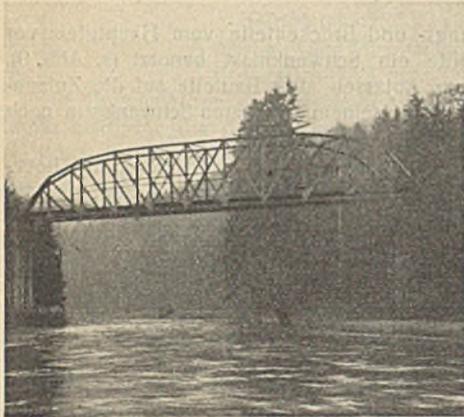


Abb. 1. Bild der alten Brücke.

1. Zu hohe Spannungen in den Gurten, Wandstäben und ihren Anschlüssen, den Querträgern, den Längsträgern und den Verbänden (Flacheisenstreben und Untergurte).

2. Die allgemeine Verbesserung der Gleislage. — Während im alten Zustande das Gleis auf der Brücke in der Geraden lag, ist jetzt ein Gleisbogen mit Halbmesser  $r = 1000$  m vorhanden. — Auch diesmal machte sich deswegen eine seitliche Verdrehung der alten Brücke notwendig.

3. Hohe Spannungen in den Widerlagern — Mauern wie auch Baugrund — besonders wieder unter Berücksichtigung der hohen Brems- und Anfahrkräfte, wie sie bei schweren Lastenzügen in Zukunft etwa zu erwarten sein werden. — Wie bei der zuerst beschriebenen Neißbrücke ist ein Widerlager rd. 17 m hoch auf Kiesboden (Abb. 2 Zittauer Seite) und das andere auf Felsen 14 m hoch aufgeführt. Das feste Lager der alten Brücke lag auf dem auf Fels gegründeten Widerlager. Der Überhang der Mauern beträgt über dem Baugrunde gemessen 39 bzw. 26 cm. Es ließ sich nicht ermitteln, wann der Überhang aufgetreten ist; eine starke Verschiebung der beweglichen Lager nach der Kammer hin war jedoch aufgetreten, obgleich seit etwa 30 Jahren eine nennenswerte Bewegung der Mauern nicht gemessen worden ist.

Der Zustand der Mauern aus Bruchstein (Granitstein mit sehr gutem Kalkmörtel) war gut. Die Beanspruchung von Mauerwerk und Baugrund, für die mit einer weitgehenden Lastverteilung durch die gut anschließenden Flügelmauern gerechnet werden durfte, war jedoch so hoch, daß auf jeden Fall vermieden werden mußte, durch schwerere Auflasten und erhöhte Bremskräfte eine ungünstigere Spannungsverteilung herbeizuführen.

Die gleichen Erwägungen wie bei der ersten Neißbrücke für die Wahl des Trägersystems führten auch hier zu einer Bogenbrücke. Dabei konnte ich mir die eingehenden Untersuchungen bei der ersten Brücke zunutze machen, die gezeigt haben, daß es richtiger ist, bei der Unter-

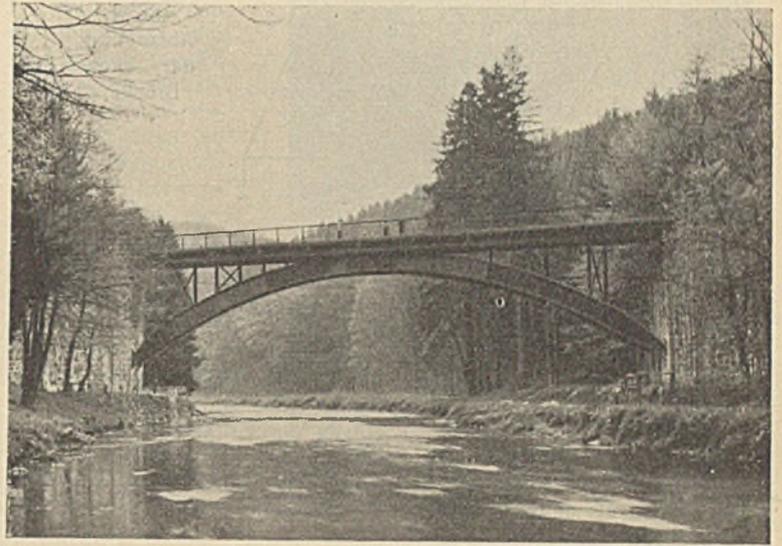


Abb. 3. Bild der neuen Brücke.

suchung breiter und langer Widerlagmauern nicht Spannungen gegenüberzustellen, die unter Zuhilfenahme einer mehr oder weniger doch nach Gutdünken gewählten Verteilungsbreite ermittelt sind, sondern Spannungskurven zu bestimmen. Diese Spannungskurven<sup>1)</sup> geben die Spannung bei jeder Wahl der Verteilungsbreite an.

<sup>1)</sup> s. Bautechn. 1933, Heft 23, S. 292, r. Sp.

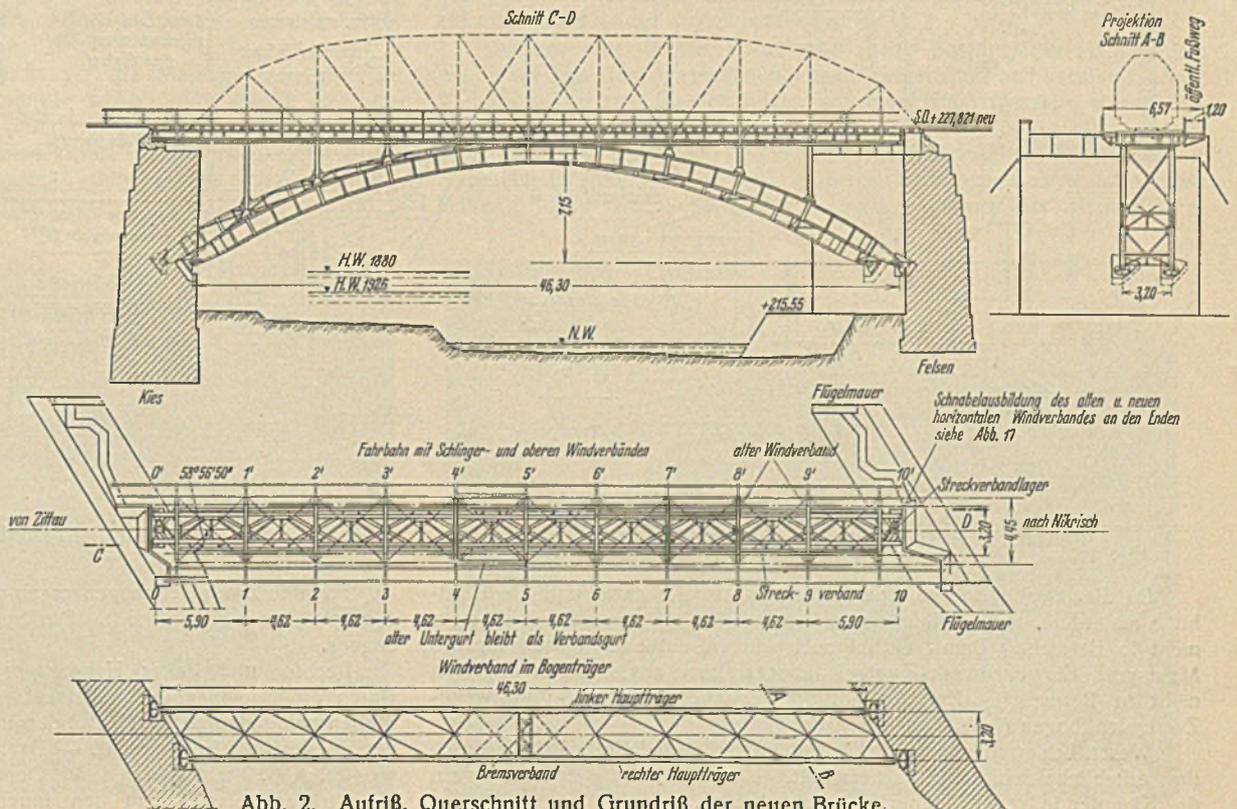


Abb. 2. Aufriß, Querschnitt und Grundriß der neuen Brücke.



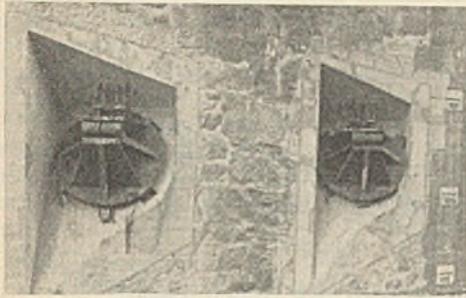


Abb. 7. Die Kämpferlager.

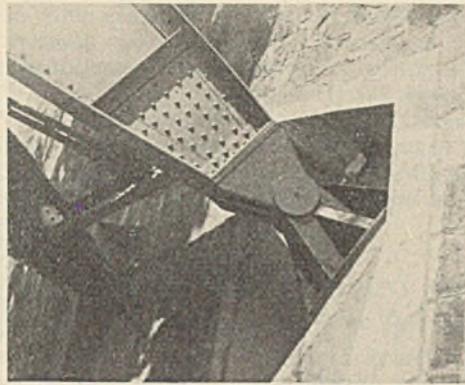


Abb. 8. Kämpferlager mit Bogenenden.

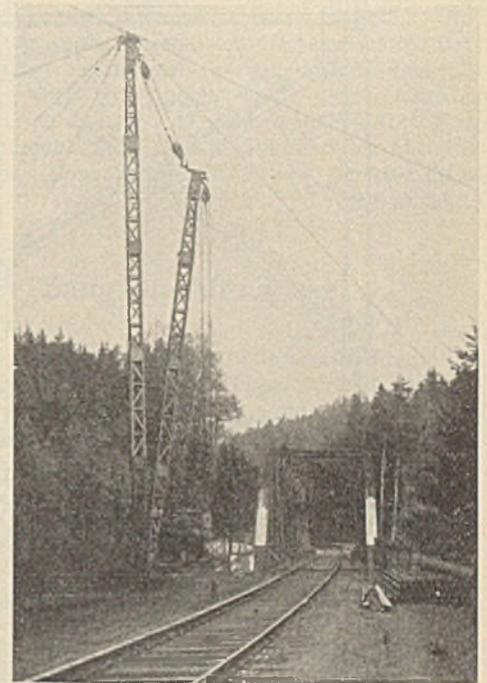


Abb. 9. Der Schwenkmast.

beachten, daß die Zusatzkräfte aus den Verbänden den äußeren Träger weit ungünstiger als den inneren beanspruchen. Der Einfluß dieser Zusatzkräfte wurde ausführlich untersucht.

Es wurde eine eingehende Berechnung des Einflusses der beim Zweigelenkbogen auftretenden zusätzlichen Beanspruchung durch waagerechte Kräfte aufgestellt. Man hatte es ja auch hier mit einer hohen und schmalen Brücke zu tun, wie aus den folgenden Angaben zu erkennen ist.

Kämpferabstand  $l_K$  46,30 m,  
Abstand der Hauptträger  $a$  3,20 m,  
Bogenstich 7,15 m.

Im Gegensatz zu dem versteiften Stabbogen waren jedoch die Zusatzkräfte nicht für die Bemessung des Zweigelenkbogens ausschlaggebend. Natürlich ist hierfür die Annahme von erheblicher Bedeutung, nach der man die seitlichen Kräfte auf die Verbände unter der Fahrbahn und auf die Bogenverbände verteilt.

Beide Bogenträger haben Stegbleche 1400 · 12 und Gurtwinkel 160 · 160 · 15 (s. Abb. 12). Während der stärker beanspruchte, äußere rechte Träger bis zu drei Lamellen 380 · 16 aufweist, sind beim linken Träger eine Lamelle 380 · 14 und bis zu zwei Lamellen 380 · 12 gewählt worden. Die Ersparnis, die bei der verschiedenen Berechnung beider Hauptträger erzielt wurde, bestand jedoch nicht nur in der Wahl schwächerer Lamellen und Gurtwinkel, sondern auch in der für beide Hauptträger getrennt durchgeführten Bestimmung der Gurtplattenlängen.

Von einer Darstellung der Einflußlinien für die Kernmomente wurde Abstand genommen, da für den Vorentwurf Einflußlinien für Normalkräfte und Schwerpunktmente gezeichnet worden waren. Unter Berücksichtigung der größten Momente und Längskräfte wurden die Randspannungen ermittelt. Die höchsten Wechselbeanspruchungen wurden

mit Hilfe der größten Randspannungen  $(\sigma^+ \pm 0,5 \sigma^-)$  errechnet. Eine

wesentliche Zeitersparnis ist jedoch bei diesem Verfahren nicht zu erzielen. Ein Vergleich der zur Stichprobe mit einer Einflußlinie für die Kernpunktmente aufgestellt wurde, ergab kaum nennenswerte Unterschiede bei beiden Berechnungsarten.

Die Stöße wurden mit Rücksicht auf die Montage gewählt. Ein Universalstoß befindet sich in Bogenmitte (s. Abb. 18 b). Durch die Stegblechlaschen ist das Stegblech in voller Höhe gedeckt. Die Gurtwinkel gehen nur bis an die Stegblechlaschen heran. Jeder Schenkel ist durch eine besondere Flacheisenlasche gedeckt, der fehlende Teil des waagerechten Schenkels ist durch ein Futter ersetzt.

An den Enden waren somit vor der Stoßdeckung nur die Stegbleche vorhanden. Bei den Stößen angenähert in den Viertelpunkten (s. Abb. 12) hat man mit Rücksicht darauf, daß die Konstruktion in der Werkstatt soweit als

möglich fertiggestellt werden konnte, davon abgesehen, das Stegblech in voller Höhe zu laschen. Die Decklaschen auf den lotrechten Gurtwinkelschenkeln hätten nämlich sonst noch bis unter die nächsten Aussteifungswinkel gereicht (s. Abb. 12). Von der Mehrarbeit auf der Baustelle abgesehen, wären noch weitere Futter unter diesen Winkeln von der Dicke der Decklaschen notwendig geworden. Auf diesem Wege blieb die Zahl der für diesen Stoß erforderlichen Baustellenniete am niedrigsten. Die Gurtwinkel mußten mit Rücksicht auf die Montage an der gleichen Stelle gestoßen werden.

Die Bogenenden verjüngen sich zunächst einmal mit Rücksicht auf das bessere Aussehen. Außerdem ist eine bessere Zuleitung des Druckes zum Kämpfer gegeben, wenn Stegblech und Gurtwinkel unmittelbar auf die obere Platte des Kämpferlagers stoßen (s. Abb. 12).

Drei Lamellen sind beim äußeren Hauptträger neben den Viertelpunkten zum Querschnitt erforderlich. Im Scheitel dient die dritte Lamelle zur Stoßdeckung. — In den Viertelpunkten sind die Stöße der Gurtlamellen in Form eines Treppenstoßes angeordnet. — Beim linken Hauptträger genügte im Scheitel sogar nur eine Gurtplatte, während die zweite nur auf eine kurze Länge zur Stoßdeckung dient.

Der aus zwei Teilen bestehende halbe Bogen jedes Hauptträgers wurde auf dem Gerüst zusammengebaut, ausgerichtet und vernietet. Nach Abnietung von zwei halben Bogen auf eine Widerlagerseite wurden die Enden mit dem Lageroberteil durch Seilzüge, die an der alten Brücke befestigt waren, angehoben und in die vorher aufgestellten Lagerunterteile eingesetzt (s. Abb. 10). In zwei größeren Betriebspausen wurden diese halben Bogen durch Seilzüge, die am Obergurt der alten Brücke

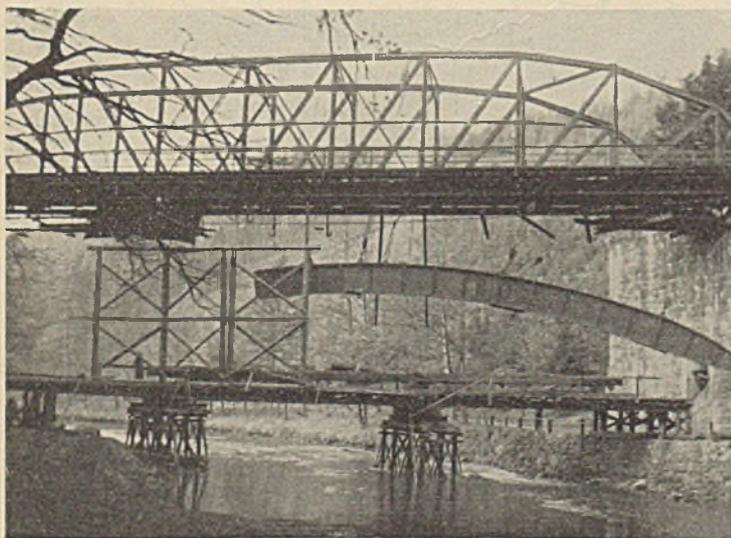


Abb. 10. Anheben eines Bogenteiles.

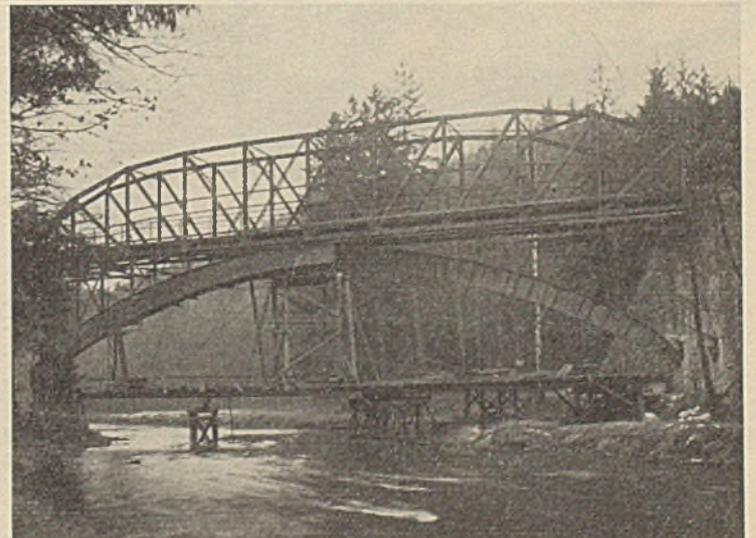


Abb. 11. Abstützen der Bogenhälften.

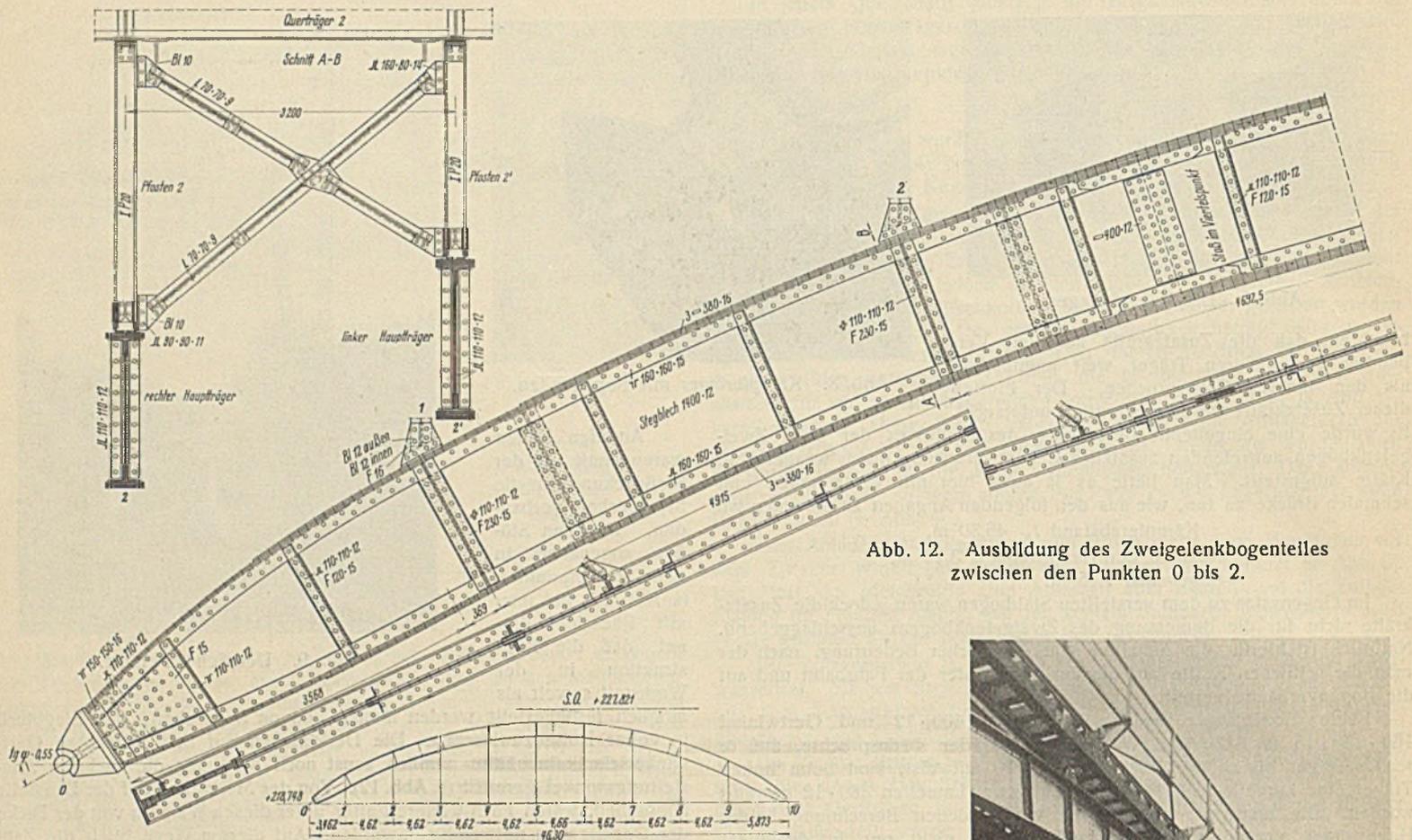


Abb. 12. Ausbildung des Zweigelenbogenteiles zwischen den Punkten 0 bis 2.

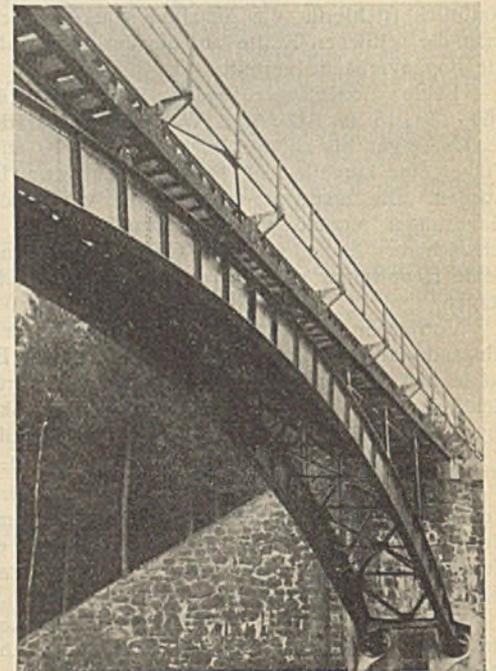


Abb. 13a. Untersicht der neuen Brücke (Bogenverbände). Neuer Gangsteg noch nicht abgedeckt.

angebracht waren, um das Kämpfergelenk als Drehpunkt hochgezogen. Der obenerwähnte, vorher fertiggestellte Holzbock wurde vorgeschoben, um beide Bogenhälften darauf ablassen zu können (s. Abb. 11). Wie schon gesagt, durften schwerere Konstruktionsteile nur an der nicht belasteten alten Brücke angehängt werden. Zur Einstellung der richtigen Höhenlage des freischwebenden Bogenendes dienten Kopfschrauben auf dem Gerüst. Zur Wahrung der Seitensteifigkeit der einzelstehenden Tragwände und zur Verhütung des Ausknickens ihrer Druckgurte wurden noch Zwischenstützen aufgestellt. Zu dem gleichen Zwecke diente während des Hochziehens auch ein zweiter Flaschenzug, der außerdem noch die

Aufgabe hatte, ein Abspringen des Kämpferendes zu verhüten. Ferner war der Hauptzug absichtlich nicht an dem freien Ende der Bogenhälfte angebracht, damit durch ein Kragstück eine

beiden anderen Bogenhälften aufgestellt. Da in Brückenmitte ein Universalstoß angeordnet ist, war es nur nötig, die hochziehenden Bogenstücke 12 mm (Stegblechdicke) neben der endgültigen Hauptträgerachse zu heben, um von den auf dem Bocke ruhenden Bogenenden frei zu bleiben. Das Anheben der Bogen mit Hilfe leistungsfähiger elektrischer Winden erforderte etwa je 5 bis 10 min, das Absteifen der Bogenenteile, Ver-

Verminderung der Druckbeanspruchung wie auch der fraglichen Knicklänge durch den Spannungswechsel in den Gurten eintrat. Sobald als möglich, wurden einige Querverbindungen zwischen die aufgestellten, benachbarten Hälften eingezogen, um die erforderliche Seitensteifigkeit zu gewährleisten.

In der gleichen Weise wurden die

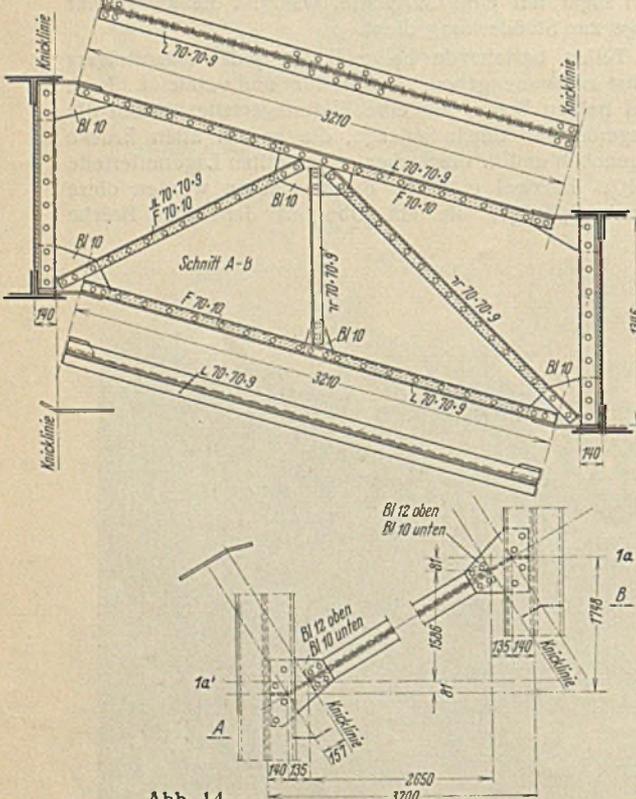


Abb. 14. Schräger Querverband zwischen den Punkten 1 bis 1'.



Abb. 13. Querverbände zwischen den Zweigelenbogen.

schieben des Rüstbockes und Absetzen der ersten Bogenenden je 1 bis 1½ Stunden Zeit. Nachdem alle Bogenteile sich in ihrer endgültigen Lage befanden, wurden die Mittelstöße vollständig verlascht. Das Ausrichten der Hauptträger konnte bequem von der Zulagerstützung aus vorgenommen werden.

Nunmehr wurden die Querverbände und der Verband zwischen den Obergurten der Bogen eingebracht. Die Durchbildung dieser Verbände verursachte der schiefen Brücke wegen erhebliche Schwierigkeiten. Die Querverbände (Abb. 13, 13a u. 14) wurden parallel zu den Widerlagern gelegt,

so, daß ihre Achse sich mit der Achse des darüberliegenden Querträgers und der Brückenachse im Grundriß jedesmal schneidet (s. Abb. 2, Grundriß). Durch diese Anordnung wurde erreicht, daß die benachbarten Hauptträger in gleicher Höhenlage miteinander verbunden sind. Leider war es auch auf diesem Wege noch nicht möglich, eine gleichmäßige Ausbildung aller Querverbände zu erzielen. Die erforderlichen Abbiegungen und Verwindungen der Knotenbleche blieben jedoch bei dieser Ausführung so schwach als möglich. Doppelwinkel 70° 70' genügen für alle Stäbe der Querverbände. (Schluß folgt.)

## Der Neubau des Gemischten Gerichtshofs in Kairo und die Baugrundforschung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. chr. G. de Thierry, Berlin.

### I. Vorgeschichte, Beschaffenheit des Baugrundes und Grundwasser- verhältnisse.

Der Neubau für den Gemischten Gerichtshof in Kairo wurde im Jahre 1925 in Angriff genommen. Als Bauplatz wurde eine Stelle gewählt, die, unweit vom jetzigen Verkehrszentrum der Stadt, in früherer Zeit von den Wasserwerken der Stadt Kairo eingenommen und in alter Zeit vom Nil durchflossen gewesen zu sein scheint. Die Gründungsarbeiten umfaßten zunächst die Beseitigung der Fundamente der alten Gebäude des Wasserwerks (Verwaltungs- und Maschinengebäude), Wiederauffüllung des Geländes und Einbringen von Simplex-Pfählen. Diese Arbeiten nahmen die Zeit von 1925 bis 1927 in Anspruch, so daß die Errichtung des Hochbaues, der eine Grundfläche von 9000 m² aufweist, im September 1927 in Angriff genommen werden konnte. Beendet wurde der Bau im Juli 1929. Im Dezember 1930 führten eingetretene Risse und Setzungen zu eingehenderen Untersuchungen und Messungen.

Der Haupteingang des Gebäudes (Abb. 1 bis 2a) befindet sich auf der Ostseite. Hinter der Säulenreihe des Peristyls befindet sich die Vorhalle, an die sich ein Gang, als „Jube“ bezeichnet, anschließt, der um den mittleren Teil des Gebäudes herumführt. Hinter dem Jube und in der Achse des Baues ist eine Wandelhalle von 16 m lichter Weite mit einem Kuppelbau in der Mitte, der der Höhe nach bis zum Dach hinaufreicht, angeordnet. Das Gewölbe, das die Decke dieser Wandelhalle bildet, ist an Eisenbetonträgern aufgehängt, die ihr Auflager auf den Seitenmauern haben. Nach der Westseite ist die Wandelhalle durch einen großen Sitzungssaal abgeschlossen, dessen Eingang in der Achse des Gebäudes liegt. Eine Eigentümlichkeit des Baues sind seine Dehnungsfugen (s. Abb. 1): Die östliche Fuge ist durch die Hauptpfeiler des Mittelteils der Wandelhalle nach Norden hin symmetrisch zur Querachse des Kuppelbaues durch das ganze Bauwerk hindurchgeführt. Die westliche Dehnungsfuge ist im südlichen Teile nach dem Hof Nr. 6, einer

künftigen Erweiterung, geführt, während sie in ihrem weiteren Verlauf symmetrisch zur Querachse, wie die östliche Fuge, verläuft. Die Dehnungsfugen sind jedoch in senkrechter Richtung nicht durch das Fundament durchgeführt; sie sind wohl mehr mit Rücksicht auf Temperatureinflüsse als auf Setzungen angeordnet.



Abb. 2a. Ansicht der Ostfassade.

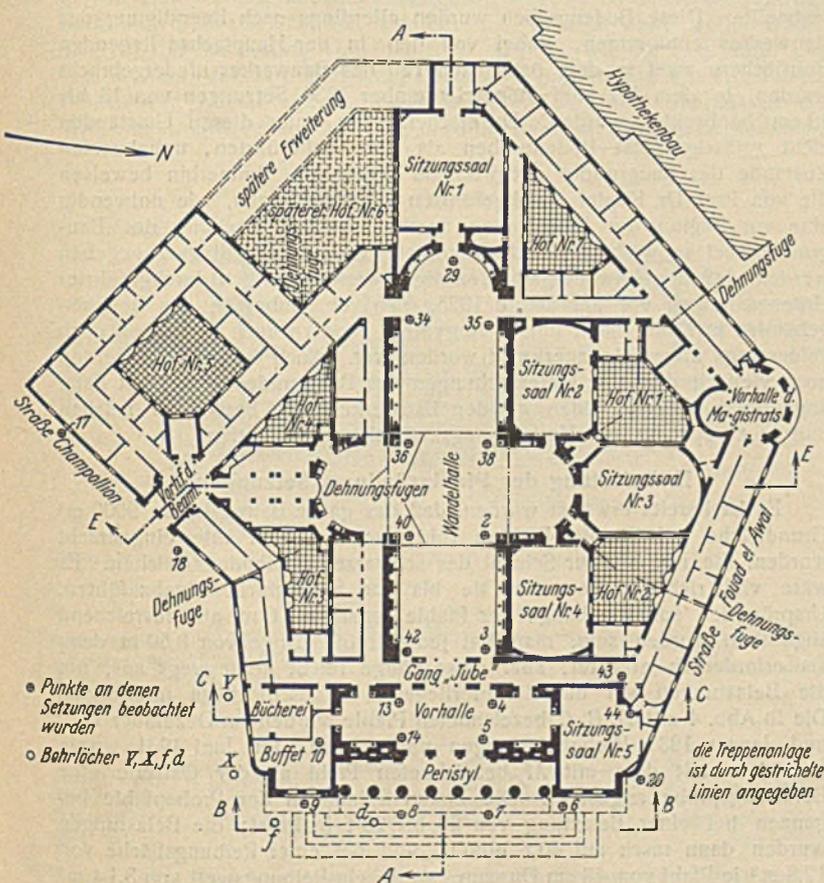


Abb. 1. Grundriß im Erdgeschoß.

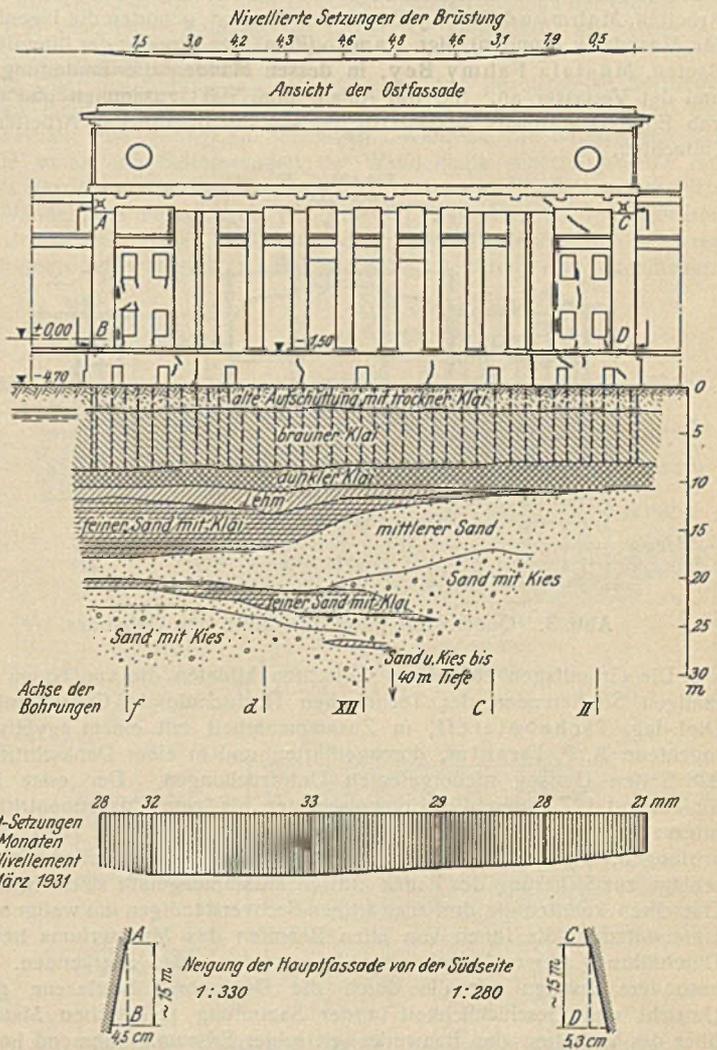


Abb. 2. Ostfassade, Bodenbeschaffenheit, Setzungen.

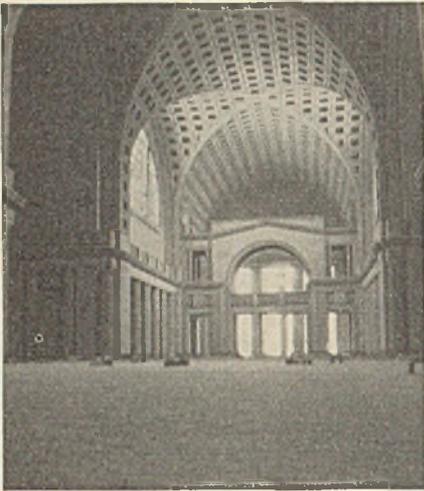


Abb. 3a. Blick gegen Osten aus der Wandelhalle.

Im März 1931, also 20 Monate nach Fertigstellung des Baues, aber bevor er in Gebrauch genommen wurde, begann man durch systematische Nivellements und durch Bohrungen die Beziehungen zwischen den eingetretenen Setzungen und der Beschaffenheit des Baugrundes zu erforschen. Die ersten, im Dezember 1930 vor der Ostfassade, längs deren sich die Setzungen besonders stark bemerkbar machten, vorgenommenen Bohrungen ergaben, daß die Oberfläche der Sandschicht, die von Klei-Schichten überlagert ist, eine wechselnde Höhenlage hat. Von Oktober bis

Dezember 1931 wurden etwa 35 Bohrlöcher bis zu 14 und 30 m Tiefe hinabgebracht. Von diesen 35 Bohrlöchern wurden nicht weniger als 20 östlich vom Gang „Jube“ angelegt. Die Ergebnisse dieser Messungen und Untersuchungen wurden im November 1931 einer Reihe von in- und ausländischen Baufirmen mitgeteilt mit der Aufforderung, der Regierung Vorschläge für die Sicherung des Bauwerkes zu unterbreiten. Eine von der Regierung eingesetzte Kommission prüfte die bis zum 15. März 1932 eingereichten Entwürfe und stellte einen Vertragsentwurf mit sehr weitgehenden Forderungen hinsichtlich der Garantieverpflichtungen auf. Nur zwei der Firmen, die sich an der ersten Ausschreibung beteiligt hatten, neben zwei neu hinzugekommenen Baufirmen, erklärten sich zur Unterzeichnung des Vertrages bereit. Der Regierung waren inzwischen Zweifel über Zweckmäßigkeit und Durchführbarkeit der vorgeschlagenen Maßnahmen aufgestiegen. Im März 1933 wurde daher die Berufung einer dreigliedrigen internationalen Kommission beschlossen. Dieser Kommission, deren Vorsitz dem Unterstaatssekretär im Ministerium der öffentlichen Arbeiten, Mahmoud Fahmy Bey anvertraut war, gehörten die Ingenieure Mr. Vawdrey (London), Sigr. Kambo (Rom), der Direktor der öffentlichen Bauten, Mustafa Fahmy Bey, in dessen Händen die Bauleitung lag, und der Verfasser an. Sie trat Anfang Juni 1933 zusammen und übergab Ende des Monats dem Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten ihr Gutachten.

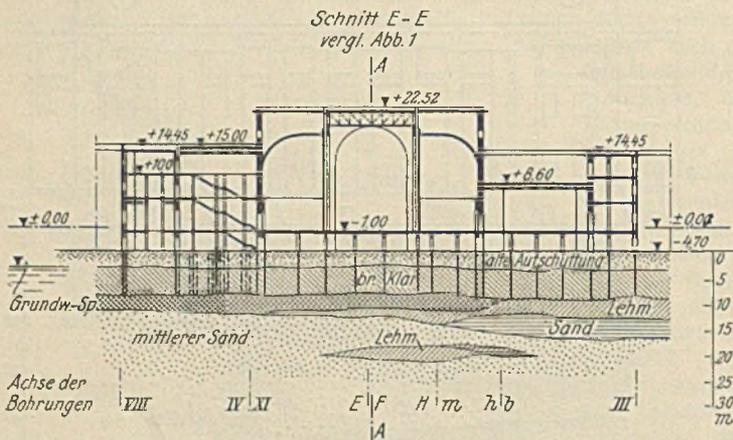


Abb. 3. Querschnitt durch die Mitte des Gebäudes.

Die Grundlagen zu diesem Gutachten bildeten die von einem ehemaligen Studierenden der Technischen Hochschule in Charlottenburg, Dipl.-Ing. Tschebotareff, in Zusammenarbeit mit einem ägyptischen Ingenieur, A. F. Ibrahim, durchgeführten und in einer Denkschrift von 228 Seiten Umfang niedergelegten Untersuchungen. Der erste Band umfaßt auf 127 Seiten die Ergebnisse der bis zum Zusammentritt der Internationalen Kommission vorgenommenen Messungen und Beobachtungen, während in einem zweiten Bande von 101 Seiten die Vorschläge zur Sicherung des Baues kritisch zusammengefaßt sind. In ihrem Gutachten konnten die drei auswärtigen Sachverständigen die weitgehende Unterstützung, die ihnen von allen Beamten des Ministeriums bei der Durchführung ihrer Aufgabe zuteil geworden war, anerkennen. Insbesondere mußten wir die durch die Denkschrift bewiesene große Umsicht und Geschicklichkeit in der Sammlung technischen Materials über das Verhalten des Bauwerkes seit seiner Erbauung rühmend hervorheben.

Auf Grund der an 45 Festpunkten im Laufe zweier Jahre (von März 1931 bis März 1933) gemessenen Setzungen des Gebäudes sind die Kurven gleicher Setzungen in Abb. 7 aufgezeichnet worden. Die in einzelnen Festpunktgruppen gemessenen mittleren Setzungen sind auch in Setzungskurven (Abb. 9) dargestellt, wobei allerdings zu bemerken ist, daß als Nullpunkt dieser Kurven ein Punkt angenommen wurde, der, sowohl der Zeit wie der Höhe nach, nicht mit dem Eintritt der Setzungen zusammenfällt, da das Auftreten von Setzungen und Rissen erst Ende 1930 systematisch beobachtet wurde. Die genannten (in Abb. 9 dargestellten) Kurven sind dem Verfasser übersandt und durch weitere, nach Erstattung des Gutachtens vorgenommene Messungen ergänzt worden. Hierauf soll später eingegangen werden.

Die Ende 1931 vorgenommenen Bohrungen ergaben, daß über dem, allerdings mit den steigenden und fallenden Nilwasserständen schwankenden Grundwasserstände eine durchschnittlich 3 m dicke Schicht des Baugrundes zum Teil altem Aufschüttungsmaterial und einer trockenen Klei-Schicht von geringer Wasserdurchlässigkeit vorhanden ist. Die Beschaffenheit dieser oberen Schicht ist stark wechselnd, weil neben sorgfältig ausgesuchtem Aufschüttungsmaterial aus jüngster Zeit sich Überbleibsel alter Straßen, Kanalisationen u. a. m. vorfinden. Diese Aufschüttung reicht z. B. dort, wo die Pumpstationen des alten Wasserwerkes lagen, bis zu 7 m unter Gelände. Die unter der Aufschüttung liegenden Schichten rühren zweifellos von alten Ablagerungen des Nils her.

Die Wasserstände des Nils schwanken innerhalb Kairo zwischen Niedrigwasser und Hochwasser, das sich mit großer Regelmäßigkeit Ende August jeden Jahres einstellt, um etwa 4,5 m. Die Grundwasserstände an der Baustelle dagegen schwanken zwischen 0,75 m im westlichen Teile und 0,50 m im östlichen Teile des Bauplatzes und folgen mit geringer zeitlicher Verschiebung dem Steigen und Fallen des Nils. Ein Zusammenhang zwischen den Schwankungen des Grundwasserstandes und den beobachteten Setzungen ist aber nicht nachweisbar.

Das Grundwasser ist auch chemisch untersucht worden. Die chemische Analyse ergab die Anwesenheit nennenswerter Mengen von  $\text{SO}_3$ ,  $\text{MgO}$  und Spuren von  $\text{CO}_2$ .

Unter dem Grundwasserspiegel findet sich eine Schicht von 5 bis 8 m Dicke von steifem, wenig durchlässigem braunem Kleiboden. Darunter liegt eine Schicht von wechselnder Dicke von stark wasser- und sandhaltigem welchem Klei, die auf einer mit Kies vermischten Sandschicht ruht, diese wird in einer Tiefe von 11 bis 18 m unter Gelände angetroffen und reicht bis zu mehr als 40 m Tiefe.

Die Bauunternehmung G. Rodio & Co., Mailand, die sich an der ersten und zweiten Ausschreibung beteiligte, hatte Bodenproben dem Forschungsinstitut von Prof. Dr. Kögler in Freiberg eingesandt, der bei dem weichen Kleiboden in 8 bis 11 m Tiefe einen mittleren Wassergehalt von 43,4 % bei einer zwischen 40 und 51 % liegenden Fließgrenze feststellte. Diese Bodenproben wurden allerdings nach Beendigung des Bauwerkes entnommen, wobei von den in der Hauptachse liegenden Bohrlöchern zwei in dem östlichsten Teil des Bauwerkes niedergebracht wurden, in dem bis zum Monat Dezember 1930 Setzungen von 13 bis 19 cm beobachtet wurden. Es erscheint mir unter diesen Umständen nicht zulässig, diese Bodenproben als dem unberührten, unbelasteten Zustande des Baugrundes entsprechend anzusehen. Immerhin beweisen die von Prof. Dr. Kögler durchgeführten Untersuchungen, wie notwendig eine vor Beginn der Bauarbeiten durchgeführte Erforschung des Baugrundes bei so wichtigen Bauwerken ist. Es muß allerdings zugegeben werden, daß die Notwendigkeit derartiger wissenschaftlich durchgeführter Untersuchungen vor dem Jahre 1925, also vor Baubeginn des Gerichtshofes in Kairo, nicht nur in Ägypten, sondern auch in Europa noch keineswegs allgemein anerkannt worden war. Auch heutzutage werden noch vielfach derartige Untersuchungen des Baugrundes leider erst dann angeordnet, wenn Schäden an den Bauwerken sich bemerkbar machen und es zu spät ist, um Vorbeugungsmaßnahmen zu treffen.

## II. Belastung der Pfahlgründung, Setzungen.

Es ist bereits erwähnt worden, daß das ganze Bauwerk von 9000 m<sup>2</sup> Grundfläche auf Simplex-Pfählen ruht, wobei 1700 Pfähle eingebracht wurden, die nur bis zur Schicht des schwarzen Kleibodens reichen. Es wäre viel richtiger gewesen, sie bis zur Sandschicht hinabzuführen. Ursprünglich soll die Länge der Pfähle sogar mit 6 m als ausreichend angesehen worden sein, man hat jedoch eine Länge von 8,50 m dann als erforderlich erachtet; aber diese Länge reicht keineswegs aus, um die Belastungen auf die darunterliegende Sandschicht zu übertragen. Die in Abb. 4 mit A, B, C bezeichneten Pfähle wurden im Dezember 1930 und Januar 1931 Probebelastungen unterworfen. Im Juni 1931 wurde außerdem mit dem mit M bezeichneten Pfahl an der Ostseite eine Belastungsprobe angestellt. Die ersten Setzungen der Probepfähle begannen bei einer Belastung von 20 bis 25 t je Pfahl; die Belastungen wurden dann rasch auf 40 t erhöht, und bei einer Reibungsfläche von 12,8 m<sup>2</sup> je Pfahl von 48 cm Durchm. wurde ein Reibungswert von 3,1 t/m<sup>2</sup> als zulässig angenommen. Pfahl A auf der Westseite des Gebäudes

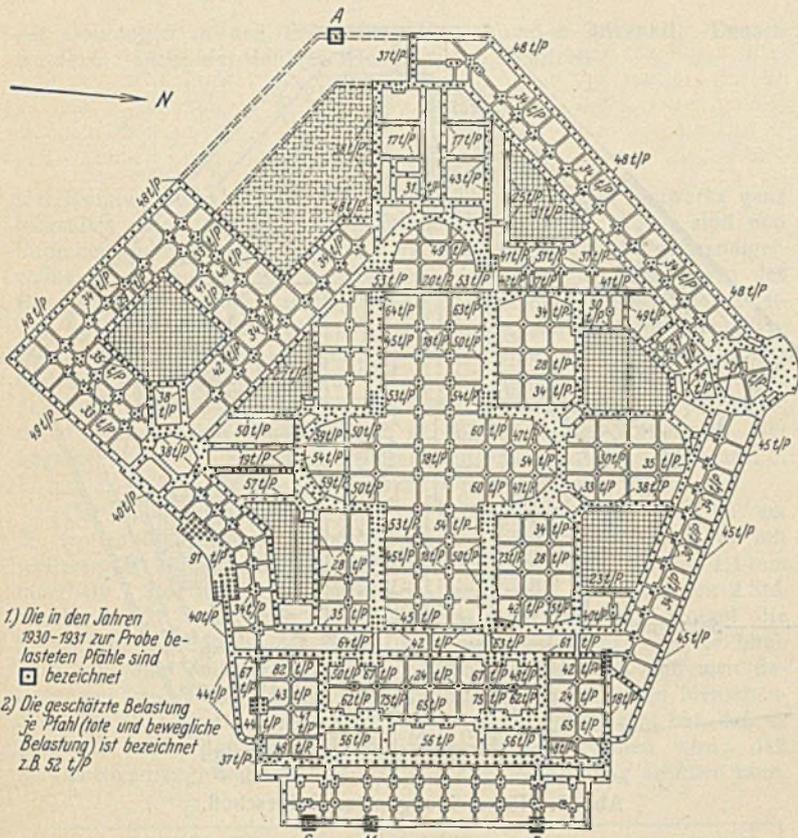


Abb. 4. Die Pfehlgründung.

wurde mit 90 t belastet, und diese Last wurde ein Jahr lang auf dem Pfahl belassen, wobei er sich um 36,5 mm setzte. Diese Probelastung hätte aber in keiner Weise für die tatsächliche Belastung der Pfähle im östlichen Teil des Baues angenommen werden dürfen, weil die Beschaffenheit des Baugrundes unter dem östlichen Teil des Bauwerkes viel ungünstiger ist als unter dem westlichen. Unter dem östlichen Teil des Gebäudes erreicht die Dicke des weichen Kleies das Maß von 5,15 m (im Bohrloch X, Abb. 1 in der SO-Ecke). Die Bohrerergebnisse längs der Ostseite ergeben eine mittlere Dicke dieser gefährlichen Bodenschicht von rd. 2,60 m. Wenn somit Belastungen von 56 t/Pf, ja sogar von 80 t/Pf im östlichen Teil des Gebäudes angegeben sind, so ist damit die zulässige Belastung weit überschritten worden. Es ist auch ohne weiteres klar, daß bei der Anhäufung von Pfählen (s. Abb. 4), wie sie z. B. unter den vier Pfeilern des mittleren Kuppelbaues vorkommt und die errechneten Belastungen von 53 und 54 t/Pf in keiner Weise den Verhältnissen der Wirklichkeit entsprechen, weil die in Mitteleinstellung gezogenen Reibungs-

flächen der Pfähle sich vielfach überschneiden. Innerhalb einer Grundfläche von 21,4 m<sup>2</sup> nehmen an dieser Stelle die Pfahlkörper selbst 38% der ganzen Fläche ein. Daß die Probelastungen und die unter diesen beobachteten Setzungsmaße einzelner Pfähle kein zutreffendes Bild ihrer Tragfähigkeit ergeben, geht schon daraus hervor, daß Pfähle, die mit 70 bis 80 t/Pf belastet wurden, sich nur um 3 bis 5 cm setzten, während Setzungen des Gebäudes um über 20 cm festgestellt worden sind.

Die Pfahlköpfe tragen zunächst Betonplatten, auf denen die Mauern ruhen. Längs der Achse der Mauern der Wandelhalle beträgt die Belastung der Fundamentplatte der Mauer zwischen Eingangshalle und Peristyl 5,05 kg/cm<sup>2</sup>, die Fundamentplatten der anderen Mauern östlich der Wandelhalle weisen Pressungen von 3,65, 2,30, 4,45 und 5,00 kg/cm<sup>2</sup> auf.

Während der Ende 1930 und im Jahre 1931 vorgenommenen Bohrungen wurde beobachtet, daß während der Nacht der Boden sogar in den Bohrlöchern, die in den Sand unter 12 m Tiefe hinabreichten, um über 1 m hochstieg. Diese Beobachtung weist darauf hin, daß das aus dem weichen Kleiboden durch die übermäßige Belastung herausgepreßte Wasser sowohl nach unten in den Sandboden wie in die über dem weichen Kleiboden liegenden Bodenschichten seinen Ausweg fand. Bedenkt man, daß 20 Bohrlöcher in dem Gebäudeteil östlich vom Jube, und 10 Einzelprobestpfähle sowie eine Gruppe von 3 Pfählen unmittelbar vor der Ostfassade hinabgetrieben wurden, so ist die Schlußfolgerung wohl gerechtfertigt, daß hierdurch dem herausgepreßten Wasser ebenso viele Wege zum Entweichen geschaffen wurden, wodurch die starken Setzungen der Ostfront begünstigt wurden. Aus Abb. 5 u. 6 sind die Setzungen des Fußbodens im Erdgeschoß längs der Hauptachse AA und im Querschnitt CC (vgl. Abb. 1) durch die Vorhalle ersichtlich. In Abb. 2 sind unter der Ansicht der Ostfassade die Setzungen an dieser Stelle angegeben. Da diese Setzungen sich nicht gleichmäßig vollzogen haben, zeigt auch die Dachkante der Ostfassade (s. oberste Zeichnung in Abb. 2) eine stärkste Durchbiegung von 48 mm etwas östlicher von der Achse; sie hat eine kettenlinienähnliche Gestalt angenommen.

In Abb. 7 sind die Kurven gleicher Setzungen, die das Gebäude innerhalb von zwei Jahren — von März 1931 bis März 1933 — erlitten hat, dargestellt. Sie zeigen einen nahezu symmetrischen Verlauf südlich und nördlich der Hauptachse des Baues. Die stärksten Setzungen der Ostfront haben ein Kippen des ganzen Bauwerks nach Osten verursacht, das in der Neigung der Ostfassade in die Erscheinung tritt. Im untersten Teile der Abb. 2 ist die in dem 15 m betragenden Abstand der Punkte AB und CD gemessene Neigung der Ostfassade dargestellt; sie betrug auf der Südseite der Front 45 mm, auf der Nordseite 53 mm.

In Übereinstimmung mit den in Abb. 5 u. 6 gezeichneten Setzungskurven längs der Achse der Wandelhalle zeigt der mittelste Teil der Wandelhalle die geringsten Setzungen. Während die Belastungen der Pfähle unter den Seitenwänden der Wandelhalle schätzungsweise mit 45 bis 60 t/Pf belastet werden, zeigen die beiden Pfahlreihen in der Mitte der Wandelhalle Belastungen von nur 18 t/Pf (s. Abb. 4). Infolgedessen fing sich gewissermaßen der Fußboden der Wandelhalle über den mittleren Pfahlreihen auf, während er unter der hohen Belastung der Seitenmauern

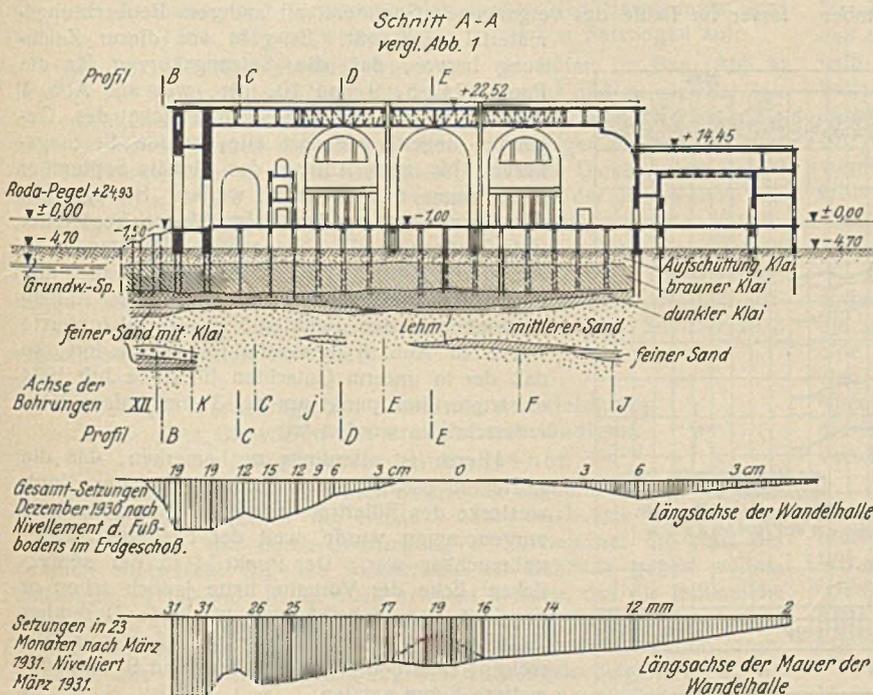


Abb. 5. Längsrichtung in der Hauptachse des Gebäudes und Setzungen in der Längsrichtung.

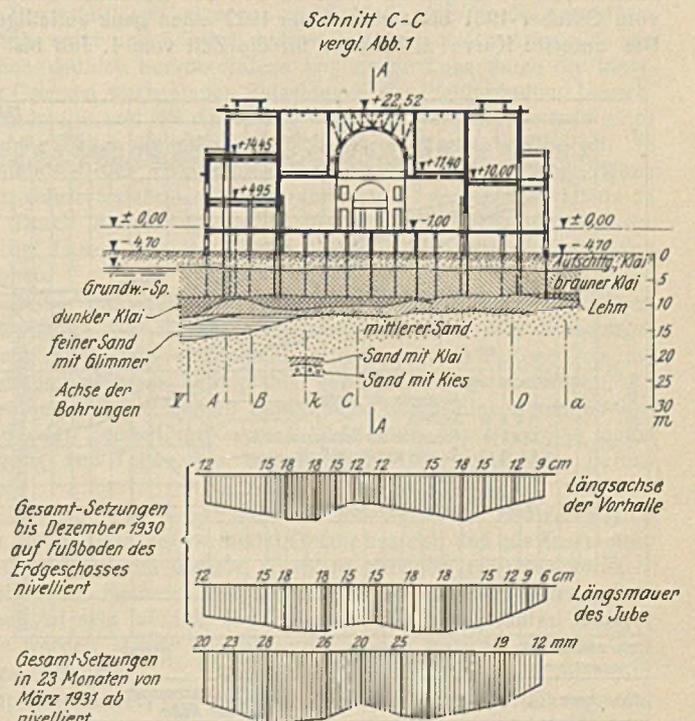


Abb. 6. Querschnitt durch die Vorhalle und Setzungen in der Querrichtung.

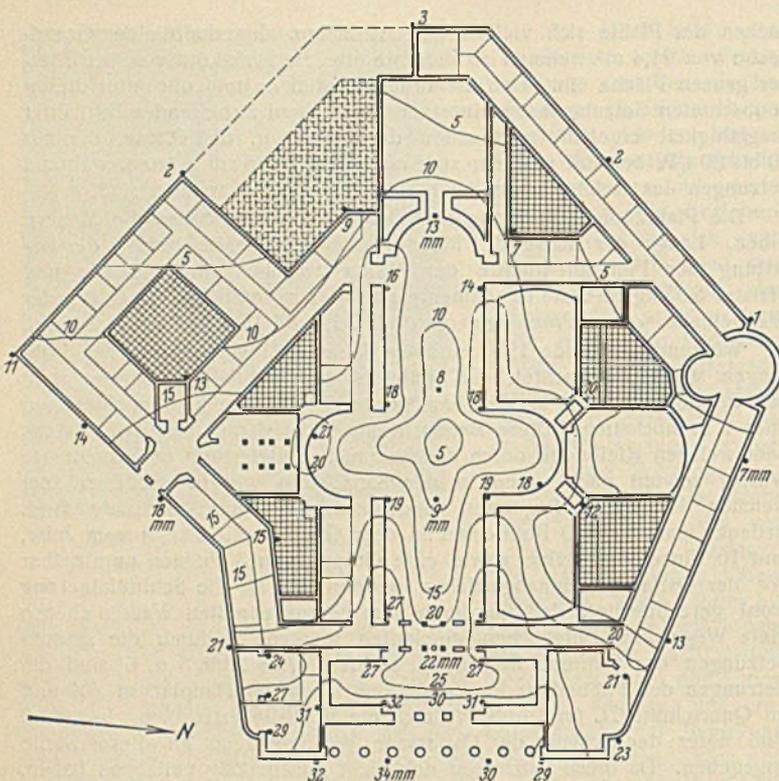


Abb. 7. Kurven gleicher Setzungen im Erdgeschoß.

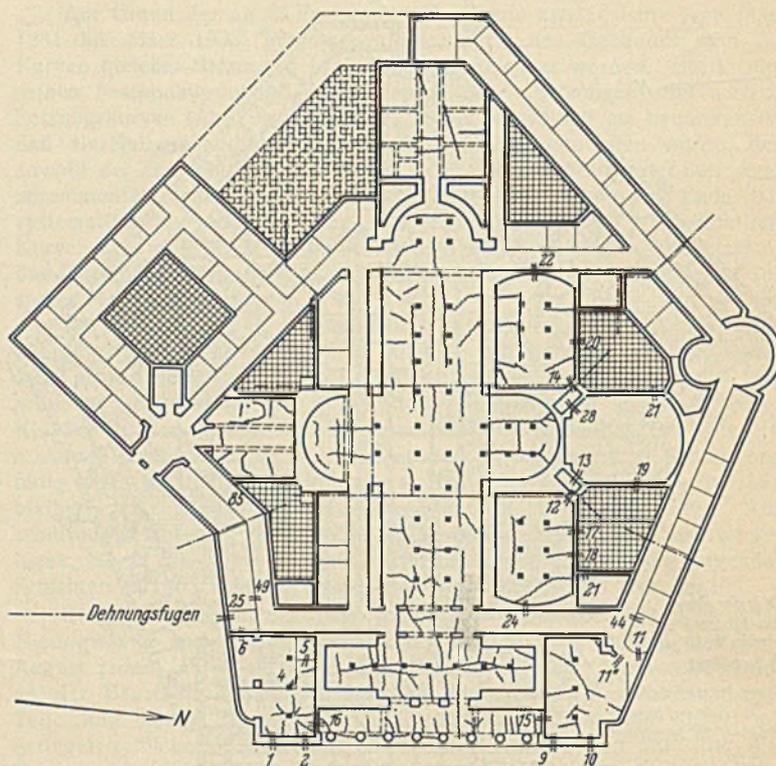


Abb. 8. Rissbildungen im Erdgeschoß.

sich längs dieser Mauern stark setzte. Die Bildung einer ganzen Reihe von Längsrissen im Fußboden war, wie Abb. 8 zeigt, die unausbleibliche Folge.

Alle diese Darstellungen beweisen, daß die für einen Boden von so geringer Tragfähigkeit viel zu hohen Belastungen die Setzungen verursacht haben. Sie mußten am stärksten dort auftreten, wo die Schicht des dunklen, stark wasserhaltigen Kleibodens ihre größte Mächtigkeit hat und mit den stärksten Belastungen des darauf ruhenden Pfahlfundamentes zusammenfällt. Die Verformung der tragenden Kleischicht unter der ungleichförmigen Belastung mußte naturgemäß starke innere Spannungen im Bauwerk hervorrufen, die schließlich zu Rissbildungen führten.

Das Ergebnis der seit dem Monat März 1931 vorgenommenen Nivellements wurde in Kurven zusammengestellt. Zunächst zeigen diese in Abb. 9 dargestellten Kurven deutlich die Einwirkung der in der Zeit von September bis Dezember 1931 ausgeführten Bohrungen und des Einbringens der Probepfähle auf den Verlauf der Setzungskurven. Die drei unteren Kurven zeigen im östlichen Teil des Gebäudes und für die Zeit vom Oktober 1931 bis zum Februar 1932 einen ganz auffälligen Verlauf. Die unterste Kurve z. B. wies für die Zeit vom 1. Juli bis 1. Oktober

eine Senkung von etwa 4 mm auf. Mit dem Beginn der Bohrungen verstärkte sich die Senkung und erreicht in der Zeit vom 1. Oktober bis 1. Februar fast das fünffache Maß. Als im Mai/Juni 1932 in der Nachbarschaft des Gerichtsgebäudes Pfähle für einen Neubau eingerammt wurden, machte sich wieder ein stärkerer Abfall der Setzungskurve bemerkbar.

Auf Grund des Verlaufes dieser Setzungskurven kam die Sachverständigenkommission zu dem Ergebnis, daß, wenn keine unvorhergesehenen Ereignisse eintreten, die Kurve stärkster Setzungen im östlichen Gebäudeteil sich bis Juli 1934 asymptotisch einem Punkte nähern würde, dem ein Setzungsmaß von insgesamt 354 mm unter der angenommenen Abszissenachse entsprechen würde. Dieser Punkt ist in Abb. 9 angegeben. Bei Überreichung unseres Gutachtens verfehlten wir nicht, den Herrn Minister darauf aufmerksam zu machen, daß das ganze Bauwerk infolge der Mängel seiner Fundamente als kranker Körper betrachtet werden müsse, und daß es auf Jahre hinaus einer ständigen Beobachtung unterzogen bleiben müsse. Wir stellten auch ein Verzeichnis aller der Messungen, die angestellt werden mußten, zusammen.

Die Zeichnung, die als Vorlage für Abb. 9 diente, wurde dem Verfasser im Laufe des vergangenen Sommers mit anderem Beobachtungsmaterial zugesandt. Es geht aus dieser Zeichnung hervor, daß die Setzungskurven für die Punkte 14, 8, 9 und 10, die, wie aus Abb. 1 hervorgeht, in der südöstlichen Ecke des Gebäudes liegen, wie fast alle anderen Setzungskurven bis zum Anfang des Monats September 1933 kaum nennenswerte weitere Bewegungen des Bauwerkes anzeigen. Im Monat September treten jedoch an allen beobachteten Punkten, wenn auch geringfügige, so doch Setzungen bis zu 3 mm auf. Diese Setzungen setzen sich dann Anfang November an den Punkten 8, 9, 10, 14 (unterste Kurve in Abb. 9) in verstärktem Maße fort, so daß der in unserm Gutachten für Ende Juli 1934 erwartete Grenzpunkt um fast 3 mm Anfang März unterschritten worden ist.

Hierzu ist allerdings zu bemerken, daß die letzte Beobachtung am Punkt 10 (in der Nordwestecke des Büfetraumes) Ende Dezember 1933 vorgenommen wurde, weil der Festpunkt später unbrauchbar war. Der Punkt 14 in der südöstlichen Ecke der Vorhalle hatte jedoch schon in der Zeit von Ende August bis Ende Dezember 1933 eine weitere Setzung von 5 mm aufzuweisen, während die Punkte 8 und 9 sich um weitere 3 mm setzten.

Über die Dicke der weichen Kleischicht innerhalb dieses Gebietes geben die Ergebnisse

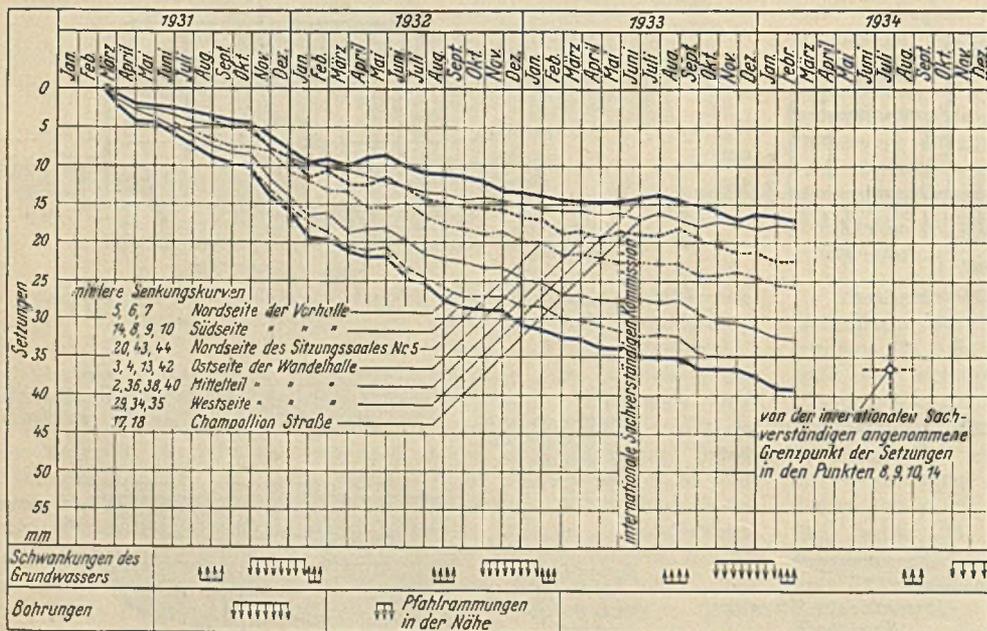


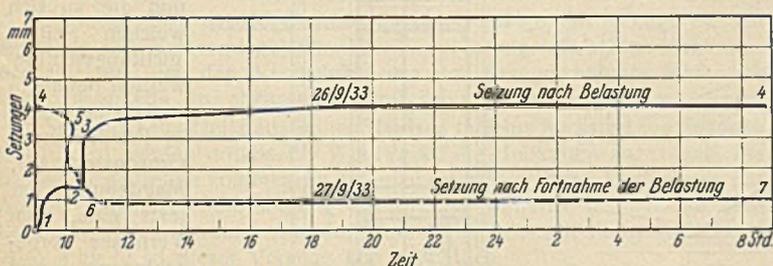
Abb. 9. Darstellung der an einzelnen Pfahlgruppen beobachteten Setzungen in der Zeit vom Mai 1931 bis März 1934.

der Bohrungen in den Bohrlöchern V, X, f und d Auskunft. Danach wurde die Dicke der dunklen Kleischicht im Bohrloch

V	gemessen zu	4,00 m,
X	"	5,15 m,
f	"	1,90 m,
d	"	2,50 m.

Der Baugrund ist also unter dem südöstlichen Teile des Bauwerks ganz besonders ungünstig. Gerade in diesem Teile des Gebäudes sind nun Ende September Belastungsproben vorgenommen worden, die notwendigerweise, so gering sie im Vergleich zu den sonstigen Belastungen des Baugrundes auch waren, schließlich doch, wohl infolge ihrer über zweimal 24 Std. dauernden Wirkung, weitere Senkungen hervorrufen mußten. Mit besonderer Deutlichkeit geht der Zusammenhang zwischen Setzungen und Bodenbeschaffenheit daraus hervor, daß die Kurve der Setzungen in den Punkten 20, 43, 44 (Abb. 1 und vierte Kurve von unten in Abb. 9, deren Bezugspunkte annähernd auf der Nordseite der Vorderfront, der Lage der Punkte 14, 8, 9 auf der Südseite entsprechen) Anfang Februar d. J. 17 mm höher lag als die Kurve stärkster Setzungen (14, 8, 9).

Der in der südwestlichen Ecke gelegene Hof Nr. 5 wurde am 26. September 1933 zunächst mit 250 kg/m<sup>2</sup>, nach Verlauf von 2 Std. mit weiteren 250 kg/m<sup>2</sup> belastet und zeigte sofort Setzungen, die von 1,4 mm innerhalb 1 Std. auf 4,1 mm nach 8 Std. anstiegen. Innerhalb von 2 Std. wurde am 27. September die Belastung wieder entfernt, worauf die Setzung der Oberfläche des Hofes um 3 mm zurückging; aber es blieb eine dauernde Senkung von 1 mm zurück. Ich vermute, daß man Belastungen von 500 kg/m<sup>2</sup> gewählt hat, um die Wirkung von Menschengedränge zu erforschen, wobei man aber wohl nicht bedacht hat, daß es innerhalb eines amtlichen Gebäudes niemals vorkommen wird, daß Menschengedränge während zweimal 24 Std. eine Belastung ausüben kann.



Erklärungen:

- 1 Beginn der Belastung entsprechend beweglicher Last von 250 kg/m<sup>2</sup>.
- 2 Setzungen nach Belastung mit 250 kg/m<sup>2</sup>.
- 3 Beginn der Belastung entsprechend beweglicher Last von 500 kg/m<sup>2</sup>.
- 4 Setzungen nach Belastung mit 500 kg/m<sup>2</sup>.
- 5 Setzungen nach 24 Std. Belastung.
- 6 Setzung nach Fortnahme der Belastung.
- 7 Setzung, nachdem Belastung 24 Std. lang entfernt war.

Abb. 10. Setzungskurven bei Belastung des Hofes Nr. 5.

Ähnliche Belastungen sind am 19. und 20. September sowohl im westlichen wie im östlichen Teile der Wandelhalle vorgenommen worden. Da diese Belastungen nur mittelbar durch den Fußboden auf die Seitenmauern und die Fundamentpfähle übertragen wurden, traten die in der Be- und Entlastungszeit vorgenommenen senkrechten Bewegungen erst nach 1/2 und 2 Std. auf und weisen keine so starken Setzungen auf.

Am 25. und 26. September wurde der als Büfett im Bau (Abb. 1) bezeichnete Raum in der Südostecke mit 500 kg/m<sup>2</sup> und zu gleicher Zeit der anschließende Raum der Bücherei mit 750 kg/m<sup>2</sup> belastet. Es dürfte kaum bestritten werden können, daß diese Belastungen desjenigen Teiles des Bauwerks, unter dem die Kleischicht besondere Dicke (zwischen 1,90 und 5,15 m) aufweist, die bis in die ersten Monate des Jahres 1934 sich auswirkenden Setzungen in den benachbarten Beobachtungspunkten hervorgerufen haben. Unter allen Umständen haben aber diese Belastungen den Nachweis erbracht, wie empfindlich das Bauwerk gegen selbst geringfügige zusätzliche Belastungen ist, und daß geringfügige Ursachen ausreichen, um den labilen Gleichgewichtszustand, der im Sommer 1933 erreicht zu sein schien, zu stören.

### III. Vorschläge zur Sicherung des Gebäudes.

#### Das Gutachten der drei Sachverständigen.

Baugrundforschung tut not.

Angesichts der dem schlechten Baugrunde zugemuteten übermäßigen Belastungen lag natürlich der Gedanke nahe, durch eine Verbreiterung der Fundamente und durch Übertragung der Lasten auf die unter der dunklen Kleischicht liegende Sandschicht das Gebäude gegen weitere Setzungen zu sichern. Es ist oben erwähnt worden, daß die italienische Baufirma G. Rodio & Co. (Mailand) Bodenproben an das Bodenforschungsinstitut des Prof. Dr. Kögler in Freiberg i. Sa. geschickt hat und ihrem Angebot das Ergebnis von Köglers Untersuchungen beigefügt hat. In dem zweiten Entwurf, den diese Firma am 1. Oktober 1932 der Behörde unterbreitete, schlug sie vor, die Mauern des ganzen Teiles des Gebäudes, der östlich von der Wandelhalle liegt, zu unterfangen und auf Beton-

platten von 30 bis 100 cm Dicke, in die 30 cm hohe eiserne Träger eingebettet werden sollten, zu lagern. Die über dem Grundwasser liegenden Schichten von Füllmaterial und trockenem Klei sollten nach Vollendung dieser Arbeit durch unter hohem Druck eingespritzten Zement verfestigt werden. Zur Einführung des Zements sollten in der Fundamentplatte entsprechende Öffnungen freigelassen werden. Etwa 60% der zur Durchführung dieses Entwurfs veranschlagten Kosten entfielen auf das Einspritzverfahren. Die Bauverwaltung hatte jedoch kein richtiges Vertrauen dazu, weil nach außerhalb des Gebäudes angestellten Versuchen die vorgenommenen Aufgrabungen ergeben hatten, daß der eingespritzte Zement im aufgefüllten Kleiboden nur 30 cm, in aufgefülltem Steinmaterial 90 cm tief eingedrungen war.

Gegen Bohrpfähle, die bis zu den tragfähigen Sand- und Kies-schichten hinabgeführt werden sollten, hatten die Baufirmen John Mowlem & Co. und Grün & Bilfinger ernste Bedenken geltend gemacht.

Auch aus diesem Grunde hatte sich die von der Regierung zur Prüfung der im Wettbewerb eingereichten Entwürfe eingesetzte Kommission gegen den von der François Cementation Co., Doucaster, England, vorgelegten Entwurf ausgesprochen. Dieser Entwurf sah die Übertragung der Mauerbelastungen auf lange Pfähle vor, die rd. 5 m in die unter der dunklen Kleischicht befindlichen Sandschicht reichen sollten; durch Zementinspritzungen sollte die Tragfähigkeit der Sandschicht erhöht werden. Auf jeder Seite der bestehenden Fundamente, die auf den Simplex-Pfählen ruhen, sollten 16 m lange Betonpfähle innerhalb von Stahlzylindern bis tief in die Sandschicht hinabgeführt werden und an ihrem Kopfe durch Eisenbetonplatten verbunden werden, auf denen schließlich die bestehenden Fundamente ruhen sollten.

Die Firma Grün & Bilfinger sah in ihrem Entwurf eine Entlastung der bestehenden Fundamente durch Anordnung von Erdbogen vor. Der Horizontalschub dieser verkehrten Gewölbe sollte durch Stahlanker aufgenommen werden, in denen, bevor sie ihre endgültige Lage einnahmen, und vor ihrer Einbetonierung mit Hilfe von Druckwasserpressen Zugspannung erzeugt werden sollten. Die Gewölbe sollten ebenfalls mit Hilfe von Druckwasserpressen die darunterliegenden Bodenschichten zusammendrücken, um dadurch eine einheitliche Bodenpressung von 0,7 bis 1,1 kg/cm<sup>2</sup> zu erzielen. In geeigneten Abständen sollten Stahlbeton-Fachwerkverbindungen im Kellergeschoß die Absteifung der Konstruktion bewirken. Da das Kellergeschoß der Aufnahme von abgelegten Akten des Gerichts dienen soll, scheinen diese Querverbindungen als Haupthindernis der weiteren Verfolgung dieses Vorschlages im Wege gestanden zu haben.

Die drei im Jahre 1933 berufenen Sachverständigen, die

1. die Ursachen der Setzungen feststellen,
2. die verschiedenen, zur Behebung der Schäden vorgelegten Entwürfe prüfen und
3. Vorschläge, was zu tun sei, der Regierung unterbreiten sollten,

kamen in ihrem ausführlich begründeten Gutachten zu folgendem Ergebnis.

Zu 1. Es unterliege keinem Zweifel, daß eine große Anzahl der Simplex-Pfähle einer ungebührlich hohen Belastung unterworfen sei, und daß die schon dadurch hervorgerufene ungünstige Lage durch die innerhalb weiter Grenzen wechselnden Belastungen der Pfahlgründung benachbarter Gebäudeteile und die Anhäufung von Pfahlgruppen innerhalb eines verhältnismäßig engen Raumes erheblich verschlimmert worden sei. In der Beschaffenheit des Baugrundes, in den die Pfähle hinabgetrieben wurden, ist selbstverständlich die Grundursache des ganzen Übels zu erblicken. Durch Anordnung hohler Mauern und durch eine bessere Verteilung der Lasten und der Pfähle hätten die Übelstände vermieden werden können.

Zu 2. Einige der vorgelegten Entwürfe von Sicherungsmaßnahmen enthalten wertvolle Vorschläge, aber viele enthalten auch Vorschläge, die uns nicht zweckmäßig erscheinen. Hierzu gehören Anregungen, die eine Verwendung weiterer Betonpfähle vorsehen, ferner diejenigen, die eine Verdichtung des schlechten Baugrundes durch Einspritzungen von Chemikalien oder Zement und eine Erleichterung des Bauwerks durch die Beseitigung von Teilen des bestehenden Mauerwerks oder Betons vorschlagen.

Zu 3. Wir sind überzeugt, daß die Setzungen des Bauwerks sich ihrem Ende nähern und daß keinerlei Gefahr besteht, daß ein Zusammenbruch des Gebäudes oder weitere ernstliche Schäden eintreten könnten. Wir sind ferner der Meinung, daß, falls weitere Setzungen eintreten, sie unerheblicher Art sein werden und gegen die Mitte des Jahres 1934 ihr Ende finden werden. Diese Ansicht wurde in den Anlagen zu dem Gutachten näher begründet.

Wir empfehlen daher, daß keinerlei Maßnahmen zur Verstärkung oder Veränderung des Bauwerks vorgenommen werden sollten, daß die vorhandenen Risse geschlossen und daß eine sehr gewissenhafte Beobachtung des weiteren Verhaltens des Bauwerks stattfindet. In einer besonderen

Anlage wurden diejenigen Maßnahmen angegeben, die uns für die ständige Beobachtung des Bauwerks dringend notwendig erschienen. Wenn nach Schließung der vorhandenen Risse weitere unbedeutende Risse sich einstellen sollten, glaubten wir nicht, daß ernste Befürchtungen gehegt zu werden brauchten. Daß weitere Setzungen durch Probelastungen eines bedeutenden Teils des Erdgeschosses, wie sie im September 1933 ohne unser Wissen vorgenommen worden sind, eintreten würden, konnten wir allerdings nicht voraussehen.

Die vorstehenden Ausführungen über das Schicksal eines großen Monumentalbaues beweisen, welchen Schutz eine rechtzeitig vorgenommene

Erforschung des Baugrundes gewährt. Es darf jedoch der ägyptischen Regierung aus der Unterlassung derartiger Untersuchungen kein Vorwurf gemacht werden, weil die Baugrundforschung zu der Zeit, als der Bau in Angriff genommen wurde, noch keineswegs die Anerkennung der Fachwelt gefunden hatte; denn auch heute muß leider festgestellt werden, daß die Baugrundforschung sich noch nicht des Vertrauens erfreut, auf das sie berechtigten Anspruch hat. Unsere Erkenntnis auf diesem wichtigen Gebiete ist noch nicht restlos erschöpft; darum gilt auch hier die Forderung:

Forschung tut not!

Alle Rechte vorbehalten.

### Kippschütz.

Von Zivilingenieur Karl Schön, Würzburg.

Die heute fast immer gestellte Bedingung, eine oder auch mehrere Wehröffnungen zum Zwecke der Stauregelung und Treibzeug- und Eisabführung mit einem regelbaren Verschlusskörper zu verschließen, hat in den letzten Jahren zu den verschiedensten Konstruktionen, wie Versenkwalze, Walze mit veränderlichem Stau, Walze bzw. Schütz mit Aufsatzklappe usw. geführt<sup>1)</sup>. Von diesen erfüllt aber nur die erste die Grund-

klemmen von Sinkkörpern zu verhüten, was mit der Zeit zur Beschädigung und Zerstörung der Sohlendichtung führen muß.

Ein weiterer Nachteil der Versenkwalze ist, daß die Seitendichtungsschilde während der Senkbewegung die feste Wehrsohle in der Flußrichtung durchschneiden und in den erforderlichen Sohlenschlitten geführt und gegen deren drei Seiten abgedichtet werden müssen. Wie sich verschiedenartig gezeigt hat, klemmen sich besonders beim Abfließen des Hochwassers Sinkstoffe wie Baumäste, Sinkstämme usw. in diese Schlitten ein, und die an sich weichen Seitendichtungsschilde werden beim Absenken zerstört.

Fried. Krupp-Grusonwerk AG, Magdeburg, hat jetzt eine, vom Verfasser vorgeschlagene und durchgebildete neue Konstruktion, „Kippschütz“ genannt, zum Patent angemeldet und für eine Reihe großer Wehranlagen ausführliche Entwürfe vorgelegt und durch Modellvorführung erläutert. — Das Kippschütz, das vorstehende

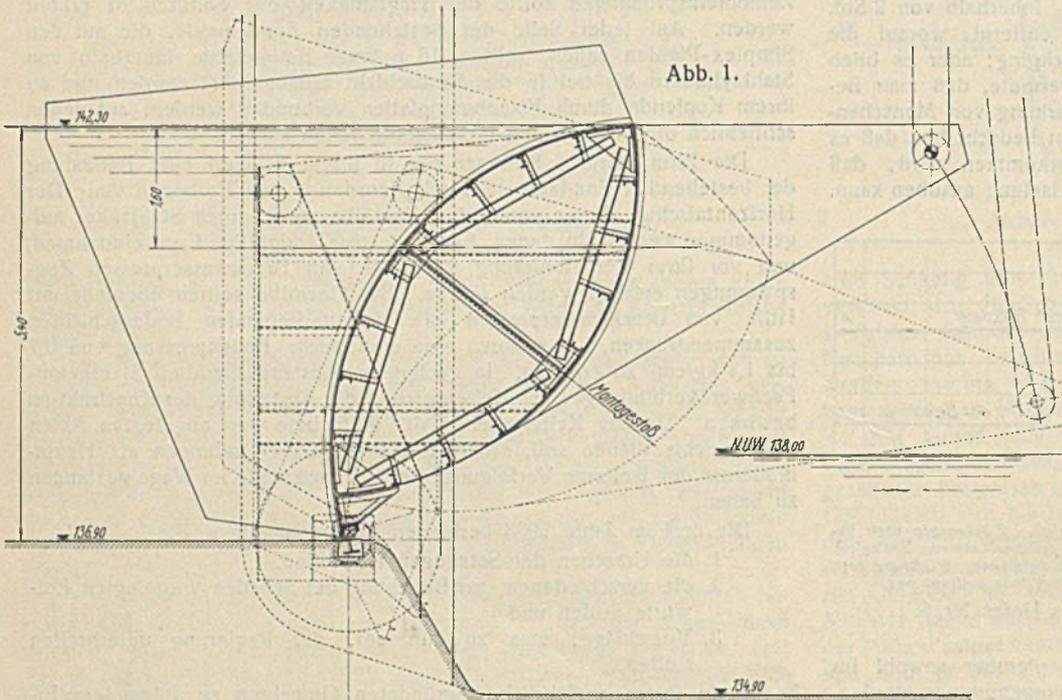


Abb. 1.

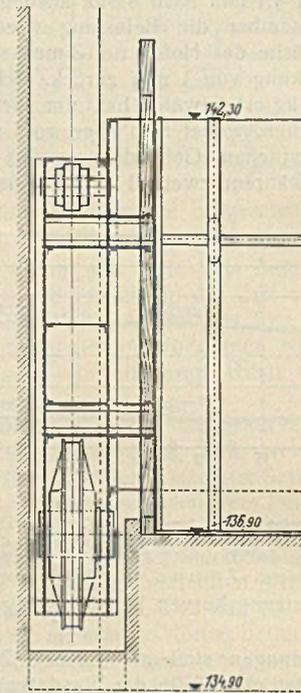


Abb. 3.

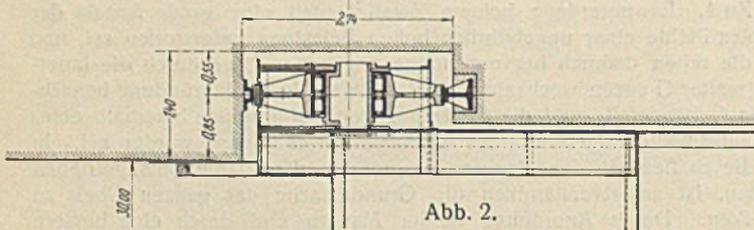


Abb. 2.

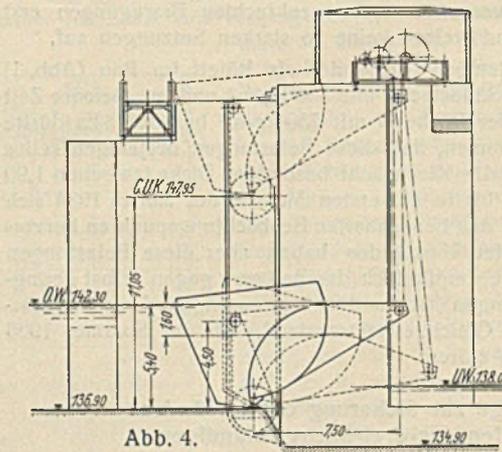


Abb. 4.

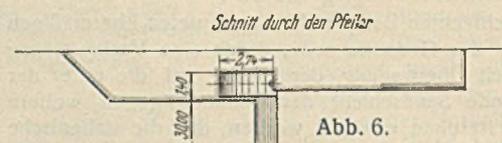


Abb. 6.

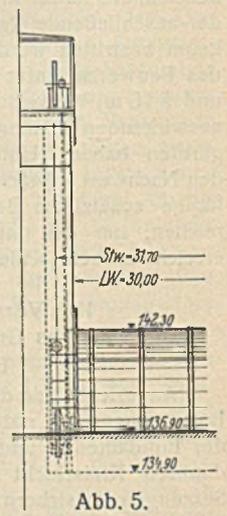


Abb. 5.

regel im Wehrbau, „den eigentlichen Verschlusskörper aus einem einzigen ungeteilten und kräftigen statischen Gebilde, ohne empfindliche Gelenke, Zwischendichtungen usw. zu formen“, doch hat sie den Nachteil, daß die Sohlendichtung sowohl in der Staulage wie auch auf ihrem Senkwege die feste Wehrsohle gegen das Oberwasser hin nur tangiert und als empfindlicher Wasserkasten oder Federdichtung ausgebildet ist. Da gerade der Walzenschnabel beim Heben der Walze aus der Staulage durch Eis- und Triebkörperstöße am meisten gefährdet ist, müßte gerade er, wie dies bei der normalen Hubwalze ja auch der Fall ist, möglichst kräftig durchgebildet sein, was aber durch den Einbau der empfindlichen Sohlendichtung unmöglich gemacht wird. Ein weiterer Nachteil ist, daß die Sohlendichtung gegen das Oberwasser gepreßt werden muß und, im Gegensatz zur normalen Hubwalze, durch den Oberwasserdruck um das Maß der Walzendurchbiegung von der Sohlenbewehrung gegen das Unterwasser zu abgehoben bzw. abgedrückt wird. Es ist sehr schwer oder gar unmöglich, den durch die Durchbiegung entstehenden Spalt, der bei großen lichten Weiten über 5 cm betragen kann, durch Anpressen der Sohlendichtung gegen das Oberwasser mittels Wasser- oder Federdruckes zu überbrücken bzw. auszugleichen und so ein Einschwimmen bzw. Ein-

Mängel, besonders die Mängel der Sohlen- und Seitendichtung vermeidet, kann zur Regelung des Stauspiegels und der Treibzeug- und Eisabführung mit dem gleichen Hubmittel aus der Staulage um seine Sohlendichtung nach Unterwasser zugeschwinkt bzw. gekippt und auch aus der Staulage über das Hochwasser in seine Höchstlage gehoben werden.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1929, Heft 28, S. 431.

Abb. 1 bis 6 zeigen die Bauart eines Kippschützes für 30 m lichte Weite, 5,40 m Stau und 1,60 m Absenkmöglichkeit, das für die Wehranlage im Main bei Lengfurt vorgeschlagen wurde.

Der kräftige, einteilige Verschlusskörper ist als Fischbauchträger durchgebildet, da diese Form dem beim Senken überschießenden und dem beim Heben unten durchschießenden Wasserstrahl hydraulisch die beste Führung bietet; dabei hebt sich der Verschlusskörper von dem vorgelagerten Geschiebe reibungslos ab. In der bei gewöhnlichen Walzen üblichen Weise ist auch die Sohlendichtung aus einem einfachen und kräftigen Eichenbalken und die Seitendichtung durch zwei federnde Seitenschilde hergestellt, die durch das Oberwasser an ihre Pfeilerbewehrung gepreßt werden und an dieser beim Bewegen entlang gleiten. Nach dem Unterwasser zu ist auf jeder Seite des Verschlusskörpers ein kräftiger, steif ausgebildeter Antriebhebel angebracht, der an seinem unteren Ende eine Laufrolle trägt, die den vollen Wasserdruck aufzunehmen hat und deren Achsenmitte genau mit der Auflagerlinie des Sohlendichtungsbalkens zusammenfällt, damit beim Kippen des Verschlusskörpers keinerlei Verschiebung des ersteren stattfindet, vielmehr eine solche sicher verhindert wird. Jeder der beiden Antriebhebel trägt an seinem oberen Ende noch eine Gegenrolle, die beim Heben der Schütze aus ihrer Staulage an ihrer oberwasserseitigen, in der Mauernische gelagerten Laufbahn zur Anlage kommt. Um die Reibung auf ein Mindestmaß herabzusetzen, sind sowohl die Laufrollen wie auch die Gegenrollen mit den üblichen Wälzlagern ausgerüstet. Bauart und Einzelheiten des Verschlusskörpers und der Lauf- und Gegenrollen sind aus Abb. 1 bis 3 ersichtlich.

Am unteren Ende jedes Antriebhebels ist ein loses Kettenritzel eingebaut, über das die Hubkette flaschenzugartig nach dem auf jedem Pfeiler angeordneten normalen Windwerk geführt ist.

Befindet sich das Kippschütz in der Staulage, so genügt es, zur Regelung des Wasserspiegels bzw. der Eisabführung, die beiden Hubketten nachzulassen, um den Verschlusskörper um das gewünschte Maß nach Unterwasserseite zu abzusenken bzw. seine Sohlendichtung zu kippen.

Soll das Kippschütz aus seiner Staulage in seine höchste Lage gehoben werden, so werden mittels der Windwerke die Hubketten angezogen, die beiden Gegenrollen kommen an ihren oberwasserseitigen Laufbahnen zur Anlage und die Hubbewegung kann ohne weiteres bis zur höchsten Lage ausgeführt werden. Aus der Gesamtübersicht mit Pfeilerausbildung (Abb. 4 bis 6) ist dieser Vorgang klar ersichtlich.

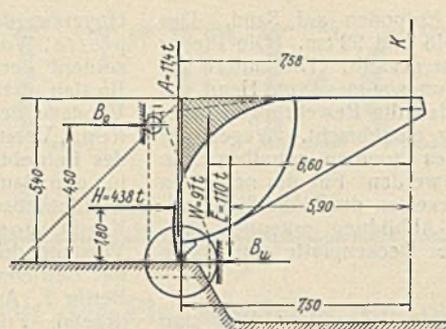


Abb. 7.

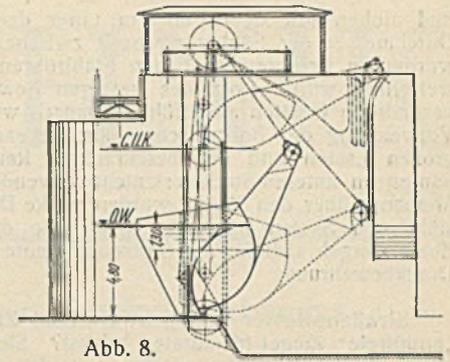


Abb. 8.

Das Heben des Verschlusskörpers aus der Staulage mittels Hebels und Gegenrolle ist an sich nicht neu, sondern im Maschinen- und Kranbau allgemein üblich und anstandslos durchgeführt. Wenn die Gegenrollen drücke aus dem, aus Oberwasserdruck  $H$ , Auftrieb  $A$ , Eigengewicht  $E$  und der Wasserauflast  $W$  resultierenden Drehmoment richtig bestimmt und die Gegenrollen für diese Drücke richtig bemessen sind, so ist es ohne weiteres klar, daß der Hubvorgang einwandfrei vor sich geht und jede Klemmung ausgeschlossen ist, was auch die Modellversuche bestätigten. Bei dem vorliegenden Entwurf ergibt sich nach Abb. 7 der Bahndruck je Gegenrolle beim Anheben aus der Staulage zu

$$B_0 = \frac{1}{2} \times \frac{438 \cdot 1,8 + 11,4 \cdot 7,58 - 91 \cdot 6,6 - 110 \cdot 5,9}{4,5} = 41,5 \text{ t.}$$

Der höchste Bahndruck  $B_0$  tritt aber auf, wenn das Schütz über Wasser gezogen ist und nur das Eigengewicht nach abwärts wirkt; er beträgt

$$B_0 = \frac{1}{2} \times \frac{110 \cdot 5,9}{4,5} = 72 \text{ t.}$$

Für diesen Druck sind die Gegenrollen bemessen.

Der Querschnitt des Verschlusskörpers kann jede beliebige Form erhalten; der Tragkörper kann auch als Zylinder, Dreieck- oder Riegelträger usw. ausgeführt werden.

Ein besonderer Vorzug des Kippschützes ist seine außergewöhnlich große Absenkmöglichkeit.

Abb. 8 zeigt einen Wahlvorschlag, bei dem das Kippschütz unmittelbar aus seiner Senklage, ohne daß es zuvor in seine Staulage zurückgeschwenkt wird, in seine Höchstlage gehoben werden kann. Auch hier werden die Kipp- und die Hubbewegung durch das gleiche Hubmittel bewerkstelligt.

## Vermischtes.

**Max Buhle †.** Am 26. Januar d. J. starb im Alter von 67 Jahren Geh. Hofrat Max Buhle, VDI, emer. Prof. an der Technischen Hochschule Dresden. Er war, wie in R. T. A. 1935, Heft 6, berichtet wird, in Hamburg geboren, studierte an der Technischen Hochschule Berlin und widmete sich dann anschließend dem Eisenbahndienst. 1901 habilitierte er sich an der Technischen Hochschule Berlin für das Lehrfach Eisenbahn- und Transportmaschinenbau. Bereits ein Jahr später wurde er als a. o. Prof. an die Technische Hochschule Dresden berufen und erhielt 1904 das Ordinariat für Maschinenelemente und Hebezeuge. Seit 1913 las er über Allgemeine Maschinenlehre, Fördertechnik und Eisenbahnmaschinen. Am 1. April 1930 wurde Buhle emeritiert.

Buhle hat seine reichen, zum Teil im Auslande erworbenen Erfahrungen auf dem Gebiete der Förder- und Lagertechnik in verschiedenen Werken niedergelegt. In den ersten Jahren ihres Bestehens war er auch ein geschätzter Mitarbeiter der „Bautchnik“.

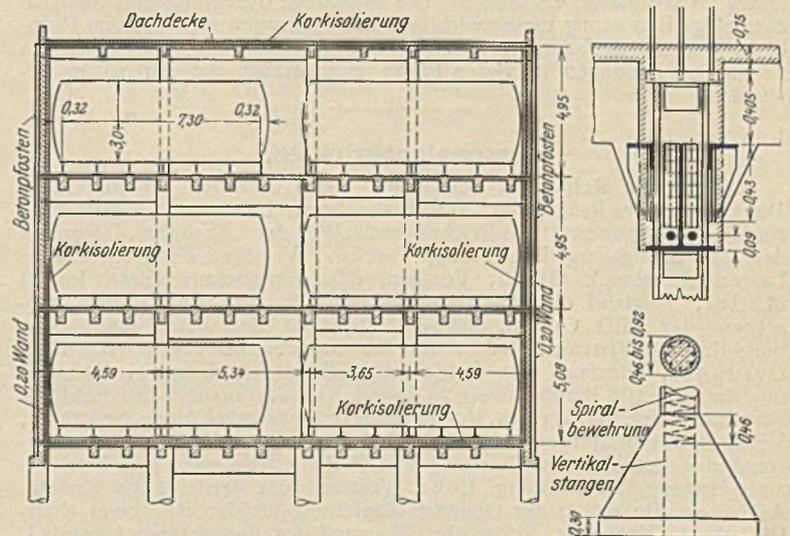
**Justus Krüger †.** Am 6. Januar d. J. starb nach kurzer, schwerer Krankheit Herr Justus Krüger, Beratender Ingenieur VBI, in Hamburg. Mit ihm ist ein Mann dahingegangen, der sich durch sein gerades, vornehmes Wesen und durch seine fachliche Tüchtigkeit in weitem Umfange Achtung und Zutrauen erworben hat. Krüger wurde am 23. August 1868 in Hamburg geboren, besuchte dort die bekannte Gelehrtenschule des Johanneums und studierte in den Jahren 1889 bis 1892 das Bauingenieurwesen an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Seine praktische Ausbildung begann bei verschiedenen Eisenbetonfirmen. 1895 wurde er Baumeister der Baudeputation in Hamburg. 1900 bis 1910 war er wiederum bei verschiedenen Eisenbetonfirmen tätig und machte sich im Jahre 1911 als Beratender Ingenieur selbständig. In dieser Eigenschaft hat er sich in Hamburg einen guten Namen erworben, zahlreiche Bauten entworfen und ausgeführt und daneben eine umfangreiche Gutachterstätigkeit entfaltet. Auch war er beedigter Sachverständiger der Hamburgischen Gewerbekammer. Ferner war er mit einer Anzahl von Ehrenämtern bedacht, z. B. viele Jahre im Vorstände des Architekten- und Ingenieur-Vereins, der hiesigen Landesgruppe des Vereins Beratender Ingenieure usw.

Für den alljährlich im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn erscheinenden „Beton-Kalender“ hat Herr J. Krüger seit dem Jahrgange 1907 das wichtige Kapitel „Mauerwerksbau im Ingenieurbau“ vortrefflich bearbeitet.

Dr.-Ing. Bernhard Siebert.

**Stockwerkbau für ein Tankhaus in San Antonio, Tex. Eng. News-Rec. 1934, Bd. 113, Nr. 15 vom 11. Oktober, S. 462,** gibt einen bemerkenswerten Bericht über eine schwere Stockwerkkonstruktion für ein Tankhaus der Sabinas Brewing Co., Inc., in San Antonio, Tex., bei dem für das untere Stockwerk umkleidete Stahlsäulen und für die beiden darüberliegenden Stockwerke Eisenbetonsäulen mit Spiralbewehrung wegen



der hohen Lasten verwendet werden mußten. Ein ungewöhnlicher Anschluß ergab sich besonders für die hohen Stege der Eisenbetonunterzüge über dem unteren Stockwerk an den stählernen Säulen (s. Abb.). Die Stahlsäulen ruhen auf runden spiralbewehrten Pfeilern mit verbreitertem Fuß. Für die Herstellung des Betons wurde schnellbindender Zement verwendet.

Die auf die Säulen entfallende Last kommt der eines 30 Stockwerke hohen Bürohauses gleich. Die Pfeiler haben eine Länge von etwa 13,5 m

und stehen mit dem Fuß 6 m unter dem Erdboden auf Sand. Der Durchmesser der Säulen wechselt zwischen 46 und 92 cm. Die Pfeiler wurden in heruntergetriebenen Stahlröhren hergestellt. Die untere Erweiterung wurde trotz des geringen Bewegungsraumes von Hand mit besonderen Geräten ausgeführt. Danach wurden die Bewehrungen unter Verwendung der Bohrmaschine als Hebezeug eingebracht. Wegen der großen Lasten und des beschränkten Raumes konnten spiralbewehrte Säulen im unteren Stockwerk nicht verwendet werden. Für die negativen Momente über den Säulen wurden starke Druckeisen durch die Stege der stählernen Säulen hindurchgeführt, wie die Abbildung erkennen läßt. Ebenso ergab sich für die Stützenmomente der Deckenplatte eine starke Druckbewehrung.

**Straßenpflaster aus „entlüfteten“ Ziegeln.** Zunächst: Was sind „entlüftete“ Ziegel (de-aerated bricks)? Sie dürften noch nicht allgemein bekannt sein; Versuche mit ihnen werden zwar schon seit einigen Jahren angestellt, aber ihre Verwendung in größerem Umfang ist neu. Auf dem Wege zu dem Mundstück, das dem Tonstrang seine Form als Ziegel geben soll, wird dieser Strang durch eine entlüftete Kammer geführt, in der die Luft unter ihrem eigenen Druck aus ihm entweicht. Weiter spielt sich dann der auch sonst übliche Vorgang bei der Herstellung von Ziegeln ab. Die Entlüftung des Tonstrangs hat den Erfolg, daß eine dichtere Masse und weiterhin ein schwererer Ziegel entsteht, der weniger Feuchtigkeit aufnimmt, eine höhere Bruchfestigkeit hat und andere Ziegel an Verschleißfestigkeit übertrifft. Anfangs waren die entlüfteten Ziegel etwas spröde, aber dieser Mangel ist überwunden, und in den Vereinigten Staaten, woher der Gedanke stammt, betrieben im Herbst 1934 eine ganze Anzahl Ziegelwerke die Herstellung von entlüfteten Ziegeln. Eine amerikanische Versuchsanstalt und die Straßenbauverwaltung stellen zur Zeit Versuche mit diesen Ziegeln an, um ihre Eigenschaften zu ergründen; die bisherigen praktischen Erfahrungen haben aber nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1934 vom 27. September bereits zu dem Ergebnis geführt, daß sie sich als Straßenpflaster gut eignen. Sie haben eine etwas höhere Verschleißfestigkeit und sind gleichmäßiger; die Kosten ihrer Herstellung sind nur unbedeutend höher als bei gewöhnlichen Ziegeln, und es ergibt sich ein größerer Anteil von Ziegeln i. Wahl.

In Philadelphia ist neuerdings eine etwa 1 km lange Straßenstrecke mit entlüfteten Ziegeln gepflastert worden. Diese sind auf einer Betonbettung in einer 2 cm dicken Bitumenschicht verlegt. Ihre Abmessungen sind  $10 \times 21,5 \times 8$  cm; an den Stirnenden sind die Ziegel mit einem senkrechten Grat in der Mitte nach beiden Seiten etwas abgeschrägt. Infolgedessen entsteht an den Stirnflächen eine etwas weitere Fuge, in die die Füllmasse besser eindringt. Die Fugen bleiben zunächst offen und wurden nachträglich mit Asphalt ausgegossen.

In der so gepflasterten Straße liegt ein Straßenbahngleis, das an mehreren Stellen von quer dazu verlaufenden Gleisen gekreuzt wird. Auf die Anpassung des Ziegelverbandes an den Verlauf der Gleise mußte daher besonderer Wert gelegt werden. Im allgemeinen verlaufen die Ziegelschichten parallel und senkrecht zur Straßenachse; in den Weichenverbindungen liegen sie senkrecht zur Gleisachse. Wkk.

*Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau.* 2. Ausgabe. 14 S. Berlin 1935. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Einzelpreis geh. 0,60 RM und 8 Pfg. Postgeld, Partiepresse billiger.

Die durch Erlaß des preußischen Finanzministers vom 10. Juli 1933<sup>1)</sup> für Preußen in Kraft gesetzten „Holzbestimmungen“ für den Hochbau sind kürzlich in zweiter Ausgabe, unter Befügung des genannten Erlasses im Wortlaute, erschienen. Die sorgfältige Beachtung und tunlichst ausgiebige Benutzung dieser wichtigen Bestimmungen ist für jeden Hochbauer unerlässlich, aber auch für Ingenieur-Holzbauwerke lassen sich die neuen Bestimmungen in vielen Fällen zweckmäßig und mit Nutzen anwenden. Ls.

## Personalnachrichten.

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannet zum Direktor bei der Reichsbahn: Reichsbahnoberrat Lauboeck in München; zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Wilhelm Lehmann, Dezernent der RBD Königsberg (Pr.), Philipp Becker, Vorstand des Betriebsamts Lauterbach (Hess.), Gluth, Vorstand des Betriebsamts Glatz, Rudolf Müller, Vorstand des Betriebsamts Leipzig 2, Aschenbrenner, Dezernent der RBD Oppeln, Staude, Vorstand des Betriebsamts Marburg (Lahn), Widinger, Vorstand des Betriebsamts Hagen (Westf.) 3, Graupner, Vorstand des Betriebsamts Oppeln 1, Lempe, Vorstand des Betriebsamts Braunschweig 2, Robert Kratz, Vorstand des Betriebsamts Insterburg, Bettmann, Vorstand des Betriebsamts Küstrin, Schaller, Vorstand des Betriebsamts Arnstadt, Paßmann gen. Middeldorf, Vorstand des Betriebsamts Bielefeld, Rudolf Roth, Vorstand des Betriebsamts Harburg-Wilhelmsburg, Lohe, Vorstand des Betriebsamts Krefeld, Allinger, Dezernent der Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Hannover, Scheikle, Vorstand des Betriebsamts Liegnitz 1, Karl Burger, Vorstand des Neubauamts Türkismühle, Stähler, Vorstand des Betriebsamts Aschersleben 2, Harms, Vorstand des Betriebsamts Beuthen (Oberschlesien), Thier, Dezernent der Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Köln, Albrecht Schmidt, Vorstand des Betriebsamts Bremen 1, Dr.-Ing. Uhlisch, Vorstand des Betriebsamts Gerolstein, Ammer, Vorstand des Betriebsamts Köln-Deutz 2, Löble, Dezernent der RBD Erfurt, Albrecht Wagner, Vorstand des Betriebsamts

Hoyerswerda, Timpe, Vorstand des Betriebsamts Wiesbaden, Grandpierre, Vorstand des Betriebsamts Brandenburg, Schenkelberg, Dezernent der Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Breslau, Stärk, Vorstand des Betriebsamts Halle (Saale) 1, Hübner, Vorstand des Betriebsamts Berlin 4, Stroh, Dezernent der RBD Oppeln, Renz, Vorstand des Betriebsamts Halberstadt, Dr.-Ing. Heydt, Vorstand des Betriebsamts Glückstadt, Zorn, Dezernent der Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Berlin, Oskar Schröder, Vorstand des Betriebsamts Essen 3, Blume und Meerkatz, Dezernenten der RBD Kassel, vom Baur, Vorstand des Betriebsamts Dortmund 2, Metzsig, Vorstand des Betriebsamts Berlin 3, Dr.-Ing. Heinrich Meyer, Vorstand des Betriebsamts Hersfeld, Karl Ackermann, Vorstand des Neubauamts Berlin 7, Artur Hofmann, Vorstand des Betriebsamts Ludwigshafen (Rhein), Fritz Ebel, Vorstand des Betriebsamts Schweinfurt, Felix Scherer, Vorstand des Betriebsamts Rosenheim, Leykamm, Vorstand des Betriebsamts Nürnberg 1, Otto Müller, Vorstand des Betriebsamts Chemnitz 2, Künlen, Vorstand des Betriebsamts Friedrichshafen, Säuferefer, Dezernent der RBD Stuttgart, Messerschmidt, Vorstand des Betriebsamts Karlsruhe 3, Ganz, Vorstand des Betriebsamts Freiburg (Breisgau) 2, und Dr.-Ing. Ruß, Vorstand des Betriebsamts Konstanz; zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Kampf bei der RBD Osten in Frankfurt (Oder), Rütters beim Betriebsamt Glatz, Völger beim Betriebsamt Trier, Stöber beim Neubauamt Berlin 3, Siemann beim Betriebsamt Waldenburg (Schlesien) und Emmerich bei der RBD Ludwigshafen (Rhein), Regierungsbaurat im Wartestand Brodersen beim RBZ für Bau- und Betriebstechnik in Berlin, Regierungsbaurat im Wartestand Sorger bei der RBD Hannover, Reichsbahnratmann Schrapps beim Betriebsamt Pirna und der technische Reichsbahnoberrater Camrath beim Betriebsamt Bremen 1.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Kröh, Dezernent des RBZ für Einkauf in Berlin, als Abteilungsleiter und Dezernent zur RBD Altona, Niehage, Vorstand des Betriebsamts Augsburg 1, als Vorstand zum Neubauamt Pirmasens; die Reichsbahnräte Sockel, Vorstand des Neubauamts Bergedorf, als Vorstand zum Betriebsamt Breslau 5, Peukert, bisher bei der RBD Altona, als Vorstand zum Neubauamt Bergedorf, Zucker, bisher bei der RBD Stettin, als Vorstand zum Betriebsamt Düren, Daßler, bisher beim Betriebsamt Chemnitz 1, als Vorstand zum Betriebsamt Greiz; die Reichsbahnbaumeister Scholl, bisher beim Betriebsamt Harburg-Wilhelmsburg, zur RBD Altona, Kurt Vogler, bisher beim Betriebsamt Düsseldorf, zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Nürnberg und Conradt, bisher bei der RBD Altona, zur RBD Mainz.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Gottfried Ehrlich, Vorstand des Betriebsamts Flöha.

Gestorben: Reichsbahnrat Kredel, Vorstand des Betriebsamts Wittenberg.

Im Ruhestand verstorben: die Geheimen Bauräte Dr. phil. von Ritgen in Oranienburg, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Wetzlar, Hattemer in Berlin, zuletzt Dezernent der RBD Stettin, und die Regierungs- und Bauräte Riebensahm in Berlin, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Berlin 4, Sittard in Jena, zuletzt Vorstand des Betriebsamts Erfurt 2.

Baden. Versetzt: Regierungsbaurat Eugen Schönle in Mosbach zum Wasser- und Straßenbauamt Heidelberg.

Gestorben: Regierungsbaurat August Schneider in Karlsruhe.

Bayern. Der Reichsstatthalter in Bayern hat auf Vorschlag der bayerischen Landesregierung mit Wirkung vom 1. Januar 1935 zu Regierungsbauräten 1. Kl. auf ihrer bisherigen Dienststelle in etatsmäßiger Weise befördert die Regierungsbauräte: Gottlieb Schwemmer am Landesbauamt Nürnberg, Otto Hertwig am Landbauamt Rosenheim, Ernst Gerlach am Straßen- und Flußbauamt Aschaffenburg, Hans Sailer am Straßen- und Flußbauamt Bamberg, Viktor Himmelstoß am Kulturbauamt Mühldorf, Rudolf Flohrschütz am Kulturbauamt Ingolstadt, Karl Speng an der Sektion für Wildbachverbauungen in Rosenheim; den Regierungsbaurat und Vorstand des Hafenamtes Regensburg Wilhelm Lippert.]

Der Reichsstatthalter in Bayern hat auf Vorschlag der bayerischen Landesregierung mit Wirkung vom 1. Februar 1935 den im zeitlichen Ruhestand befindlichen Oberregierungsbaurat Wilhelm Bischoff auf sein Ansuchen wegen nachgewiesener Dienstunfähigkeit mit dem Ausdruck des Dankes für seine treuen Dienste dauernd im Ruhestand belassen.

Preußen. Versetzt: Oberregierungs- u. -baurat Boenecke von der Regierung in Arnberg an die Regierung in Magdeburg; die Regierungsbauräte Breustedt, Kulturbaubeamter in Minden i. W., an die Regierung in Arnberg und Dr. Beeremann vom Kulturbaubeamten I in Düsseldorf nach Minden i. W. als Leiter der dortigen Dienststelle „Der Kulturbaubeamte“.

Ernannet: Regierungsbaurat Linsert beim Kulturbaubeamten in Charlottenburg zum Regierungsbaurat.

**INHALT:** Zweigelenbogen als neue Hauptträger für die Fahrbahn einer alten Fachwerkbrücke. — Der Neubau des Gemischten Gerichtshofs in Kalro und die Baugrunderforschung. — Kippschütz. — Vermischtes: Max Buhle †. — Justus Krüger †. — Stockwerkbau für ein Tankhaus in San Antonio, Tex. — Straßenpflaster aus „entlüfteten“ Ziegeln. — Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Holz im Hochbau. — Personalnachrichten.