

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

24. JAHRGANG

1949

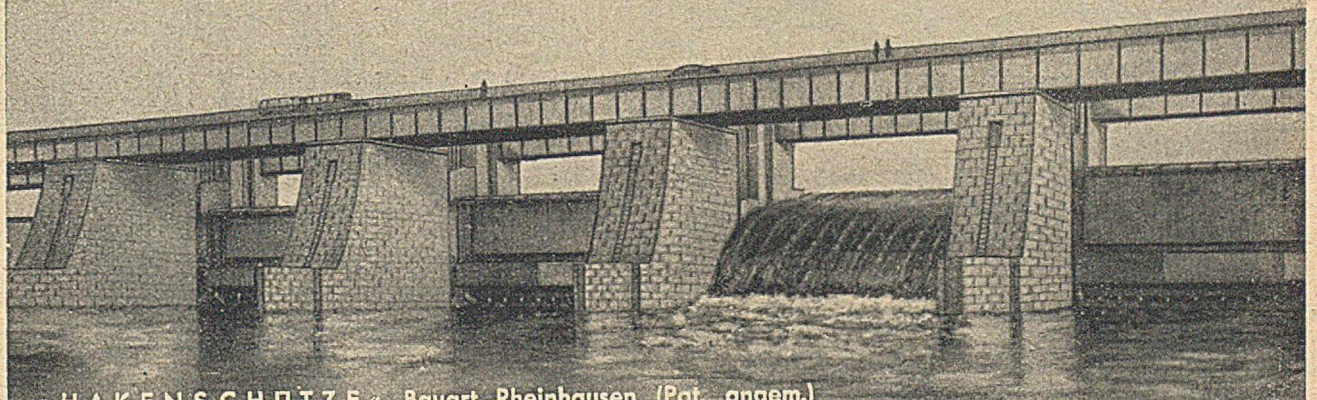
HEFT 8

INHALT:

Messungen und Berechnungen bei der Sulzbachbrücke Mülenen. Von Dr. A. Bühler, Dipl.-Ing., Bern.	225	Stahlbeton-Schornstein des Talkraftwerks der Bradford-Corporation.	245
Verankerung von Brückenwiderlagern im Boden. Modellversuche. Von Prof. Dr.-Ing. W. Loos, Karls- ruhe und Dr.-Ing. H. Breth, Hamburg.	236	Bericht über die II. Internationale Konferenz für Bodenmechanik und Gründungen 1948 in Rotter- dam.	247
Kurze Technische Berichte: Die Harlan County-Talsperre.	244	Zwei neue Straßentunnel unter dem East River in New York.	251
		Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.	253
		Persönliches.	255

Unser Fertigungsprogramm:

Brückenbau · Hochbau · Wohnungsbau · Stahl-Wasserbau · Baggerbau
Sieb-, Zerkleinerungs- und Aufbereitungsmaschinen und Anlagen · Apparate- u.
Behälterbau · Zementmaschinenbau · Weichenbau · Bergbau - Zulieferungen



» HAKENSCHÜTZE « Bauart Rheinhausen (Pat. angem.)

Tiefliegende Windwerke, vereinfachte Aufhängung des Oberschützes, Fortfall der Oberwasser-Seitenschilder des Ober- und Unterschützes, keine Überschneidung oder Abwinkelung der Dichtungsebenen, alle Dichtungen von Unterwasser her zugänglich und nachstellbar, Gewichtersparnis infolge Konstruktions-Vereinfachung.

STAHLBAU RHEINHAUSEN

Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen · Fernschreiber Nr. 838 (Ortskennzahl: Düsseldorf 026)
Fernsprechanschlüsse: Duisburg 34341, Rheinhausen 270, 271, 272, Moers 2742, 2743

Zur wissenschaftlichen Tagung des Deutschen Stahlbau-Verbandes
Braunschweig, 15./16. September 1949

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,

(1) Berlin-Nikolassee, Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9;

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung

„DER BAUINGENIEUR“,

Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,

(1) Berlin-Nikolassee,

Prinz-Friedrich-Leopold-Straße 9.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. be-

nutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:

Halbjährlich DMark 18,—, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Halbjahres- bzw. Jahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt der Verlag und jede Buchhandlung entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Britischer Sektor, Fernsprecher 91 29 37) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Heidelberg

Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40.

Berlin-Charlottenburg 2

Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70.

Isolierung von Ingenieurbauten gegen Tages- und Grundwasser durch
HeKu-METALLBAND-ABDICHTUNGEN



VDM-HALBZEUGWERKE G.M.B.H.
ABT. BAUWESEN FRANKFURT (M) - HEDDERNHEIM

CARL ZEISS
JENA

Wir liefern kürzfristig

BAU-NIVELLIERE

mit Kippschraube

neue Konstruktion in altbewährter Qualität

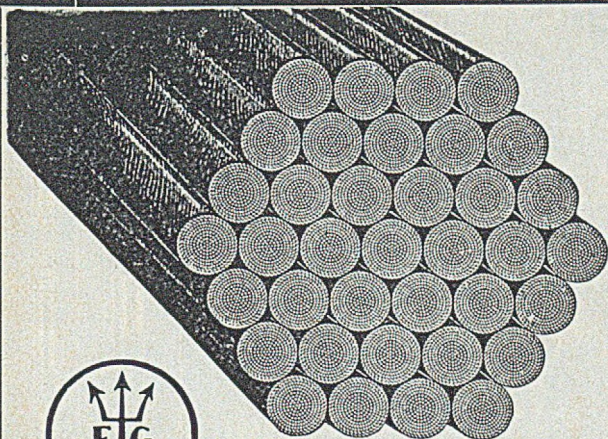
Doppelwinkelprismen mit Lotstäben

in Vorbereitung

Ingenieur - Nivelliere

Ingenieur-Theodolite

OPTIK **CARL ZEISS JENA** VEB



**TRAGSEILE FÜR
HÄNGEBRÜCKEN**

SEILE FÜR SPANNBETON

(bisher bis 104^m/m Ø geliefert)

flache, tordierte NEPTUN-

Stahlsaitenbeton-Drähte

mit höchster Haftfähigkeit (DRGM.)

Gerüstketten / Baustifte

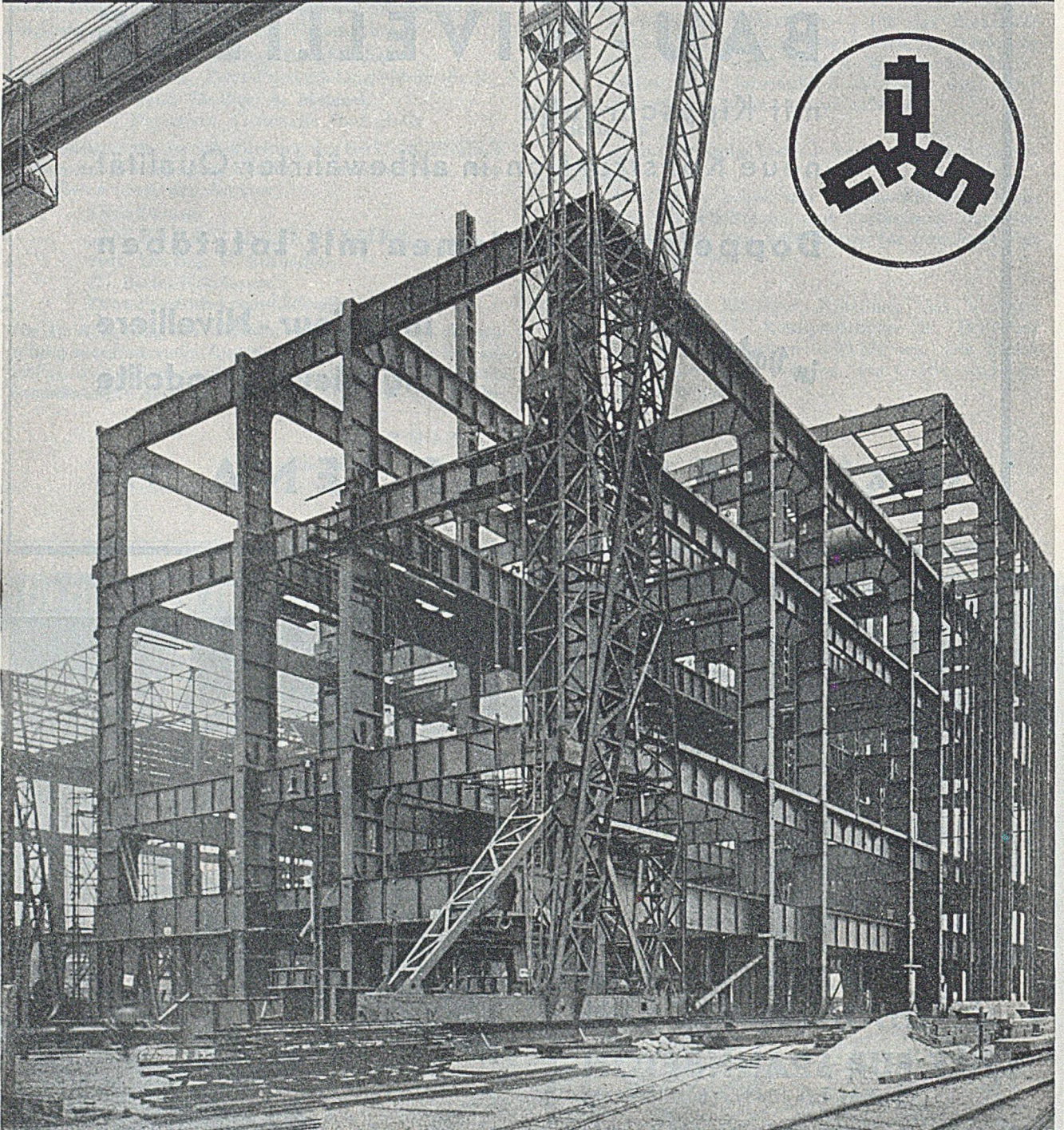
**FELTEN & GUILLEAUME CARLSWERK
EISEN UND STAHL AG KÖLN-MÜLHEIM**

Inertol
für Beton und Eisen

in alter Güte!

Firma Paul Lechler Stuttgart

STAHLBAU



J. COLLNOW u. SOHN

GEGRÜNDET 1833

HÖXTER · NORDRH · WESTF - KARLSRUHE · BADEN

Messungen und Berechnungen bei der Suldbachbrücke Mülmen.

Von Dr. A. Bühler, Dipl.-Ing., Bern.

1. Einleitung.

Während der Kriegsjahre 1914/18 waren bei den Schweizerischen Bundesbahnen die Bauarbeiten beinahe ganz eingestellt und der Betrieb beträchtlich herabgesetzt. Die dadurch verursachte geringere Beanspruchung des Baupersonales der Bahnverwaltung konnte so ausgenützt werden, daß ihm die Aufgabe gestellt wurde, durch Messungen an Brücken festzustellen, wieweit die Berechnungen mit der

bau der Suldbachbrücke wog 0,60 t/m und das gesamte Eigengewicht betrug 1,7 t/m. Das normale Lokomotivgewicht eines darüber fahrenden Zuges entspricht etwa 6,5 t/m.

2. Belastung.

Als Belastung diente der damals neu erstellte Brückenbelastungswagen, der zum Ausmessen der Fahrbahnen sowie kleinerer und mittlerer eiserner Brücken (bis ungefähr



Abb. 1. Brückenbelastungswagen. Ansicht (betriebsbereit).

Wirklichkeit übereinstimmen. Gleichzeitig wurde auch die Frage behandelt, ob elektrische Lokomotiven geringere Stoßwirkungen ausüben als Dampflokomotiven, worüber früher in Fachzeitschriften berichtet wurde.

Die an den ersten Weltkrieg anschließende Elektrifikation der Linien der Schweizerischen Bundesbahnen brachte es mit sich, daß die mit hohem Interesse, ja mit einer gewissen Leidenschaft begonnenen Untersuchungen nicht mehr weitergeführt werden konnten und später durch das Entwerfen und Ausführen zahlreicher Bahnbauten aller Art ganz in den Hintergrund gedrängt wurden. Immerhin konnten die gemachten Erfahrungen bei den mit der Elektrifikation der Linien verbundenen Nachrechnungen aller eisernen Brücken doch durch wertvolle Ergänzungsmessungen bereichert werden. Darüber ist in den Veröffentlichungen zum ersten Kongreß für Brücken- und Hochbau, Zürich 1926, berichtet worden.

Über die Hauptmessungen an der Suldbachbrücke ist indessen noch keine zusammenhängende Veröffentlichung erfolgt, was hiermit nachgeholt werden soll. Hierbei handelt es sich um das möglichst vollständige Messen der Dehnungen, Spannungen, Winkeländerungen und Einsenkungen der Bauglieder einer Brücke mit 19,3 m Stützweite, Fahrbahn unten. Die Wahl fiel auf die Suldbachbrücke bei Mülmen, weil diese innerhalb der Endweichen der Station gleichen Namens der Lötschberglinie Thun—Spiez—Frutigen—Brig liegt. Es war daher möglich, eines der beiden Geise außer Betrieb zu setzen, was die Messungen sehr erleichterte. Hierfür sei der Direktion dieser Linie bestens gedankt. Ferner konnten in Zugpausen von der im Betrieb belassenen zweiten Brücke aus die Verschiebungen und Einsenkungen gemessen werden, ohne teure Gerüste zu benötigen. Der Ober-

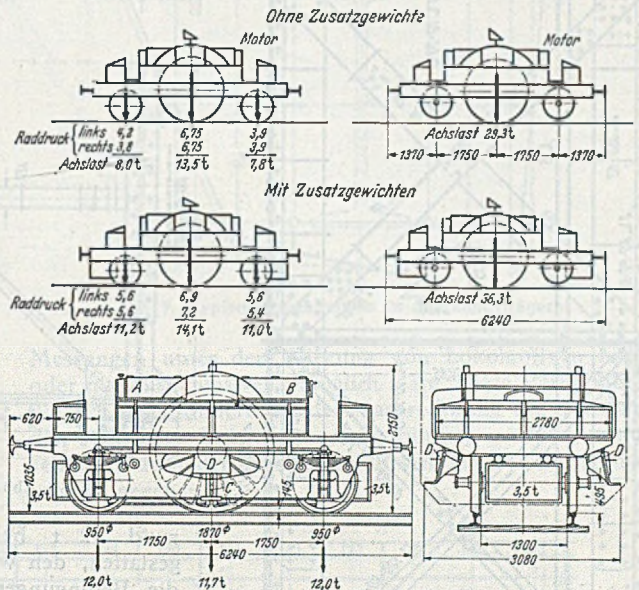
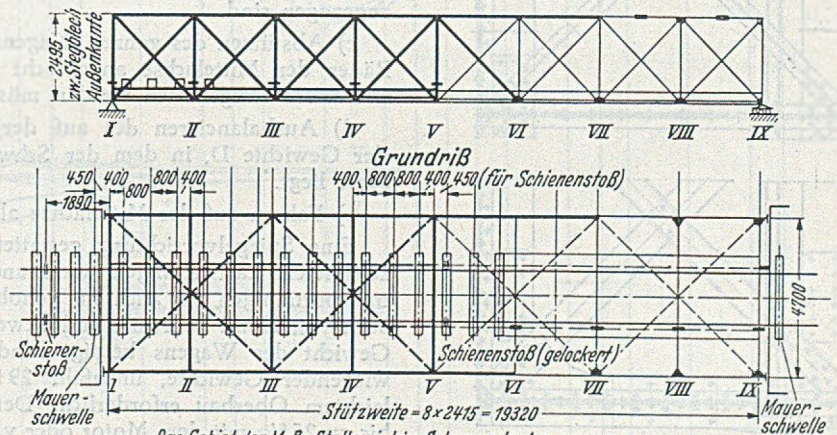


Abb. 2. Brückenbelastungswagen. Achslasten und Übersicht.

30 m) diente und in erster Linie zur Gewinnung von Einflußlinien gedacht war, um verwickelte Arbeitsweisen der Bauglieder analysieren zu können.

Dieser Wagen, der in den Abb. 1 und 2 dargestellt ist, besteht aus einem Rahmen, in den drei Achsen eingebaut sind, und zwar zwei äußere, normale Wagenachsen und eine mittlere, von einer Lokomotive herrührende Triebachse. Im übrigen ist er so ausgebildet, daß er jedem Zuge beigegeben werden kann. In diesem sog. transportfähigen Zustand verteilt sich das Gewicht des Wagens ungefähr gleichmäßig auf die drei Wagenachsen, so daß jede mit



Das Gebiet der Meß-Stellen ist im Schema stark ausgezogen; vereinzelt Meß-Stellen sind mit — bezeichnet.

Abb. 3. Übersichtsskizze der Versuchsbrücke.

Der Wagen eignet sich im gehobenen Zustande, also als Einzellast, in erster Linie zur experimentellen Unter-

stützen C, was bei den stählernen Brücken auf eine zwischen die Schwellen zu legende Traverse zu erfolgen hat, können auch bezüglich der lastverteilenden Wirkung des Oberbaues Schlüsse gezogen werden. Ferner können damit die zusätzlichen Einflüsse, die eine Belastung der Fahrbahnen auf die Hauptträger und die Windverbände ausübt, bestimmt werden.

Die bei der Belastung erhaltenen Beobachtungswerte ergeben durch deren Zusammenstellung die Einflußlinien für Spannungen, Winkeländerungen und Einsenkungen. Durch die Gewinnung von Einflußlinien lassen sich die sehr verwickelten Vorgänge in den Fahrbahnen der eisernen Brücken erklären, was rechnerisch oder durch

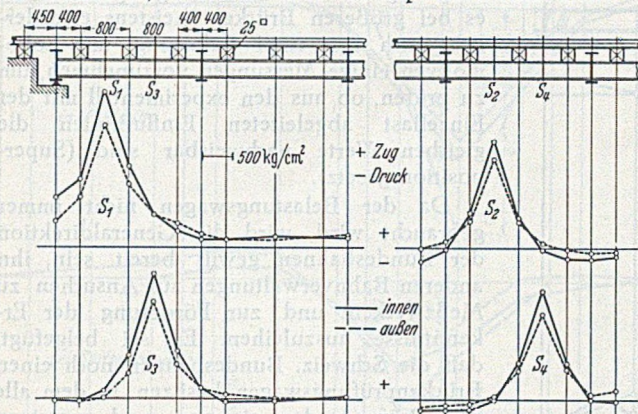


Abb. 5. Einflußlinien der gemessenen Schienenspannungen (für $P = 12,5 \text{ t}$).

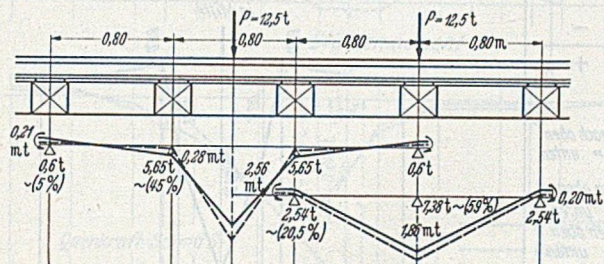


Abb. 6. Momentenflächen für mittlere Schienenfelder. (Links Last $P = 12,5 \text{ t}$ zwischen zwei Schwellen, rechts Last über einer Schwelle.)

— — — ausgeglichene Beobachtungswerte.
— — — gerechnete Werte (Träger auf elast. senkbaren Stützen.)

suchung der Fahrbahnen stählerner Brücken, bei denen er in Anbetracht seines erheblichen Gewichtes bedeutende Spannungen zu erzeugen vermag. Beim Abstützen auf die

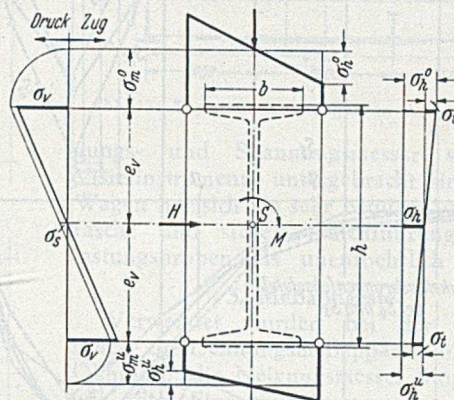


Abb. 7. Typische Spannungen in den Längsträgern.

Messungen unter der Wirkung von Lokomotiven nicht, oder nur ausnahmsweise möglich wäre. Diese Verhältnisse, die sich insbesondere bei der Nachrechnung der bestehenden stählernen Brücken ungünstig fühlbar machten, hatten seinerzeit auch den Anstoß zur Erstellung des Belastungswagens gegeben.

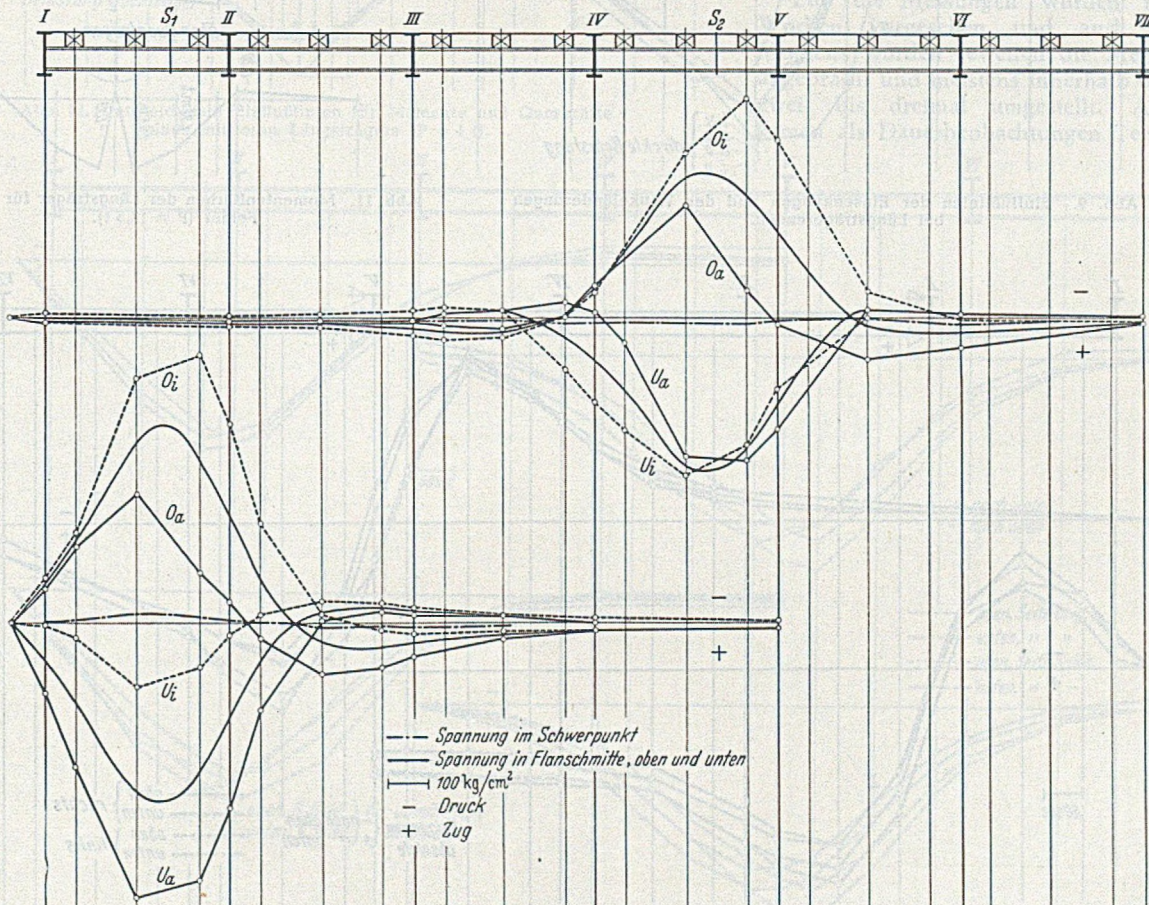


Abb. 8. Einflußlinien der vier Kantenspannungen der Längsträger. Schnitte S_1 und S_2 . (End- und Mittelfeld.)

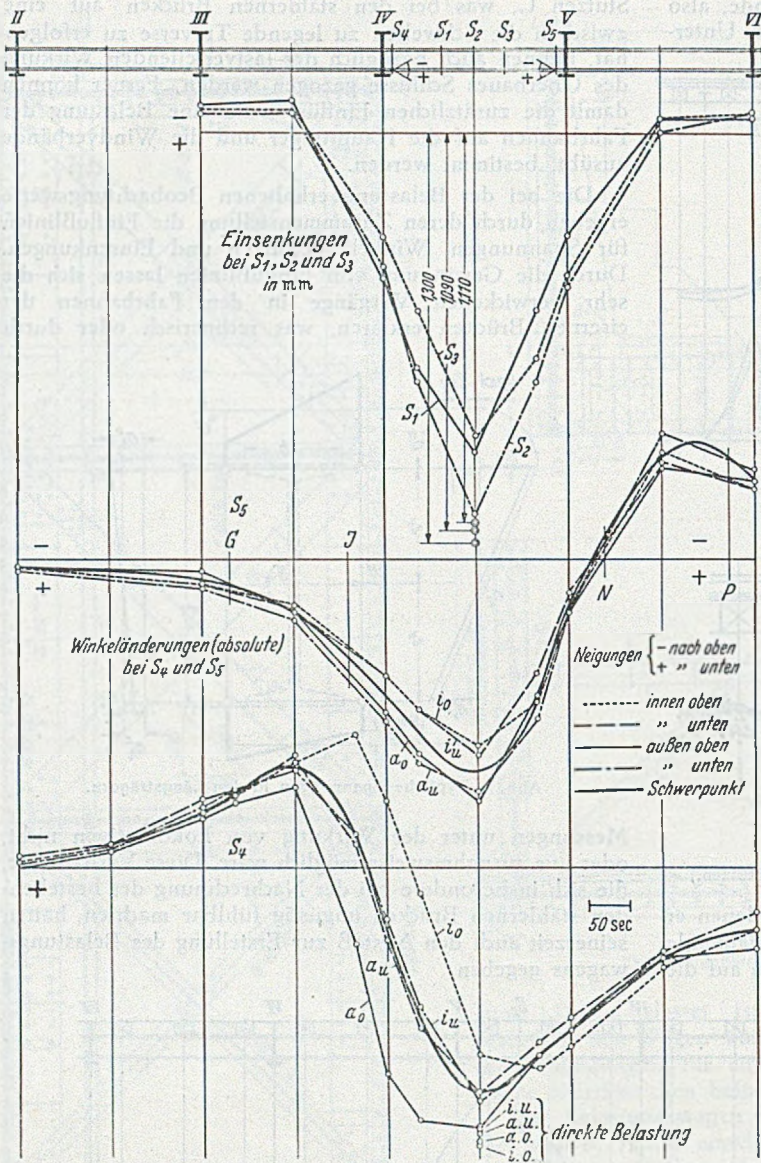


Abb. 9. Einflußlinien der Einsenkungen und der Winkeländerungen bei Längsträgerenden.

Zur völligen Abklärung der mit diesem Wagen gewonnenen Messungsergebnisse ist es bei größeren Brücken meistens erforderlich, auch bei einer Belastung mit Lokomotiven einige Messungen vorzunehmen, um zu prüfen, ob aus den experimentell mit der Einzellast abgeleiteten Einflußlinien die gleichen Werte nachweisbar sind (Superpositionsgesetz).

Da der Belastungswagen nicht immer gebraucht wird, wird die Generaldirektion der Bundesbahnen gewiß bereit sein, ihn anderen Bahnverwaltungen auf Ansuchen zu Meßzwecken und zur Förderung der Erkenntnisse auszuleihen. Es sei beigefügt, daß die Schweiz. Bundesbahnen noch einen Brückenprüfungswagen besitzen, in dem alle zur Prüfung der eisernen und massiven Brücken erforderlichen Einsenkungs-, Nei-

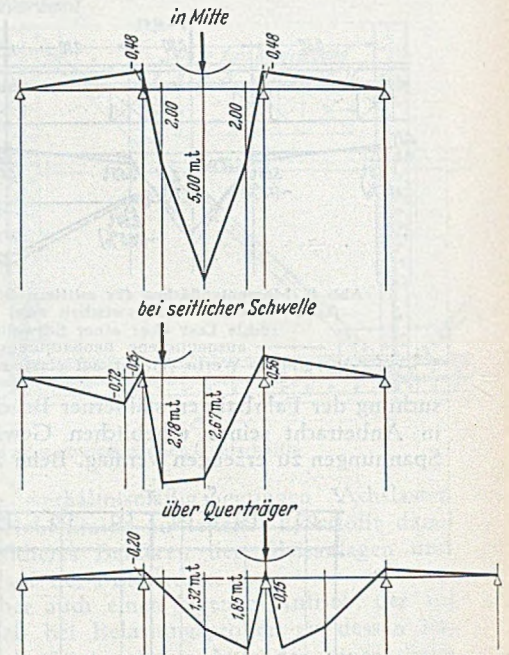


Abb. 11. Momentenflächen der Längsträger für mittlere Felder ($P = 12,5$ t).

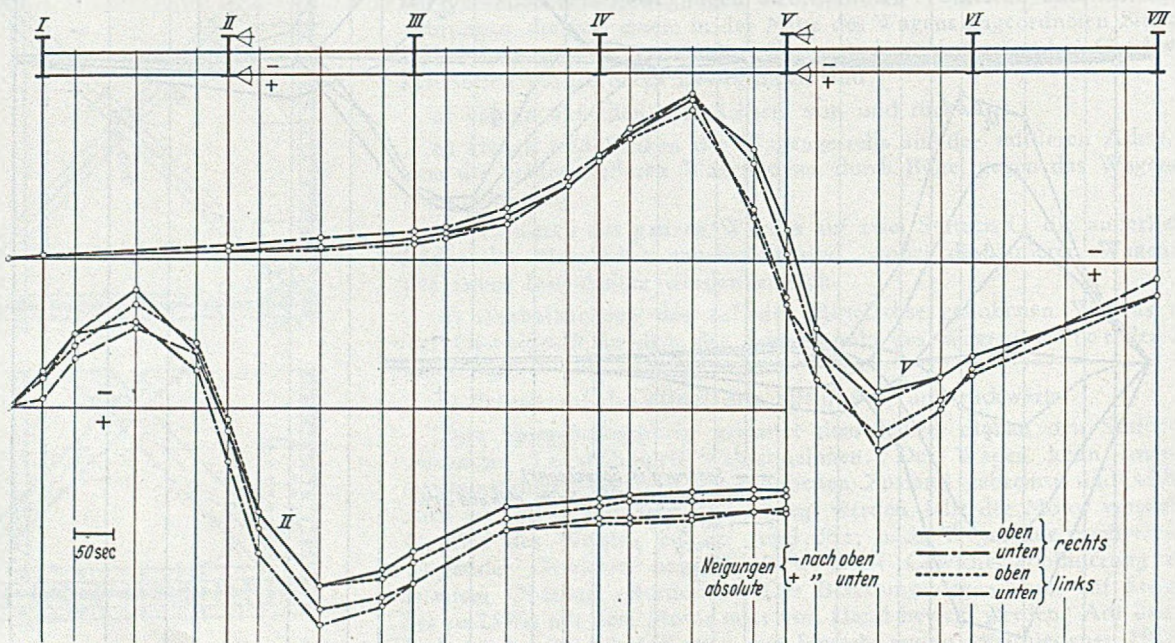


Abb. 10. Einflußlinien der Winkeländerungen in Richtung der Längsträger bei den Querträgern II und V.

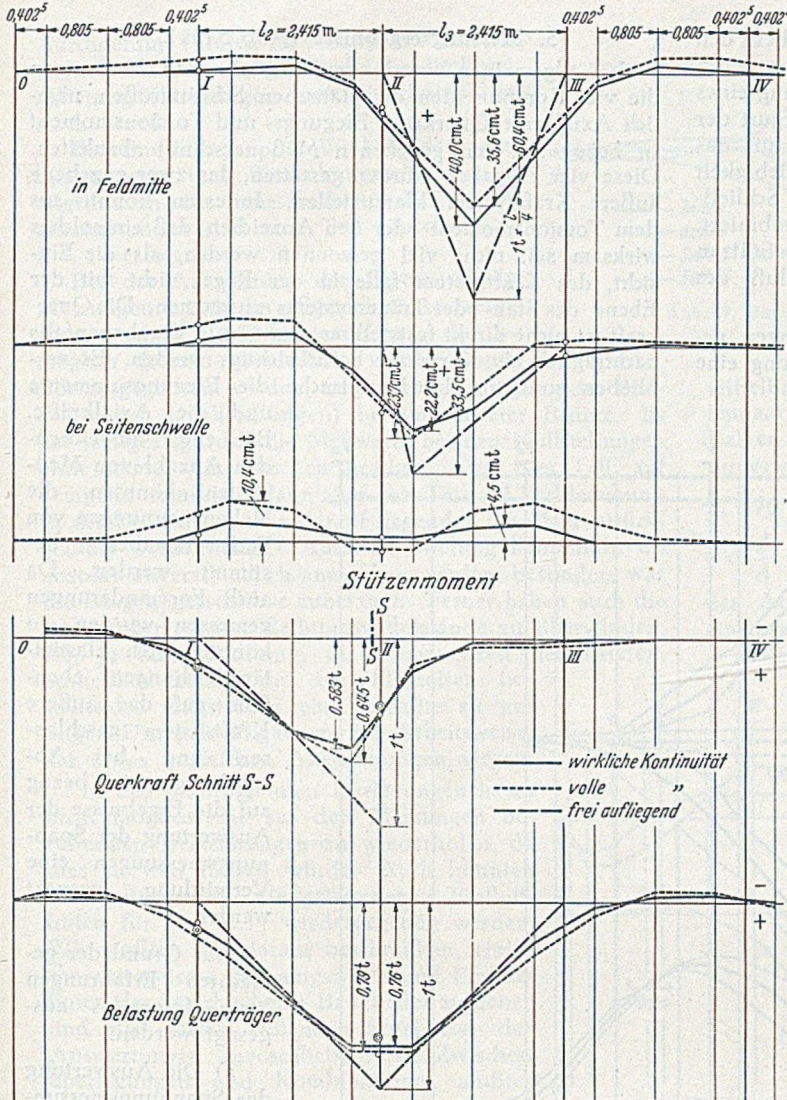


Abb. 12. Vergleichende Einflußlinien für Momente und Querkraft eines mittleren Längsträgers ($P = 1 t$).

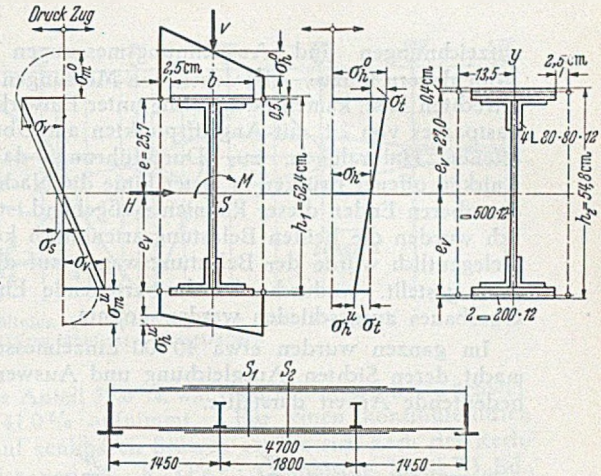


Abb. 13. Typische Spannungen in den Querträgern.

gungs- und Spannungsmesser sowie die Visierinstrumente untergebracht sind. Dieser Wagen hat sich als sehr bequem und für die rasche und sichere Durchführung der Belastungsproben als unentbehrlich erwiesen.

3. Meßapparate:

Verwendet wurden bei der Sulzbachbrücke die Dehnungsmeßapparate Mantel und Okhüsen, die Neigungsmesser Stoppani, sowie die Einsenkungsmesser verschiedener Systeme, deren Genauigkeit zuvor geprüft wurde. Es sei hierbei auf die Schrift: Beschreibung von Apparaten zur Untersuchung von eisernen und massiven Brücken, 2. Aufl., Bern 1924, verwiesen.

4. Meßprogramm und Messungen

(Abb. 3 und 4):

Für die Messungen wurden rund 2½ Wochen vorgesehen und auch benötigt. Morgens wurden jeweiligen die Meßapparate angebracht und meistens innerhalb des Tages zwei- bis dreimal umgestellt. Außerdem kamen als Dauerbeobachtungen Temperatur-

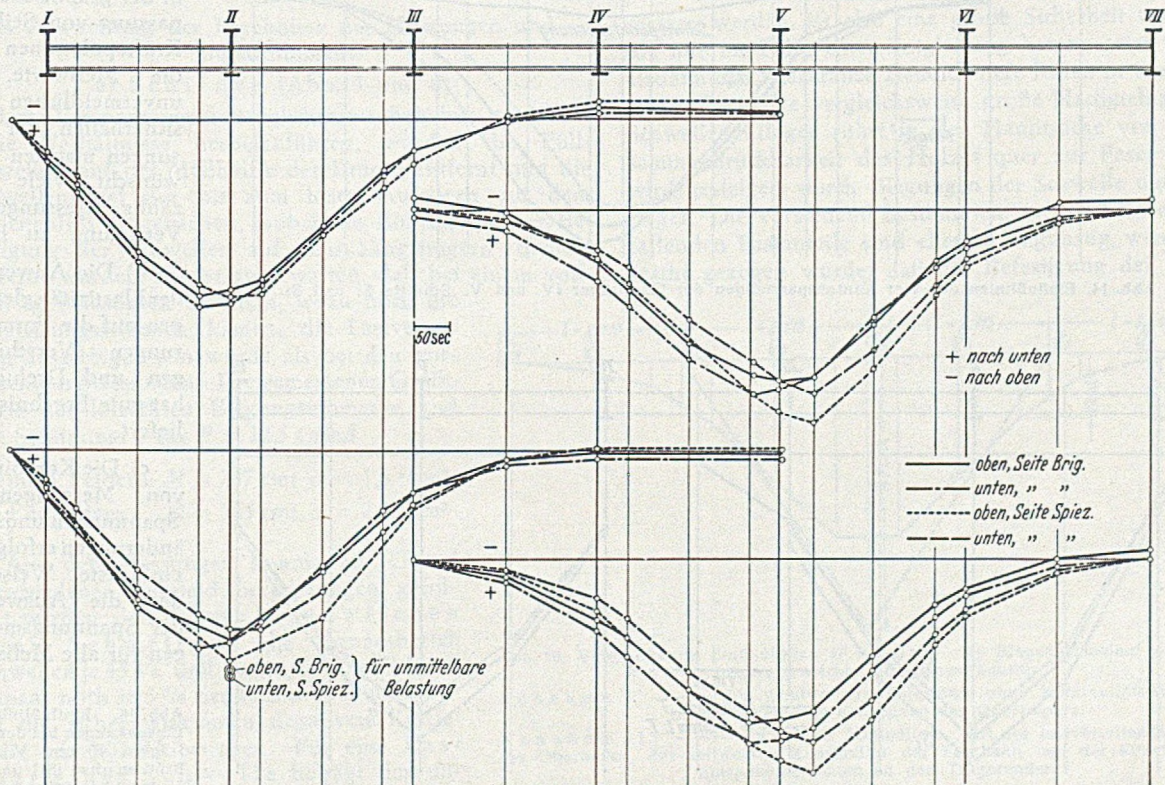


Abb. 15. Einflußlinien der Winkeländerungen in den Ebenen der Querträger II und V (an den vier Kanten, in 50 cm Abstand vom Hauptträger).

aufzeichnungen und Ausdehnungsmessungen bei den Rollenlagern hinzu. Abgesehen von Messungen unter der lotrechten Last, kamen noch solche unter Einwirkung eines Lastpaares von 2 t, mit Angriffspunkten am Obergurt der offenen Halbrahmen, zur Durchführung, da für das Knicken offener Brücken in erster Linie die Nachgiebigkeit der oberen Enden dieser Rahmen maßgebend ist. Schließlich wurden die beiden Belastungsarten noch kombiniert. Gelegentlich wurde der Belastungswagen auf die Stützen „C“ gestellt, wodurch der lastverteilende Einfluß des Oberbaues ausgeschieden werden konnte.

Im ganzen wurden etwa 40 000 Einzelmessungen gemacht, deren Sichten, Ausgleichung und Auswertung eine bedeutende Arbeit darstellte.

5. Messungsergebnisse (Abb. 5 bis 27):

Im allgemeinen wurde versucht, aus den Messungen die vier Komponenten der statischen Schnittgrößen, nämlich Axialkraft, Querkraft, Biegungs- und Torsionsmoment in bezug auf den gegebenen Meßquerschnitt abzuleiten. Diese vier Angaben würden gestatten, das zwar gegebene äußere Kraftsystem klarzustellen. Indessen konnte aus dem Torsionsmoment oder den Anzeichen, daß ein solches wirksam sei, nicht viel gewonnen werden, als die Einsicht, das Kraftsystem falle in der Regel nicht mit der Ebene des Stab- oder Trägersystems zusammen. Die Querkraft ist nicht direkt feststellbar und mußte gegebenenfalls nachträglich als Korrektur berücksichtigt werden. Es verblieben sonst in der Hauptsache die Biegemomente und die Axialkräfte. Bei einer ausreichenden Anzahl von Meßstellen könnten die Nebenspannungen von Fachwerkstäben bestimmt werden. Da auch Formänderungen gemessen wurden, so könnte durch Elastizitätsgleichungen ebenfalls auf das äußere Kraftsystem geschlossen und bei Abweichungen in bezug auf die Ergebnisse der Spannungsmessungen eine Vermittlung gesucht werden.

Auf Grund der gemachten Erfahrungen kann folgendes ausgesagt werden.

a) Die Auswertung der Spannungsmessungen erfolgt am besten in der graphischen Anpassung von Seil- und Kräftepolygonen an die Meßwerte. Die unvermeidlichen Unsicherheiten der Messungen machten es erwünscht, viele überzählige Messungen zur Verfügung zu haben.

b) Die Anwendung der Elastizitätsgleichungen auf die Formänderungen (Verschiebungen und Drehungen) hat gute Ergebnisse geliefert.

c) Die Kombination von Messungen der Spannungen und Formänderungen erfolgte auf einfachste Weise so, daß die Auswertung der Spannungsmessungen für alle Meßstellen

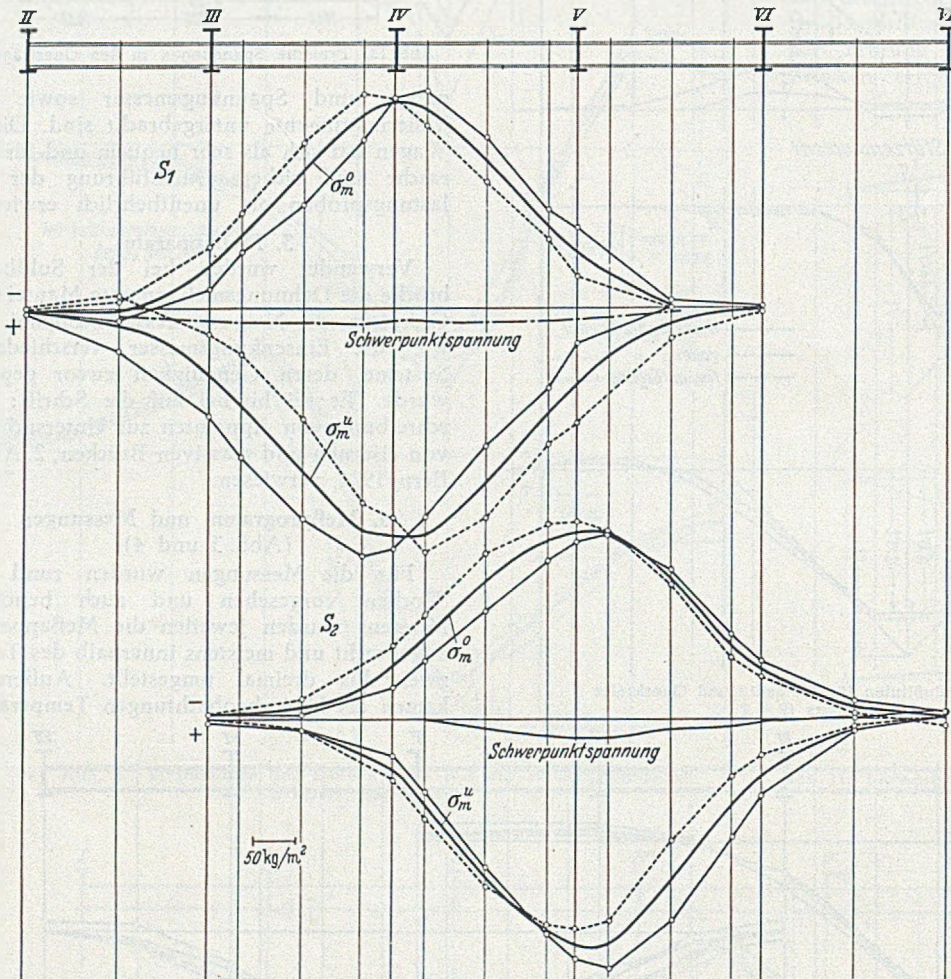


Abb. 14. Einflußlinien der vier Kantenspannungen der Querträger IV und V. Schnitte S₁ und S₂.

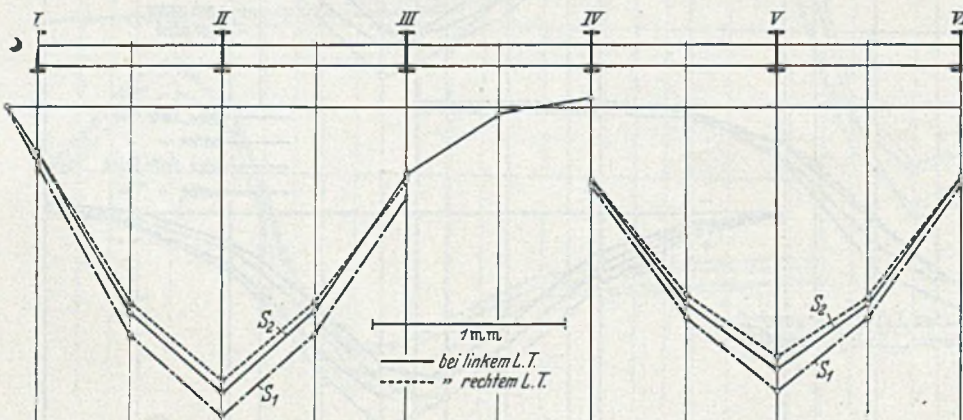


Abb. 16. Einflußlinien der Einsenkungen bei den Querträgern II und V in der Brückenachse (S₁) und unter den Längsträgern (S₂).

durchgeführt (Linien für Aixalkräfte und Momente) und hernach eine Probe für die Formänderung (Drehungen und Biegelinien) gemacht wurde.

Die Einflußlinien für Winkeländerungen, Spannungen und Einsenkungen gelten im allgemeinen für eine Last $P = 12,5\text{ t}$. Die Auswertungen sind zum Teil für eine Last $P = 1\text{ t}$ erfolgt.

Bei der Auswertung der Ergebnisse der Messungen wurde im allgemeinen so vorgegangen, daß die Einzelmessungen, die wo möglich dreimal wiederholt wurden, unter sich ausgeglichen wurden, unter Berücksichtigung der Endablesungen (Nullstellungen) bei unbelasteter Brücke. Es hat sich gezeigt, daß die Meßwerte bei den Nullstellungen nicht immer einander entsprachen, was zum Teil auf Temperatureinflüsse, dann aber zum Teil auf Verklemmung in der Brücke und dem darauf liegenden Oberbau zurückgeführt werden muß. Auch die Nietung kann nicht als absolut unverschieblich angesehen werden, besonders was die Längsträgerschlüsse anbelangt. Ferner haben auch die Rollenlager gewisse Reibungswiderstände zu überwinden, die, je nach Richtung, die Remanenzen hervorriefen. Schließlich bilden die aus Flacheisen bestehenden Zugstreben eine Ursache zu geringen Unregelmäßigkeiten der Arbeitsweise, der etwas ungleichen Anspannungen wegen.

In den nachfolgenden Darlegungen ist es nicht möglich, die auf den Messungen beruhenden Berechnungen zu wiederholen, da dies zu weit führen würde. Auch konnten bei weitem nicht alle gewonnenen Einflußlinien für $P = 12,5\text{ t}$ wiedergegeben werden. Wir mußten uns darauf beschränken, einige charakteristische Messungswerte und Einflußlinien der verschiedenen Bauglieder zu geben und die darauf fußenden Ergebnisse den Auswertungen anzuschließen. Alle Zwischenüberlegungen und Kombinationen mußten weggelassen werden.

6. Auswertung der Ergebnisse der Messungen und Berechnungen:

a) Schienen (Abb. 5 und 6):

Um Verspannungen möglichst zu beheben und einfache Verhältnisse herbeizuführen, wurden die Füllschwelle auf der Meßhälfte der Brücke entfernt und die Schwellennägel nur bis zum losen Aufsitzen auf dem Schienenfuß eingetrieben, wobei die Bolzen, die zur Befestigung der Schwelle auf den Längsträgern dienen, entfernt wurden. Es ist zu erwarten, daß bei einem vollständig befestigten Oberbau, wozu noch die Entgleisungsschienen kämen, die Lastverteilung ausgiebiger sein würde als bei den vorliegenden Messungen. Die gemessenen Größtwerte der lotrechten Biegemomente und der Spannungen für $P = 12,5\text{ t}$ sind

bei mittl. Feldern $M = 257\text{ cmt } \sigma = 1,8\text{ t/cm}^2$
bei Endfeldern $M = 365\text{ cmt } \sigma = 2,5\text{ t/cm}^2$.

Aus den Messungen konnte auf Grund verschiedener Vergleichsberechnungen gefolgert werden, daß für eine Last zwischen zwei Schwellen, die benachbarten Schwellenpaar noch je 5% der Last aufnehmen, wobei die sicher wirksamen negativen Kräftepaare rd. $0,02 \cdot P \cdot l$ betragen. Für eine Last über einer Schwelle beträgt der un-

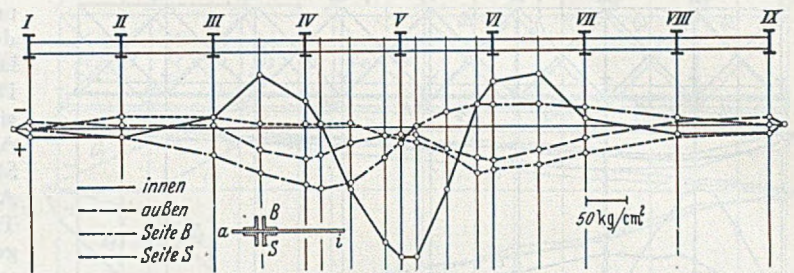


Abb. 17. Einflußlinien der Spannungen an dem Pfosten V (15 cm über dem Querträger).

mittelbare Anteil 59,0%, während das benachbarte Schwellenpaar 41,0% aufnimmt. Für einen kontinuierlichen Balken auf senkbaren Stützen ergäbe sich nach der Rechnungsweise von W. Ritter: Graphische Statik, 3. Bd., S. 176/177, für ein $\frac{P}{A} \cong 0,554$ ein Senkungsmaß von $\varepsilon = \frac{\delta}{A} \cong 0,00004$ oder ein $\varepsilon = \frac{EJ}{l^3} \cong 0,164$, womit die in der Abb. 6 eingeschriebenen Momente angenähert übereinstimmen.

Sofern die Schwelle für den vollen Raddruck be-

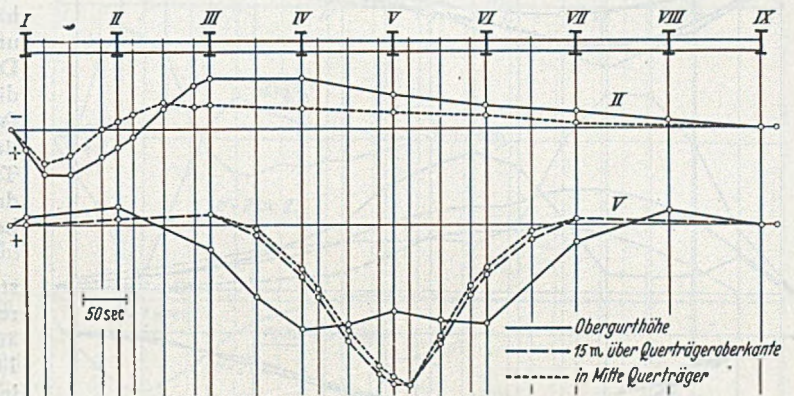


Abb. 18. Einflußlinien der Winkeländerungen in der Querrahmenebene bei Pfosten II und V.

messen werden, ist also eine große Sicherheit vorhanden, die nur im Falle einer Entgleisung herabgesetzt wird, da alsdann die Spurränne ziemlich tiefe Rillen in die Schwelle graben. Die vergleichsweise große Nachgiebigkeit der Schwellenaufleger rührt in der Hauptsache von der Zusammendrückbarkeit des Holzes quer zur Faser her und wird gesteigert durch Biegungen der Schwelle und Längsträger. Die vorstehend bestimmten, auf die Schwelle entfallenden Lastanteile sind eher zu ungünstig, wenn in Betracht gezogen wurde, daß die Befestigung der Schienen

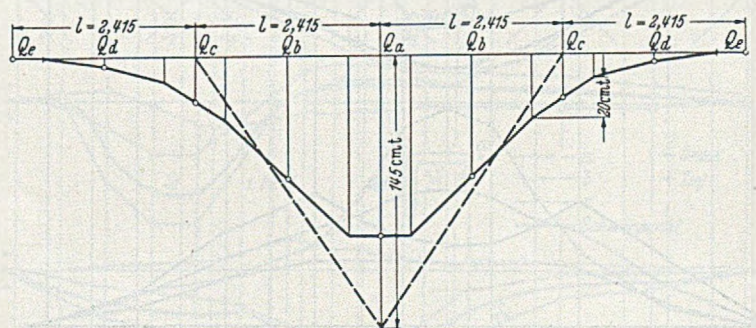
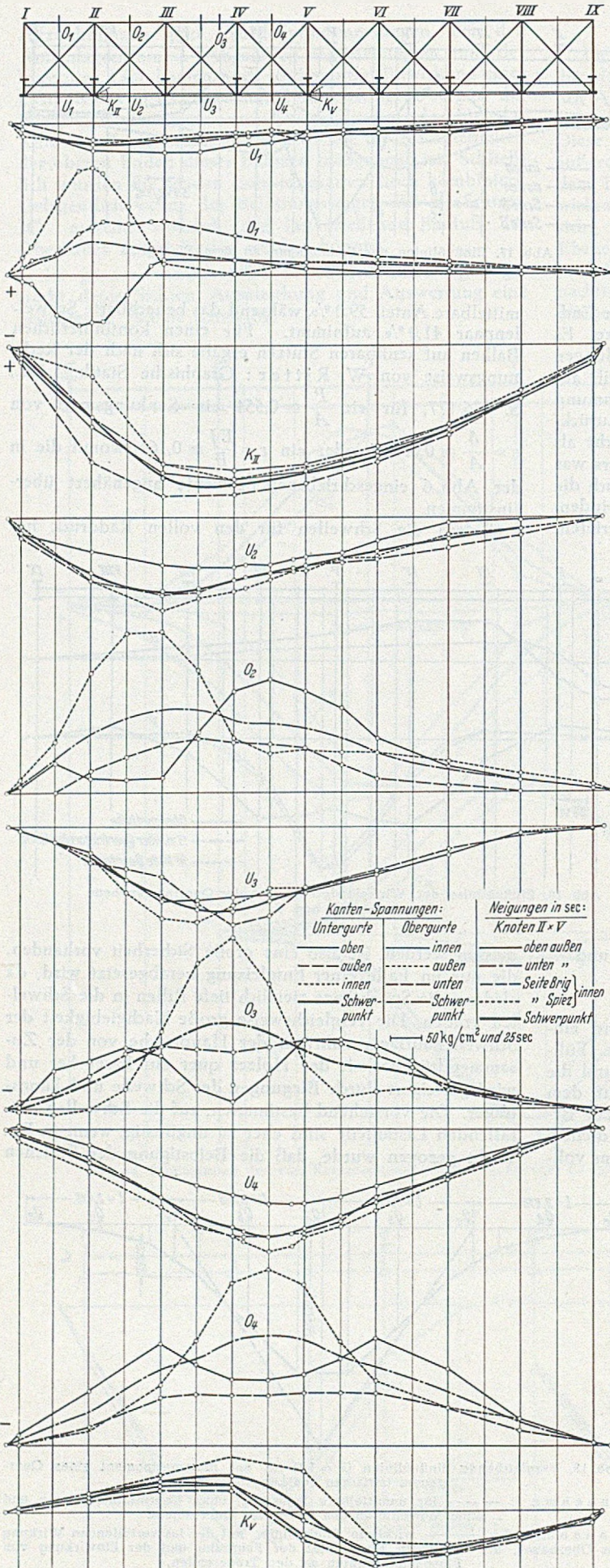


Abb. 19. Vergleichende Einflußlinien ($P = 1\text{ t}$) für das Biegemoment eines Querträgers (zwischen den Längsträgern).

Annahme I: --- für unmittelbare Belastung, ohne Kontinuitätswirkung und ohne Momente an den Enden des Querträgers.

Annahme II: — wirkliche Einflußlinie, mit der lastverteilenden Wirkung des Oberbaues, der teilweisen Kontinuität der Fahrbahn und der Einwirkung von Einspannmomenten an den Trägernenden.



und Schwellen gelockert war. Mit Einschluß der Wirkung der Entgleisungsschienen wäre die lastverteilende Wirkung des Oberbaues größer. Dabei muß allerdings beachtet werden, daß bei einer Lastfolge, die vor- und nachfolgenden Achsen wieder eine Rückwirkung haben, im Sinne einer Vermehrung der Auflagerdrücke. Aus diesem Grunde ist der Normalabstand der Tragschwellen auf Brücken zu rund 65 cm festgesetzt worden. Trag- und Füllschwellen wechseln ab, so daß auch bei einer ziemlich engen (rd. 2 m) Achsfolge die oben genannten Lastanteile einer Schwelle nicht überschritten werden.

b) Längsträger (Abb. 7 bis 12):

Die typische Beanspruchung der Längsträger zeigt die Abb. 7. Zunächst fällt auf, daß die vier Kantenspannungen stark voneinander abweichen, so daß die Bemessungsverfahren, die sich auf das gerechnete mittlere Verhältnis von „Minimum zu Maximum“ beziehen, etwas problematisch aussehen. Die Träger wirken ausgesprochen kontinuierlich, trotz den stark flexiblen Anschlüssen. Außerdem besteht eine Längskraft, die durch die mittelbaren Zusammenhänge mit den Untergurten der Hauptträger und dem unteren Windverband zustande kommt. Die Messung der Winkeländerungen wie auch die Einsenkungsmessungen in der Nähe der Anschlüsse (absolute Werte) sind ein untrüglicher Beweis für die Kontinuitätswirkung der Träger, die nach üblicher Auffassung als bei den Querträgern frei aufliegend angesehen und berechnet wurden.

Bei der Auswertung wurde die erste Feststellung gemacht, daß die Exzentrizität der lotrechten Belastung, herrührend von der Formänderung der Schwelle, nicht groß ist und etwa 1,0 cm nach der Gleisachse zu beträgt. Das ist in der Hauptsache auf die bereits erwähnte starke Zusammenpressung der Schwellen zurückzuführen. Die Wirkung der Torsionsmomente wird überdies durch den aus der Biegung der Schwelle sich entwickelnden Schub von innen nach außen vermindert oder ganz annulliert. Aus dieser Bedingung ließe sich ein günstigster Längsträgerabstand errechnen; dieser ist im vorliegenden Falle mit 1,80 m zweckmäßig gewählt.

Ferner ließen sich drei Momentenflächen für die Mittelfelder herleiten, und zwar für eine Belastung über dem Querträger (a) und dann in Feldmittel (b) und schließlich bei der seitlich liegenden Schwelle (c) unter Annahme der oben angegebenen Lastanteile der Schwellen. Daraus ist ersichtlich, daß die Kontinuitätswirkung der Längsträger zwar gering, aber doch vorhanden ist. Sie entlastet einerseits den Längsträger nicht unerheblich, belastet aber andererseits dessen Anschluß an die Querträger.

Schließlich konnten aus diesen drei Momentenflächen die Einflußlinien einer wandernden „Last 1“ gezeichnet werden, die die Eigentümlichkeit haben, als veränderliche Lastgruppen, also gewissermaßen nach einem Gesetz pulsierend, über die Längsträger zu rollen. Zum Vergleich sind auch die Einflußlinien mit Lastverteilung gezeichnet für frei aufliegende und voll kontinuierliche Balken.

Abb. 20. Einflußlinien für die Spannungen von Unter- und Obergurtstäben und von Winkeländerungen der Knotenpunkte.

Für Bemessungszwecke müßte nun ein bestimmtes Lastenschema angenommen werden. Dabei wird sich im allgemeinen ergeben, daß für die Längsträger, infolge der Kontinuitätswirkung, die lastverteilende Wirkung des Oberbaues zum Teil wieder verlorengeht. Bei der üblichen Vernachlässigung der Lastverteilung und der Kontinuität kann man sich fragen, ob dadurch die Mehrbelastung infolge Exzentrizität und seitlichem Schwellenschub nicht ausgeglichen wird, da diese allein Mehrbeanspruchungen bis zu 50% hervorrufen können.

Beim Anschluß der Längsträger liegt eine Kontinuitätswirkung vor. Sie kann bedeutende Werte erreichen. Wenn keine klare konstruktive Lösung möglich ist, dürfte es sich empfehlen, den Anschluß für ein Moment gleich $\frac{1}{6}$ des Feldmomentes und eine Querkraft gleich $\frac{2}{3}$ der Endquerkraft, beide für einen freiaufliegenden Träger berechnet, zu bemessen. Immerhin ist zu bedenken, daß je kräftiger die Anschlüsse ausgeführt werden, desto stärker die Längsträger als Hauptträgergurte mitwirken und die Querträger verbiegen. Von diesem Gesichtspunkt aus beurteilt, müßte der Abschluß biegsam und verschieblich ausgeführt werden.

c) Querträger und Halbrahmen
(Abb. 13 bis 19):

Gemessen wurden die Dehnungen (Spannungen) in Querträgerschnitten und links und rechts außerhalb der Längsträgeranschlüsse, sowie im anschließenden Pfosten in verschiedenen Schnitten; ferner die Winkeländerungen bei den Querträgerenden. Auch hier zeigt es sich, daß die Beanspruchungen auf Grund bestimmter Kontinuitätswirkungen vor sich gehen.

Wie bei den Längsträgern, ist eine Längskraft vorhanden, die in der Hauptsache wohl auf die Wirkung des Windverbandes zurückzuführen ist und die das Bild der Beanspruchungen sehr verwickelt gestaltet.

Die Auswertung der Meßergebnisse zeigte, daß die Querträger II und IV zufolge ihrer seitlichen Aussteifung durch die Kreuzung des Windverbandes in besonderem Maße horizontalen Kräften in der Richtung der Brückennachse ausgesetzt sind. Dies kam auch bei den Torsionsmomenten, denen die Querträger unterworfen sind, zum Ausdruck. Immerhin ist aus den Diagrammen ersichtlich, daß mit der Entfernung von den unmittelbaren Lastangriffen die Beanspruchungen beruhigter verlaufen. Die größten Kantenspannungen ergaben sich um 7% höher als die Werte M_V/W_X .

Die Einflußlinie für das Biegemoment der Querträger-Strecke zwischen den Längsträgern, Abb. 17, kann aus der Einflußlinie der Abb. 14 abgeleitet werden. Die Auswertung für verschiedene Belastungsschemata wird im allgemeinen ergeben, daß die übliche Rechnungsweise eine Beanspruchung ergibt, die der größten Kantenspannung entspricht, und daß die größte Querkraft zwar etwas größer wäre als die gemessenen, aber eher zunehmen würde, wenn die Kontinuität der Längsträger verbessert würde.

Der Versuch mit unmittelbarer Belastung des Querträgers durch die Stützen C ergab, daß die Kontinuitätsmomente der Längsträger tatsächlich klein sind und daß die Spitze der Einflußlinie über dem Querträger durch die

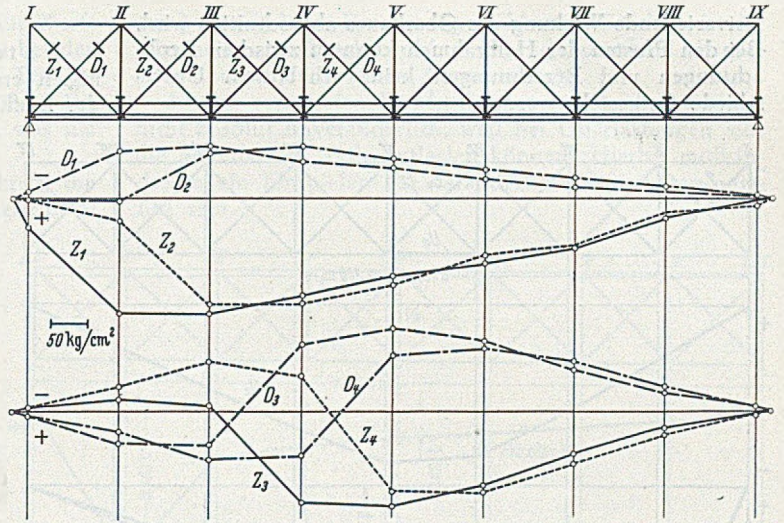


Abb. 21. Einflußlinien der Schwerpunktspannungen der Streben.

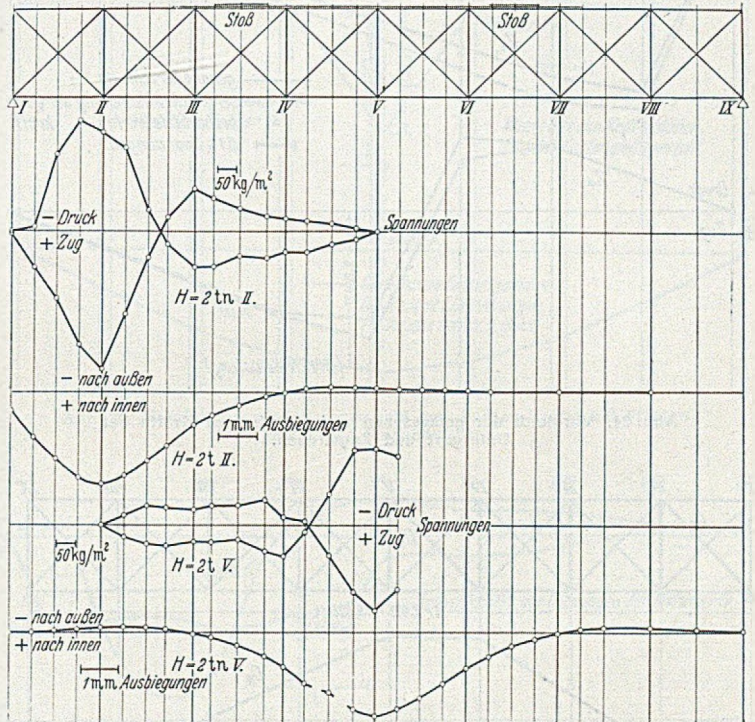


Abb. 22. Waagrechte Belastung des Obergurtes mit $H = 2 t$ bei II und V. Spannungen und Ausbiegungen.

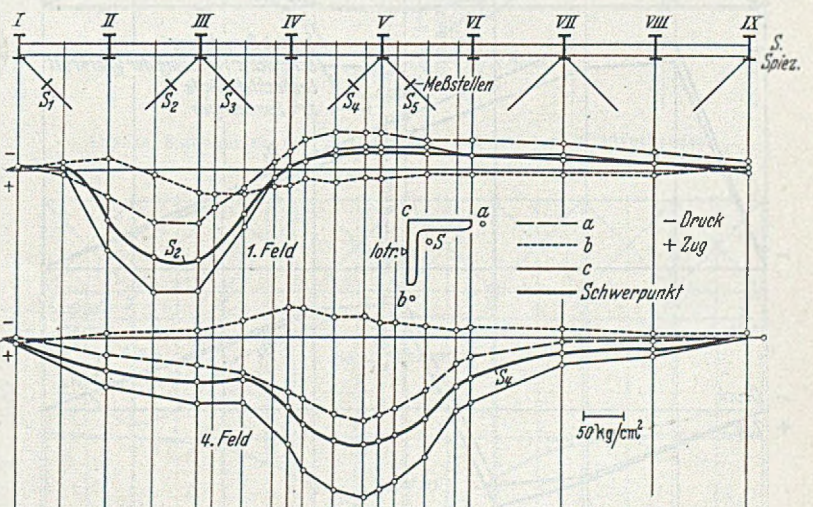


Abb. 23. Einflußlinien der Kantenspannungen bei Streben des unteren Windverbandes.

lastverteilende Wirkung des Oberbaues abgeschnitten wird. Bei den Pfosten der Halbrahmen konnten zwischen Beobachtungen und Berechnungen keine erheblichen Unterschiede festgestellt werden.

d) Hauptträger:

Untergurte (Abb. 20, 24): Wie aus den Meßergebnissen ersichtlich ist, beruhigt sich weiterhin der Verlauf der Einflußlinien für die Spannungen und Knotenpunktverdrrehungen. Sie zeigen ebenfalls einen auf Kontinuitätswirkungen beruhenden Verlauf. Die größten Kantenspannungen weichen auch nicht mehr so sehr von den Schwerpunktsspannungen ab. Immerhin sind die beim Stegblech gemessenen Abweichungen erheblich und deuten auf größere Nebenspannungen.

Der Vergleich mit den gerechneten Schwerpunktsspannungen zeigt überall eine geringere Inanspruchnahme, die auf die Mitwirkung der Längsträger und des unteren Windverbandes zurückzuführen sind. Die Minderbeanspruchung erreicht in den Endfeldern etwa 7%.

Obergurte (Abb. 20, 25): Die Meßergebnisse werden stark beeinflusst durch die Wirkung der Halbrahmen der offenen Brücke, was auch durch die seitlichen Ausbiegungen des Obergurtes bestätigt wird. Besonders für Lasten in der Nähe eines belasteten Quertägers treten Spannungsspitzen auf, die ein außerordentliches Maß erreichen. Für mehr oder weniger gleichmäßig verteilte Lasten auf die ganze Brückenlänge verringern sich aber die Ungleichheiten und der Obergurt wird gleichmäßiger beansprucht; er bleibt also gerade. Die Annahme Engessers für die Berechnung der Knicksicherheit der Obergurte offener Brücken erhält damit eine Stütze, d. h. daß die Knickkraft eine Totlast und einen anfänglich geraden Gurt voraussetzt. Die Endpfosten haben sich, der Auflageverhältnisse der Brücke wegen, als sehr steif erwiesen, was Engesser ebenfalls annimmt (Abb. 22, 28 u. 29).

Je nach Feldlänge einer Brücke, Länge der verkehrenden Lokomotiven und Zuggewichten muß aber mit einer sehr ungünstigen Inanspruchnahme des Obergurtes gerechnet werden, die in dem Verhältnis Min/Max für die Kantenspannungen, also für den Bemessungswert, zum Ausdruck käme. (In Betracht kommen ± 400 kg/cm².)

Streben (Abb. 21, 24, 25): Die Einflußlinien der Zug- als auch der Druckstreben zeigen einen ruhigen, stetigen Verlauf, was zu erwarten war. Die steifen Druckstreben sind gleichmäßiger beansprucht, während bei den Zugstreben aus Flacheisen eine ausgesprochen ungleiche Spannung vorherrscht; die „innen“ gelegenen Flacheisen sind eher mehr gezogen als die „außen“ liegenden. Durchweg steife Profile sind also angezeigt. Die wirklichen Strebenbeanspruchungen liegen zwischen den Ergebnissen der genauen Berechnung des acht-fach statisch unbestimmten Fachwerkes, der hältigen Verteilung der Querkräfte (d. h. $D=Z$), und einer Verteilung der Querkräfte proportional den Querschnitten der Streben. Jede dieser Berechnungsarten darf als zulässig angesehen werden. Im Durchschnitt dürften die Beanspruchungen eher kleiner als rechnungsmäßig ausfallen, weil die Stegbleche der Gurten sich auch an der Aufnahme der Querkräfte beteiligen.

Pfosten (Abb. 26): Diese haben im Hauptträgersystem nur eine ausgleichende Teilrolle für die Querkräfte zu spielen; sie sind infolge der Kanapeebleche stark exzentrisch beansprucht. Ihre Hauptaufgabe bildet die

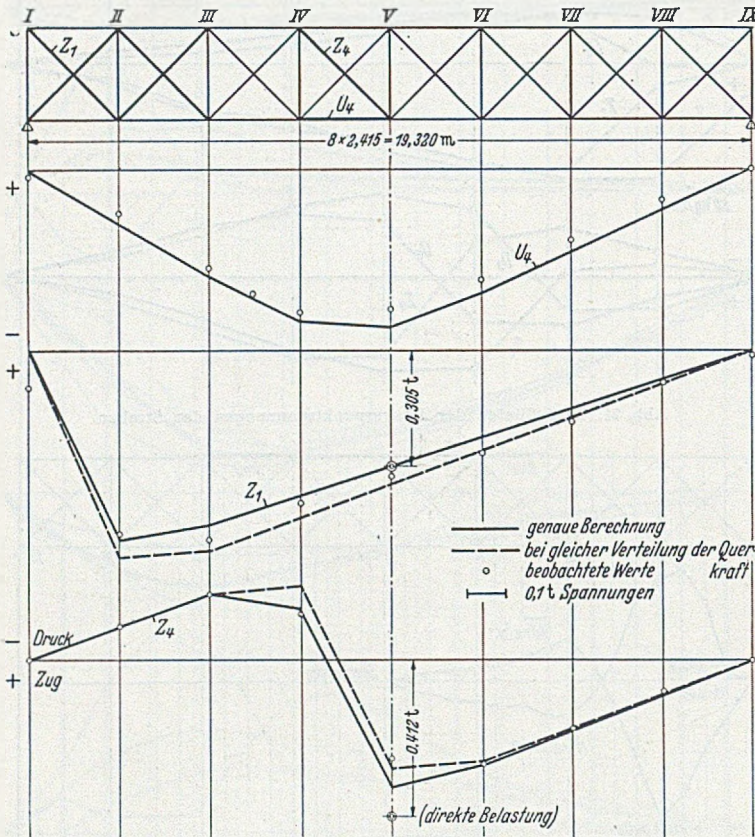


Abb. 24. Vergleich der gemessenen und gerechneten Kräfte bei Untergurt und Zugstreben.

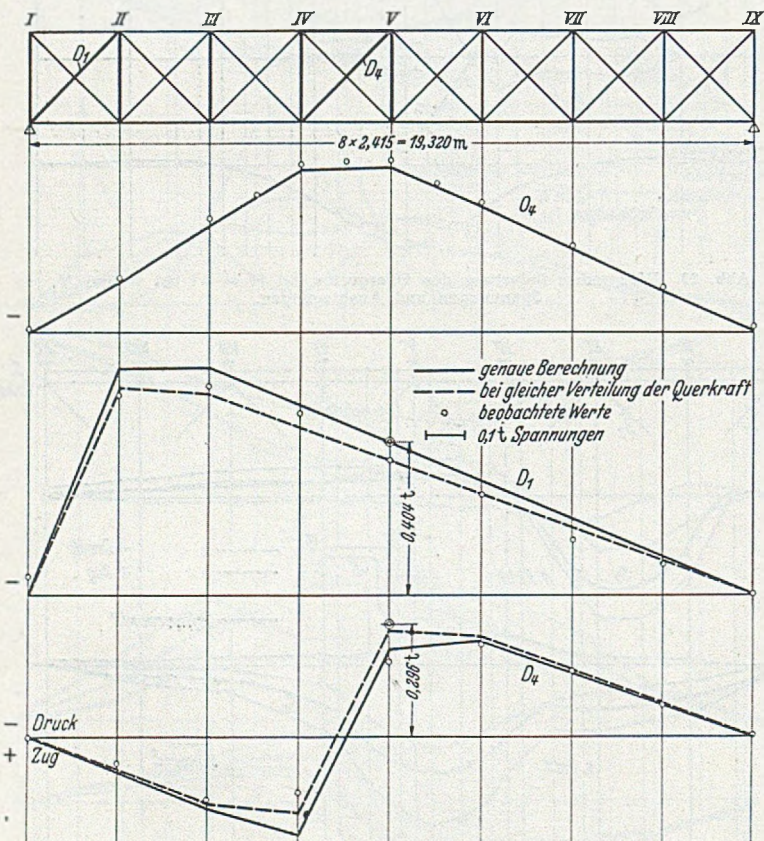


Abb. 25. Vergleich der gemessenen und gerechneten Kräfte bei Obergurt und Druckstreben.

Aussteifung des Obergurtes. Es wurde versucht, die Werte aus den Kräfteplänen für das Knotengleichgewicht bei den theoretischen Einflußlinien einzutragen, was zum Teil befriedigende Übereinstimmung ergab. Die exzentrische Beanspruchung der Pfosten ist nicht zu übersehen, was die Auswertung der Messung erschwerte.

Das in der Praxis sich durchgesetzte Verfahren, die Pfosten für ein an ihrem oberen Ende angenommene horizontale Kraft von 1% der größten Gurtkraft zu bemessen, dürfte zweckmäßig sein.

c) Windverband (Abb. 23 u. 27):

Wenn man so sagen darf, verhält sich der Windverband in der Ebene des Untergurtes am drolligsten. Einerseits wirkt er als Teil des Untergurtes auf Zug, und sodann bildet er eine Unterspannung der Querträger I, III und V; II und IV sind durch die seitliche Biegefestigkeit des Untergurtes versteift. Der Verlauf der Kantenspannungen der Streben ist etwas unerwartet. Die Schwerpunktspannungen für die Streben weisen nicht eindeutig auf Zugkräfte, wie zu erwarten stand. Durch Überlagerung der vorgenannten Einflüsse entstehen auch Druckkräfte. Die Entlastung des Untergurtes der Hauptträger hat also drei Ursachen: die Längenänderungen der rechteckigen Felder, die Ausweitung der Hauptträger infolge Zugbeanspruchung der Querträgeruntergurte und die seitliche Steifigkeit der Querträger. Es ergab sich, daß die Teilnahme des Windverbandes an der Übertragung der Untergurtkräfte bis 70% der theoretischen Gurtkräfte erreicht, und zwar in den Endfeldern. Die Windverbände sollten aber auch im Interesse der Seitensteifigkeit einer Brücke nicht nur auf die Windkräfte, sondern auch auf die Beanspruchung durch die zufälligen Lasten berechnet werden. Für Eigengewicht kann die Anteilnahme durch einen geeigneten Montagevorgang vermieden werden.

f) Einsenkungen der Hauptträger (Abb. 26):

Diese Messungen bestätigen die schon oftmals gemachte Feststellung, daß aus Einsenkungsbeobachtungen kein Schluß auf die Sicherheit und das Befinden einer Brücke gezogen werden könne. In den Einsenkungen kommen alle Haupt- und Nebenwirkungen zum Austrag; auf die einzelnen Wirkungen kann nicht geschlossen werden, was aus vorstehenden Darlegungen ebenfalls hervorgeht.

g) Kombinierte Wirkung des Belastungswagens mit einer waagrechten Einzellast in Obergurthöhe.

Von diesen Messungen und ihrer Auswertung soll nur so viel gesagt werden, daß die Superposition nicht mehr genau stimmt, das heißt, die Auswirkungen des Belastungswagens und die der waagrechten Einzellast in Obergurthöhe sind nicht mehr additiv. Die Ausbiegungen des Obergurtes der belasteten Brücke werden merklich größer, als es der Summe der einzelnen Kraftwirkungen allein entspräche. Diese Fragen, die in das Gebiet der Stabilität des Obergurtes gehören, sollen gesondert behandelt werden.

7. Schlußfolgerungen:

Auf Grund der Ergebnisse und der Auswertung der Messungen an der Suldbachbrücke bei Mülenen lassen sich folgende Schlußfolgerungen ziehen:

a) Die übliche Berechnung stählerner Brücken ist im allgemeinen praktisch wohl genügend zutreffend, bedarf aber doch einer besseren Ausgestaltung.

b) Bei vernieteten Brückenbauten ist die Arbeitsweise nicht absolut unveränderlich, weil bei Überlastungen sich die betreffenden Teile entlasten können. Hierbei muß indessen ein Einspielen auf veränderliche Stützungen möglich sein.

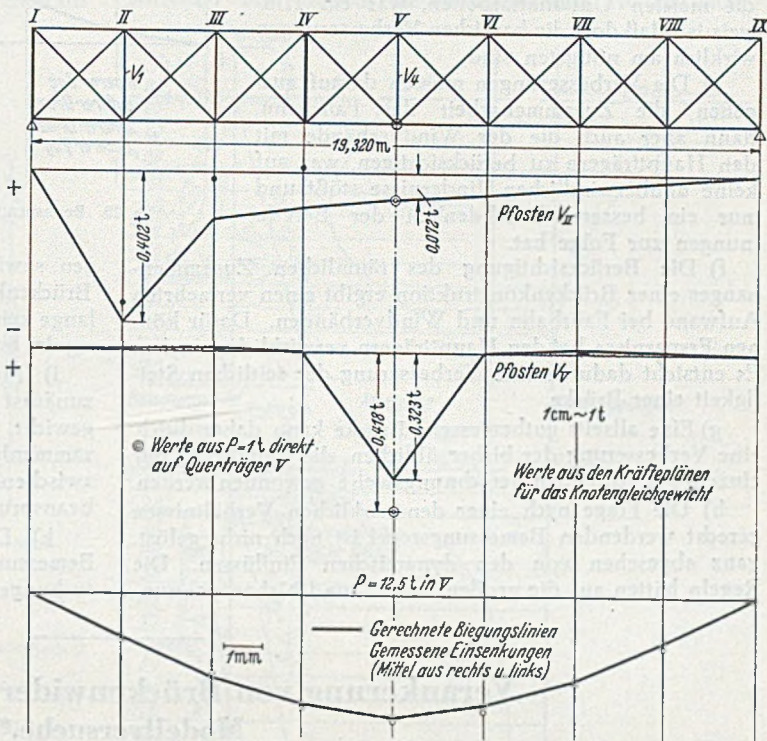


Abb. 26. Vergleich der gemessenen und gerechneten Kräfte bei Pfosten sowie der Einsenkungen.

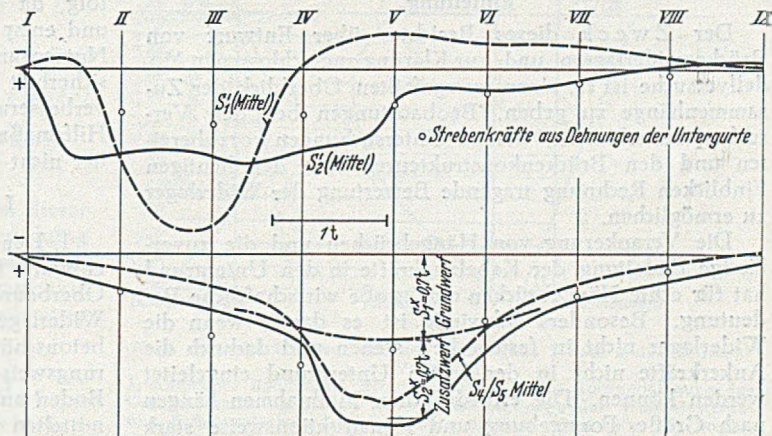


Abb. 27. Einflußlinien der Strebenkräfte des unteren Windverbandes.

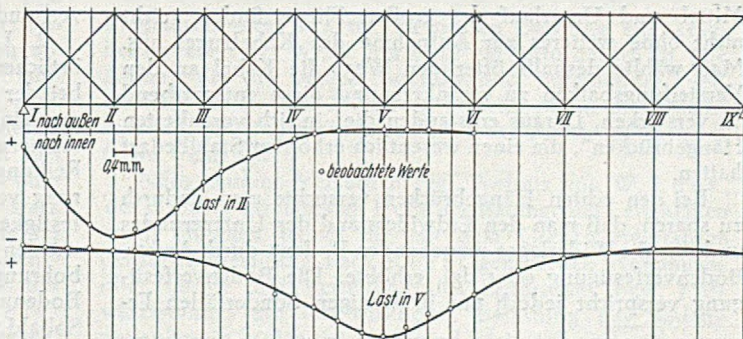


Abb. 28. Seitliche Ausbiegungen des Obergurtes für lotrechte Lasten.

c) Überlastungen treten ein, weil die übliche Berechnungsweise auf die besonderen Verhältnisse nicht immer Rücksicht nimmt, was bei schiefen und doppelgleisigen Brücken besonders der Fall ist. Bei geschweißten Bauten würden sich schlechte Erfahrungen zeigen, insbesondere bei den Fahrbahnteilen.

d) Die Fahrbahnteile erfordern vielfach die meisten Unterhaltarbeiten, was ein Hinweis ist, daß dort die baulichen Verbesserungen wirklich am nötigsten sind.

e) Die Verbesserungen müssen darauf ausgehen, die Zusammenarbeit der Fahrbahn, dann aber auch die der Windverbände mit den Hauptträgern zu berücksichtigen, was auf keine unüberwindlichen Hindernisse stößt, und nur ein besseres Durchdenken der Berechnungen zur Folge hat.

f) Die Berücksichtigung des räumlichen Zusammenhanges einer Brückenkonstruktion ergibt einen vermehrten Aufwand bei Fahrbahn und Windverbänden. Dafür können Ersparnisse bei den Hauptträgern verwirklicht werden. Es entsteht dadurch eine Verbesserung der seitlichen Steifigkeit einer Brücke.

g) Eine allseits gutbemessene Brücke kann daher durch eine Verbesserung der bisher üblichen, die Bauglieder nur einzeln betrachtenden Berechnungsweise gewonnen werden.

h) Die Frage nach einer den wirklichen Verhältnissen gerecht werdenden Bemessungsregel ist noch nicht gelöst, ganz abgesehen von den dynamischen Einflüssen. Die Regeln hätten auf die großen Zusatz- und Nebenspannun-

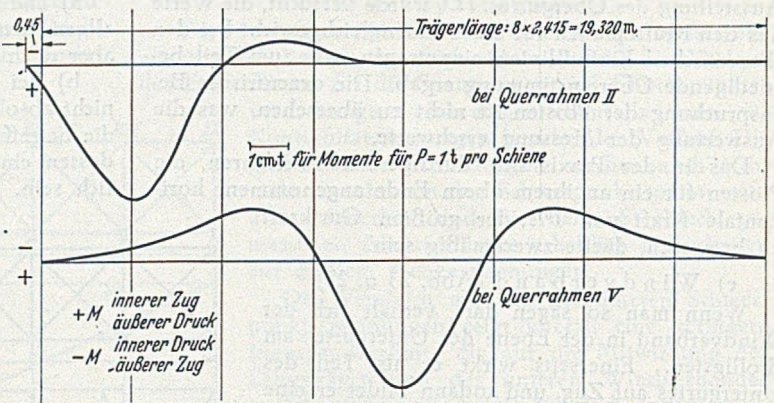


Abb. 29. Beanspruchung des Obergurtes durch Rahmenwirkungen.

gen, sowie die verwickelten Beanspruchungen, die in einer Brückenkonstruktion auftreten, Rücksicht zu nehmen. Solange keine Klarheit herrscht, werden einfache Bemessungsregeln begründet und erwünscht sein.

i) Messungen und Schlussfolgerungen beziehen sich zunächst auf zufällige Lasten, gelten aber auch für Eigengewicht, sofern bei der Montierung die räumlichen Zusammenhänge nicht beeinflusst werden. Windverbände zwischen Druckgurten können überwiegend auf Druck beansprucht werden.

k) Die Fragen des Knickens der Obergurte und der Bemessung der Knotenpunkte bleiben besonderen Untersuchungen vorbehalten.

Verankerung von Brückenwiderlagern im Boden. Modellversuche.*

Von Prof. Dr.-Ing. W. Loos, Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau, Karlsruhe, und Dr.-Ing. H. Breth, Hamburg.

Einleitung.

Der Zweck dieses Berichtes über Entwurf von Brückenwiderlagern und zur Klärung angeschlossenen Modellversuche ist es, einen kurzgefaßten Überblick der Zusammenhänge zu geben, Beobachtungen bei den Versuchen zu erläutern, weitere Untersuchungen vorzubereiten und den Brückenkonstruktoren eine den heutigen Einblicken Rechnung tragende Bewertung der Widerlager zu ermöglichen.

Die Verankerung von Hängebrücken und die zuverlässige Einleitung der Kabelzugkräfte in den Untergrund hat für echte Hängebrücken eine große wirtschaftliche Bedeutung. Besonders schwierig ist es dann, wenn die Widerlager nicht in festem Fels stehen und dadurch die Ankerkräfte nicht in den festen Untergrund eingeleitet werden können. Die erforderlichen Maßnahmen hängen nach Größe, Formgebung und Konstruktionsweise stark von den örtlichen Verhältnissen und den in Aussicht genommenen Baustoffen ab. Besonders der Erdwiderstand von Lockergesteinen, Sedimenten, wie wir sie meist im Mittel- und Unterlauf der großen Flüsse finden, reicht nicht ohne weiteres zur Aufnahme des Kabelzuges aus. Man wählte deshalb öfter den Weg, die Kabel an den Versteifungsbalken zu verankern und diese entsprechend zu verstärken. Daraus entstanden die „in sich verankerten Hängebrücken“, die einen wesentlich erhöhten Stahlbedarf hatten.

Bei den echten Hängebrücken versuchte man dadurch zu sparen, daß man den Erdwiderstand des Untergrundes und des die Widerlager umgebenden Bodens durch Anker, Bodenverfestigung oder dgl. erhöhte. Die Bodenverfestigung verspricht jedoch nur in wenigen Sonderfällen Er-

folg, da sie nur in kiesigen und sandigen Bodenarten und entsprechend günstigen Untergrundverhältnissen mit Nutzen angewandt werden kann. Hinzu kommt die Unsicherheit in der Gleichmäßigkeit und Güte der Bodenverbesserung. Sie ist mit ein Grund, daß sie sich als Hilfsmaßnahme zur Verankerung von Hängebrücken bisher nicht durchsetzen konnte.

I. Praktische Fragen und Überlegungen.

1. Den Anlaß zu vorliegender Arbeit gab ein Brückenentwurf für eine größere Strombrücke, für die durch Oberbaurat Bock, Köln, vorgeschlagen wurde, die Widerlager durch tiefreichende Spundwände oder Stahlbetonschürzen einzuschließen und durch diese Ausführungsweise den Erdwiderstand so zu vergrößern, daß der Boden auch ohne Verfestigung den zu etwa 15 000 t ermittelten Kabelzug mit ausreichender Sicherheit aufnehmen kann. Die Schürzen sollten vor und hinter den Widerlagern senkrecht zur Brückenachse angeordnet und durch Anker oder Stahlbetonkonstruktion miteinander verbunden werden (Abb. 1).

2. Um es anschaulicher zu machen, seien auch die örtlichen Verhältnisse kurz beschrieben; denn man muß bei der späteren Betrachtung der grundlegenden Zusammenhänge darauf achten, nicht kritiklos zu verallgemeinern. Besonders werden Grundwasserverhältnisse, Reibungsbeiwerte, Dichte und Gleichmäßigkeit der Lagerung von Kiesen und Sanden und dgl. mehr die Standfestigkeit der Widerlager stark beeinflussen. Deshalb wurden zur Vororientierung wenigstens einige Probebohrungen niedergebracht und an den gewonnenen Bodenproben die wichtigsten Bodenbeiwerte bestimmt. Sobald eine Großausführung bevorsteht, müssen umfangreichere örtliche Vorarbeiten eingeleitet werden. Bei

* Die Modellversuche wurden 1947/48 im Erdbauinstitut Prof. Dr.-Ing. Loos, Hamburg, durchgeführt und ausgewertet.

unserem Beispiel kam man in etwa 20 m u. G. erst auf groben Flußkies, unter dem sich dann wieder eine Braunkohleschicht größerer Mächtigkeit befand. Den Übergang zur Braunkohle bildete Mittel- und Feinsand, der sich nach den Versuchen als ebenso dicht gelagert und standfest erwies wie der Kies. Die Verstärkungsschürzen der Widerlager sollten bis in den groben Flußkies reichen, so daß in diesen die Kabelkräfte übertragen werden. Bei den Untersuchungen mußte man deshalb

der Tiefe zu und wechselt im unteren Wanddrittel von der Vorderseite auf die Rückseite der Spundwand über. Der ermittelte Bodendruck ist für die vordere und rückwärtige Spundwand (Spundwand I und II) in Abb. 2 und 3 unter Fall I angegeben. Diese Untersuchung zeigt, daß im Grenzzustand Gleichgewicht herrscht, wenn die Spundwand so tief gerammt wird, daß bei dieser Rammtiefe der Bodendruck an keiner Stelle den Erdwiderstand überschreitet. Für diesen Belastungszustand ist das max.

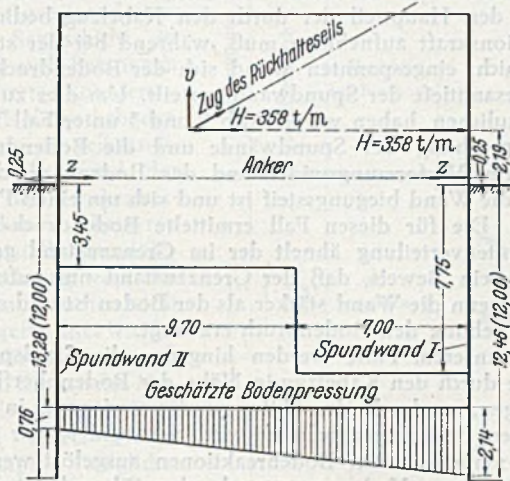


Abb. 1. Ermittlung der Ankerkraft zwischen den Spundwänden.

Ermittlung der Ankerkraft Z.

- 1) Bei Zugrundelegung des Grenzzustandes im Boden:
Nach der stat. Berechnung $Z = 230 \text{ t/m}$.
- 2) Für die elastische, im Boden eingespannte Wand mit konstanter Widerstandsziffer des Bodens:
($w = 30 \text{ kg/cm}^3$; $J = 2 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$; $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$;
elastische Länge $L = \sqrt[4]{4 \cdot \frac{E \cdot J}{B \cdot w}} = \sqrt[4]{4 \cdot \frac{2,1 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^6}{100 \cdot 30}} = 275 \text{ cm}$
bei gleichen Bodenpressungen in Höhe der Bodenoberkante wird
 $\frac{2}{2,75} \cdot [358 - Z + \frac{358 \cdot 2,19 - Z \cdot 0,25}{2,75}] = \frac{2}{2,75} \cdot [Z + \frac{Z \cdot 0,25}{2,75}]$;
 $Z = 295 \text{ t/m}$.
- 3) Für die steife, nicht eingespannte Wand bei linear mit der Tiefe zunehmender Widerstandsziffer des Bodens:
Bei gleichen Verschiebungen in Höhe der Bodenoberkante wird
 $6 \cdot 358 \cdot (3 \cdot 12,0 + 4 \cdot 2,19) - 6 \cdot Z \cdot (3 \cdot 12,0 + 4 \cdot 0,25) = 6 \cdot Z \cdot (3 \cdot 12,0 + 4 \cdot 0,25)$;
 $Z = 217 \text{ t/m}$.

die Festigkeit (innere Reibung) und das Verhalten dieser Bodenschicht bei vorwiegend horizontaler Beanspruchung berücksichtigen. Der Reibungsbeiwert des Kieses und Sandes wurde mit etwa $\text{tg } 35^\circ$ bis 38° , sein Raumgewicht über Wasser mit etwa $1,8 \text{ t/m}^3$ und unter Wasser mit etwa $1,1 \text{ t/m}^3$ ermittelt.

3. Geplante Konstruktion der Widerlager, Überlegungen und Varianten.

Hierbei ging es hauptsächlich um die Auswahl des Baustoffes und die Bemessung der Schürzen. Als Ausgangspunkt für die Klärung der dabei auftretenden Fragen wurden zunächst die Beanspruchung der Verstärkungswände und die auftretenden Bodenreaktionen sowohl für eine Stahlspundwand, wie auch für eine Stahlbetonschürze ermittelt. Das Ergebnis dieser Untersuchungen ist in Abb. 1 bis 3 dargestellt. Die Berechnungen ergaben, daß die Stahlspundwände, wenn sie nach den bisherigen Berechnungsverfahren, etwa nach Krey oder Blum berechnet werden, tief genug reichen und stark genug sind, um die Aufnahme der Horizontalkräfte der Brüche im Boden zu ermöglichen. Dieser für den Grenzzustand im Boden geführte Standsicherheitsnachweis der Spundwände setzt aber voraus, daß die Wände biegesteif sind und sich etwa um einen Punkt drehen. In diesem Falle nimmt der Bodenwiderstand linear mit

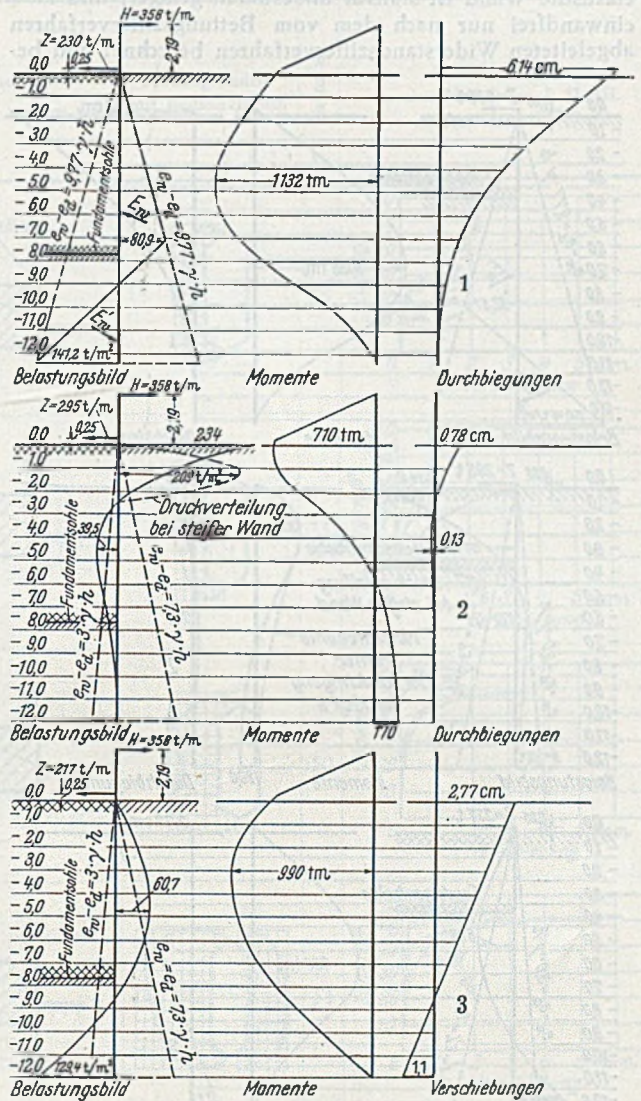


Abb. 2. Statische Untersuchung der Spundwand I nach 3 der üblichen Verfahren.

- 1) Annahme: Bodendruck gegen die Wand unter Zugrundelegung des Grenzzustandes im Boden ohne Berücksichtigung der Wandelastizität und Bodenverformung. Berechnungsverfahren v. Krey.
- 2) Bodendruck gegen die elastische, im Boden eingespannte Wand bei konstanter Widerstandsziffer des Bodens.
- 3) Bodendruck gegen die steife, nicht eingespannte Wand bei linear mit der Tiefe zunehmender Widerstandsziffer des Bodens.

Biegemoment 1132 tm , zu dessen Deckung ein Trägheitsmoment der Wand von $2 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$ erforderlich ist. Die Anker, die die beiden Spundwände miteinander verbinden, werden mit 230 t/ldm belastet, wenn die Durchbiegung der Spundwände in Höhe der Anker gleich groß (etwa 6 cm) ist.

Nach neueren Versuchen (vgl. Aufsatz von W. Loos, der in einem der nächsten Hefte des Bauingenieur erscheinen wird) stimmen jedoch die mit dem Grenzwertverfahren (Erddruckverteilung nach Krey) getroffenen Annahmen über Größe und Verteilung des Erddruckes bzw. Erdwiderstandes mit der wirklichen Belastung des Bodens nur überein, solange die Wand steif ist und sich um einen Punkt dreht. Praktisch ist die Stahlspundwand;

auch bei besonders starker Sonderausführung, nicht starr, sondern biegsam und im Boden eingespannt, wodurch sich die Bodenreaktionen nach oben verlagern. Die Beanspruchung der elastischen Wand und des Bodens werden durch das Grenzwertverfahren unzureichend erfaßt, weil dieses die Wechselwirkung zwischen Wanddrehung bzw. Wanddurchbiegung und dem Verformungswiderstand des Bodens nicht berücksichtigt und die Wand verbogen wird, bevor der Grenzzustand im Boden erreicht ist. Die elastische Wand ist statisch unbestimmt gelagert und kann einwandfrei nur nach dem vom Bettungszifferverfahren abgeleiteten Widerstandszifferverfahren berechnet und be-

Angriffsrichtung nach der Tiefe allmählich auf Null ab. Die Bodendruckverteilung wurde der Einfachheit halber für einen konstanten, von der Tiefe unabhängigen Bodenwiderstand ermittelt. Praktisch wird der Bodenwiderstand mit der Tiefe zunehmen und die Bodendruckverteilung in Nähe der Geländeoberfläche dem gestrichelt angedeuteten Verlauf folgen (vgl. Abschn. II).

Ein Vergleich der Belastungsbilder für Fall 1 und 2 in Abb. 2 und 3 zeigt, daß bei der elastischen und eingespannten Wand der Boden in Nähe der Geländeoberfläche den Hauptteil der durch den Kabelzug bedingten Reaktionskraft aufnehmen muß, während bei der steifen und nicht eingespannten Wand sich der Bodendruck auf die Gesamttiefe der Spundwand verteilt. Um dies zu veranschaulichen, haben wir in Abb. 2 und 3 unter Fall 3 die Beanspruchung der Spundwände und die Bodendrucke aus dem Verformungswiderstand des Bodens errechnet, wenn die Wand biegsamsteif ist und sich um einen Punkt dreht. Die für diesen Fall ermittelte Bodendruck- und Momentenverteilung ähnelt der im Grenzzustand gefundenen, ein Beweis, daß der Grenzzustand nur auftreten kann, wenn die Wand stärker als der Boden ist und durch ihre Drehung den Bodenbruch erzwingt.

In unserem Falle werden hingegen die Stahlspundwände durch den Kabelzug in Nähe der Bodenoberfläche verbogen, wodurch der Untergrund vorwiegend in den obersten Bodenlagen belastet wird, während in der Tiefe keine nennenswerten Bodenreaktionen ausgelöst werden. Infolge dieser Verlagerung nach oben überschreiten die für das Gleichgewicht erforderlichen Bodenreaktionen bei weitem den Erdwiderstand, so daß der Boden in den obersten Lagen nachgeben und zu einer Überbeanspruchung der Spundwände und damit zu einer untragbaren Verschiebung der Widerlager Anlaß geben würde. Ein Mittel, diese Verschiebung zu vermeiden, wäre, den Kies vor den Spundwänden chemisch zu verfestigen. Doch scheidet diese Maßnahme infolge der hohen Kosten und der Unsicherheit, die jeder Bodenverfestigung anhaftet, zunächst aus.

4. Aufgabenstellung.

Unsere Untersuchungen mit den anschließenden Modellversuchen sollten in der Hauptsache zwei Fragen beantworten:

- a) Sind die verstärkten Widerlager, zunächst noch unabhängig von der Ausbildung im einzelnen, geeignet, den Kabelzug der Brücke aufzunehmen und in den Baugrund einzuleiten?
- b) Sind für die notwendige Verstärkung Stahlspundwände ausreichend, oder ist es richtiger, die Widerlager durch tiefreichende biegsamsteife Stahlbetonschürzen in den Untergrund einbinden zu lassen?

Darüber hinaus konnten gelegentlich der Untersuchungen auch grundlegende Einblicke über das Verhalten der verschiedenen Widerlagerformen im Boden gewonnen werden.

II. Klärung der Zusammenhänge durch Modellversuche.

1. Zweck der Versuche.

Zunächst bestand lediglich die Absicht, an Versuchen im Modell, dessen Maßstab nur 1 : 100 der Wirklichkeit sein konnte (später auch 1 : 50), die Verbundwirkung und die Formgebung der Widerlager im Sand zu veranschaulichen und daran die Wirkung der einzelnen Bauteile (Spundwände usw.) zu beurteilen. (An die Ermittlung exakter Rechnungsbeiwerte wurde zunächst nicht gedacht, da hierfür die Frage des Modellmaßstabs auf dem Gebiet des erdbaulichen Versuchswesens noch zu wenig geklärt erscheint.) Es bestand die Absicht, die Versuche möglichst auf die verschiedenen geplanten praktischen Lösungen abzustellen, und es wurde ins Auge gefaßt, sobald das geplante Bauwerk ausgeführt werden soll, zur

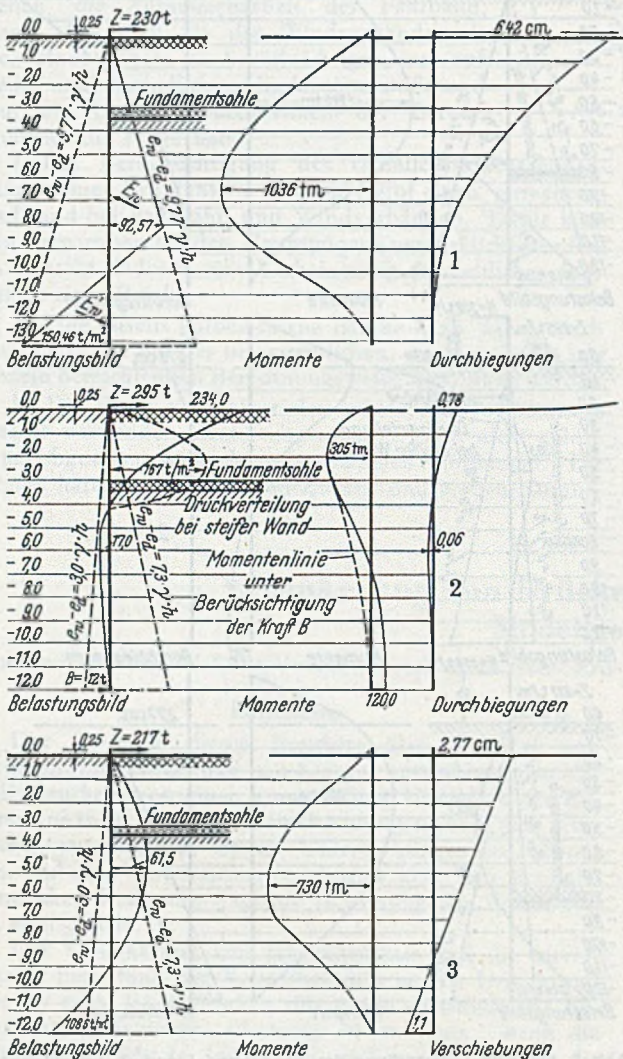


Abb. 3. Statische Untersuchung der Spundwand II nach drei der üblichen Verfahren.

- 1) Annahme: Bodendruck gegen die Wand unter Zugrundelegung des Grenzzustandes im Boden, ohne Berücksichtigung der Wandelastizität und Bodenverformung. Berechnungsverfahren v. Krey.
- 2) Bodendruck gegen die elastische, im Boden eingespannte Wand bei konstanter Widerstandsziffer des Bodens.
- 3) Bodendruck gegen die steife, nicht eingespannte Wand bei linear mit der Tiefe zunehmender Widerstandsziffer des Bodens.

messen werden. Die kritische Einbinde-(Ramm-)tiefe, von der ab die Wand im Boden eingespannt ist, hängt von der Wandsteifigkeit und dem Verformungswiderstand des Bodens ab und beträgt bei dem vorgeschlagenen Wandprofil etwa 11,5 m. Nach dem Grenzwertverfahren ist eine Rammtiefe um 12,5 m erforderlich; diese Spundwand ist im Boden voll eingespannt, so daß der beim Grenzwertverfahren zugrundegelegte Grenzzustand im Boden nicht mehr auftreten wird. Die Wand verbiegt sich wie unter Fall 2 in Abb. 2 und 3 dargestellt, der Bodendruck verlagert sich nach oben, wird in Nähe der Geländeoberfläche am größten und nimmt bei gleichzeitigem Wechsel der

Extrapolation geeignete Versuche anderer Maßstäbe, allenfalls sogar Großversuche, anzusetzen.

2. Anordnung der Versuche.

Die Modellversuche im Maßstab 1:100 bzw. 1:50 wurden in einem Sandkasten durchgeführt, dessen Abmessungen die Möglichkeit einer unbehinderten Gleitflächenbildung um das Modell herum gewährleisteten. Unter dem Modell befand sich noch eine genügend starke Sandschicht, so daß auch Setzungen auftreten konnten.

Als Versuchsboden diente ein feinsandiger Mittelsand, der bei den Trockenversuchen zur besseren Feststellung und Beobachtung von Bodenaufbrüchen leicht angefeuchtet wurde. Während und nach dem Einbau des Modells wurde der Sand mit einem Handstamper möglichst gleichmäßig abgestampft. Für die Durchführung des Versuches unter Wasser wurde das Modell ebenfalls im Trocknen eingebaut und dann vorsichtig unter Wasser gesetzt.

Die stufenweise Belastung der eingebauten Modelle erfolgte durch Zug in Richtung der in der Natur vorhandenen Kabelzugkräfte mittels Drahtseils, das vom Modell über eine Rolle geleitet wurde. An diesem Seil wurde die Belastung vorgenommen, bei den Versuchen im Maßstab 1:100 durch Anhängen von Gewichten, bei dem Versuch im Maßstab 1:50 durch eine aus einem zweiarmligen Hebel bestehende Belastungsvorrichtung. Bei den Modellversuchen im Maßstab 1:100 wurde bis zum Bruch belastet (max. etwa 60 kg), beim Versuch im Maßstab 1:50 mußte bei einer Belastung von 500 kg abgebrochen werden, da die Belastungsvorrichtung eine weitere Steigerung nicht zuließ.

Die Modellbewegungen während eines Versuches wurden durch drei an einer besonderen Vorrichtung angebrachte Meßuhren gemessen (Abb. 7 u 8), vorne in horizontaler und vertikaler, hinten in vertikaler Richtung. Es wurde nicht nach einem festen Zeitplan abgelesen, sondern bei jeder Laststufe abgewartet, bis alle 3 Meß-

uhren vollständig zur Ruhe gekommen waren. Für die Versuche im Maßstab 1:100 wurde ein Modell aus Holz verwendet. Als Ausgleichgewicht wurden Eisenrollen auf das Modell gelegt. Dabei ließen sich Schwerpunktsverlagerungen gegenüber der Natur nicht ganz vermeiden. Das Modell im Maßstab 1:50 wurde aus Beton hergestellt. Wegen der kurzen zur Verfügung stehenden Zeit wurde eine in sich versteifte Schalung verwendet, deren

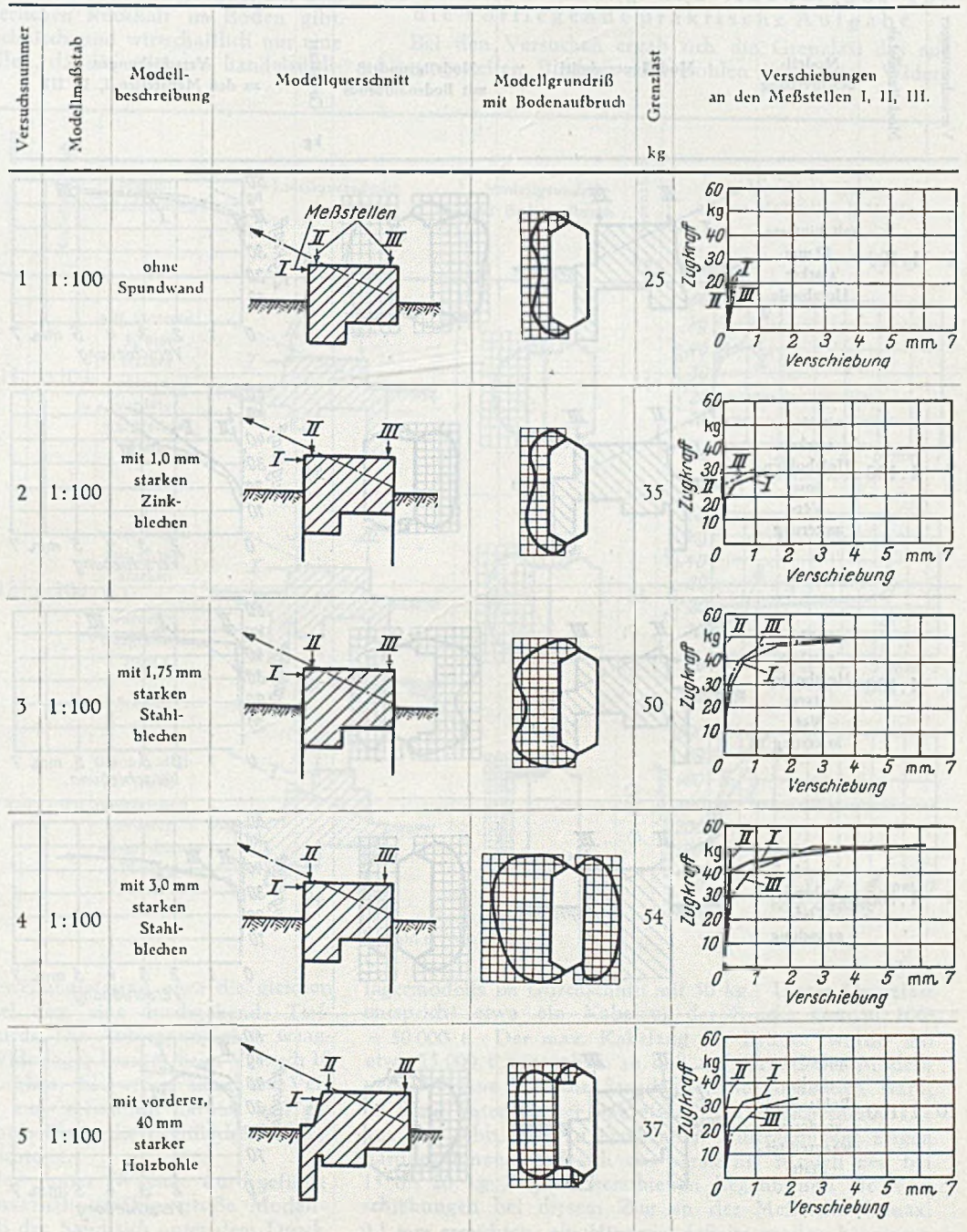


Abb. 4. Übersicht der Versuche mit verschiedenen Formen der Widerlager. Angabe der Grenzlasten (Ankerzug) und Verschiebungen.

Außenmaße die Sollmaße des Modells waren. Die Schalung konnte dadurch auch während des Versuches am Modell bleiben. Die völlige Erhärtung des Betons brauchte nicht abgewartet zu werden, und eine Bewehrung des Betons war nicht erforderlich. Die Abb. 4 bis 8 veranschaulichen die Versuchsanordnung und einige Phasen der Versuchsdurchführung. Die Abmessungen und Gewichte der Modelle selbst wurden möglichst nach den Gesetzen der Ähnlichkeitsmechanik gewählt.

3. Durchführung und Ergebnis der Versuche.

Die Beobachtungen während der Belastung bis zum Bruch sind in den Abb. 4 bis 6 übersichtlich zusammengestellt und im Nachstehenden kurz erläutert.

Versuch 1. Zunächst wurde das Widerlagermodell ohne Schürzen bis zum Grundbruch belastet. Dieser trat

das Verbiegen der Wände und das Nachgeben des Bodens in den obersten Lagen keine nennenswerte Zunahme der Standfestigkeit erwartet werden durfte.

Versuch 3. Eine wesentliche Steigerung der Standfestigkeit wurde bei den Modellversuchen mit 1,75 mm starken Stahlblechen erzielt, die infolge ihrer größeren Steifigkeit vor dem Widerlager einen weiterreichenden Bodenaufbruch als die Zinkbleche auslösten.

Versuch 4. 3 mm starke Bleche erzwangen zusätzlich einen Bodenaufbruch hinter dem Widerlager. Mit der Größe der bewegten Bodenmassen stieg die Grenzlast auf 50 und 54 kg an. Ähnliche Ergebnisse brachten die Versuche 7 und 8, bei denen die Stahlbleche durch 40 mm starke Holzbohlen, die die Betonschürzen nachahmen sollten, ersetzt wurden. Sie bewiesen, daß mit der Zunahme der Steifigkeit der Verstärkungswände und der Verlagerung der Bodenreaktionen nach der Tiefe die Standfestigkeit des Widerlagers erhöht wird.

Versuch 9 bis 12. Die in Abb. 4 bis 6 zusammengestellten Versuche zeigen, daß mit den Blechen bzw. Bohlen dieselbe Wirkung und Standfestigkeit erzielt wird wie mit einem gleich tief gegründeten massiven Widerlager. Um dies zu beweisen, wurde beim Versuch 9 ein tiefgegründetes Widerlager nachgebildet, das etwa die gleiche Grenzlast aushielt wie das mit den Blechen oder Bohlen verstärkte Modell. Es genügt also, ein vorwiegend horizontal beanspruchtes Fundament

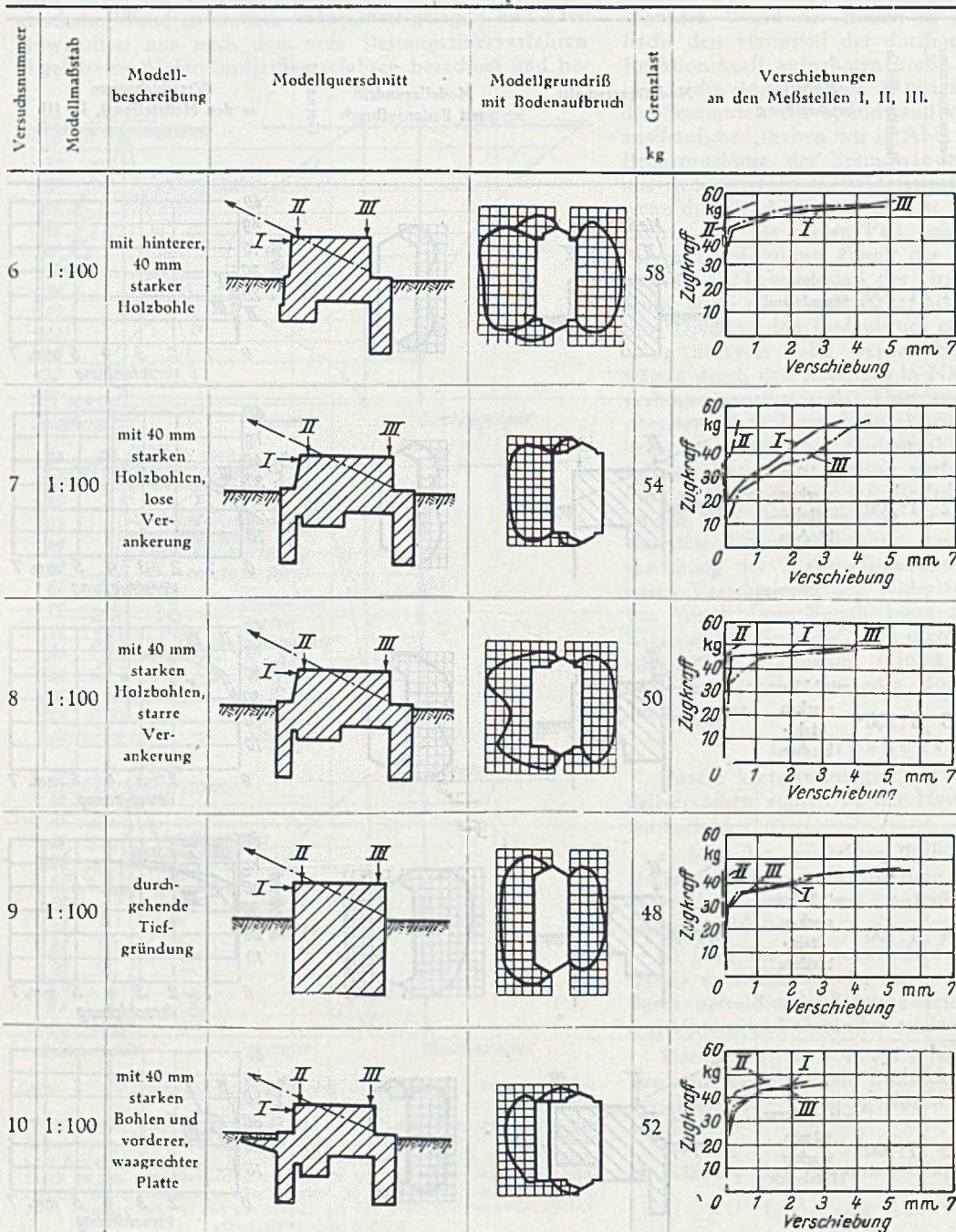


Abb. 5. Wie Abb. 4.

bei einem Zug von 25 kg nach einem Bodenaufbruch vor dem Widerlager ein.

Versuch 2. Durch die Verstärkung mit 1 mm starken Zinkblechen konnte die Grenzlast nur auf 35 kg gesteigert werden, da die Bleche sich verbogen und keinen tiefergehenden Bodenaufbruch erzwingen konnten. Hinter dem Widerlager wurde kein Bodenaufbruch beobachtet. Dieser Modellversuch entspricht etwa dem mit Stahlpundwänden verstärkten Widerlager, von dem ebenfalls durch

quer zur Kraftrichtung mit tiefreichenden Stahl- oder Betonschürzen zu versehen, um dem Grundkörper dieselbe Standsicherheit zu geben wie ein durchgehend tiefgegründetes Fundament sie hat.

Dieselbe Verbundwirkung wurde bereits erzielt, wenn das Widerlagermodell lediglich hinten durch eine tiefreichende Bohle verstärkt wurde. Die vordere Bohle allein konnte hingegen die Standfestigkeit des Widerlagers nicht nennenswert erhöhen (vgl. Abb. 4 bis 6, Versuche 5 und 6).

Die ungleiche Wirkung der beiden Bohlen ist auf die verschiedene Tiefe der Erdkeile vor und unter dem Widerlager zurückzuführen. Während der Erdkeil hinter dem Widerlager bis an die Unterkante der rückwärtigen Bohle reicht, setzt die Gleitfläche vor dem Widerlager wesentlich höher, etwas über der Sohle des Widerlagers an.

Der rückwärtigen Schürze ist daher nach dem Vorstehenden eine weit größere Bedeutung beizumessen als der vorderen Wand, da vor allem die rückwärtige Schürze, wenn sie entsprechend tief und steif ausgebildet ist, dem Widerlager den erforderlichen Rückhalt im Boden gibt. Diese Aufgabe kann technisch und wirtschaftlich nur eine Stahlbetonschürze erfüllen, da die stärksten handelsüblichen Spundwandprofile hierfür zu schwach, d. h. zu wenig biegesteif sind. Die vordere Stahlbetonschürze ist als zusätzliche

Sicherheitsmaßnahme anzusehen, die bei genügend tiefer Gründung des Widerlagers gegebenenfalls ganz fortfallen oder durch eine Stahlpundwand, etwa LARSENSEN Profil VII, ersetzt werden kann.

Beim Versuch 5 erwies sich die Verstärkung des Modells mit einer vorderen, 40 mm starken Bohle als wenig wirksam, da der rückwärtige Halt im Boden fehlte. Hingegen wurde mit einer rückwärtig angebrachten 40 mm starken Holzbohle (Versuch 6) etwa das gleiche Ergebnis wie bei vor- und rückwärtig angeordneten Bohlen erzielt (Versuch 8). Die Bodenaufbrüche und Modellbewegungen sind etwa die gleichen wie beim Versuch 9, bei dem eine durchgehende Tiefgründung nachgeahmt wurde. Die Anbringung einer waagrechten Platte vor dem Widerlager brachte beim Versuch 10 keine Erhöhung der Bruchlast. Sie wirkte sich beim Versuch 11 sogar nachteilig aus, vermutlich darum, weil die Ausbildung der waagrechten Platte die Gleitflächenbildung vor dem Widerlager erleichterte.

Beim Versuch 12, der unter Wasser durchgeführt wurde, ergaben sich unverhältnismäßig große Modellbewegungen dadurch, daß der Sand sich unter dem Druck des gezogenen Modells in „Trieb sand“ verwandelte. Die Bruchlast von 35 kg gibt aber doch den Hinweis, daß die Bruchlasten der Versuche über und unter Wasser sich etwa verhalten wie die entsprechenden Raumgewichte des Bodens.

Das wesentliche Ergebnis der Modellversuche war, daß der Boden zwischen den Schürzen erdstatisch unwirksam ist und die Standsicherheit eines mit Schürzen verstärkten Widerlagers etwa gleich dem eines durchgehenden massiven Gründungskörpers ist, wobei die Gründungstiefe mit der hinteren Betonschürze gegeben und der Boden unter dem Widerlager statisch als ein Bestandteil des Fundamentkörpers anzusehen ist.

Abb. 9 zeigt die Ergebnisse eines Vorversuches, der die bei den anderen Modellversuchen beobachteten Erscheinungen, besonders die bessere Wirkung der rückwärtigen Schürze (vgl. zwischen Versuch 5 und Versuch 6) einigermaßen belegt und erklärt. Man sieht daraus, daß die Auflast den Grundbruch verhindert und dadurch eine wesentlich höhere horizontale Beanspruchung der so geschaffenen Verbundkonstruktion möglich ist.

4. Nutzenanwendung und Auswertung für die vorliegende praktische Aufgabe.

Bei den Versuchen ergab sich die Grenzlast des mit biegesteifen Blechen oder Bohlen verstärkten Wider-

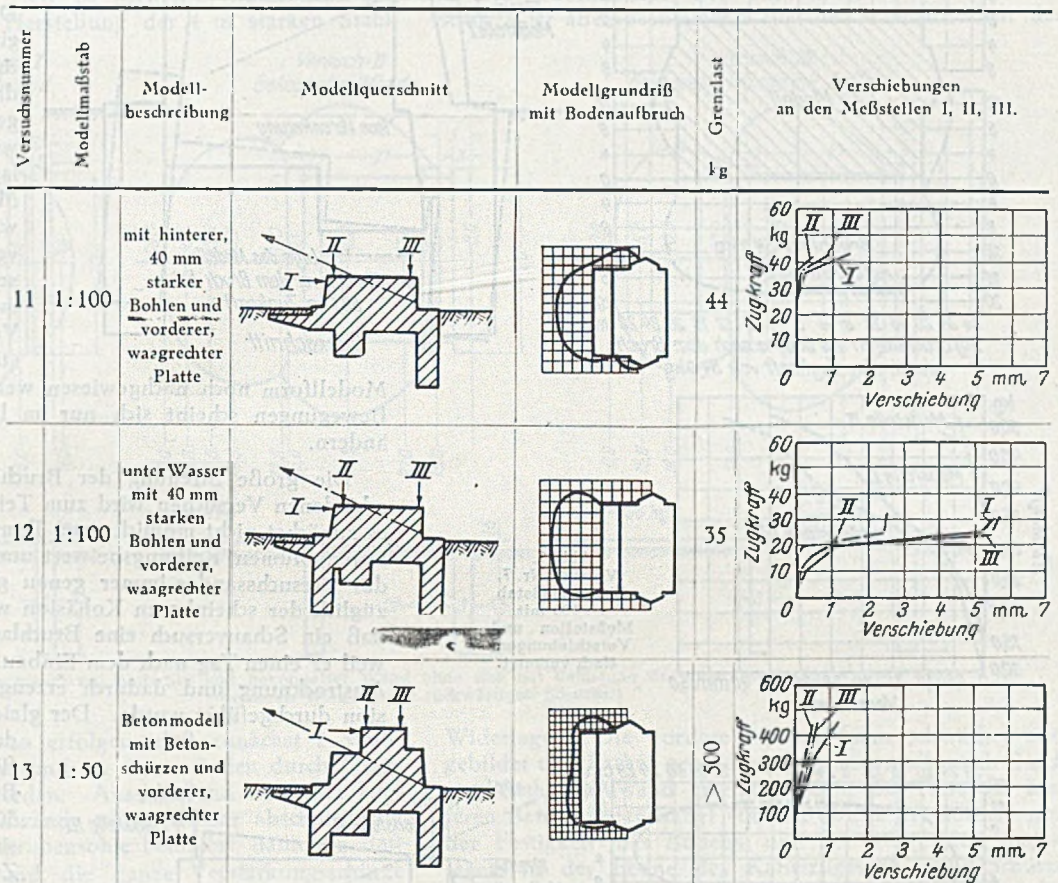


Abb. 6. Wie Abb. 4

lagermodells im Durchschnitt mit 50 kg. Dieser Grenzlast entspricht etwa ein Kabelzug der Brücke von $50 \cdot 100^3 = 50\,000\,000$ t. Der max. Kabelzug der Brücke wurde mit etwa 15 000 t angegeben, so daß auf Grund der Modellversuche eine 3 1/2fache Standsicherheit vorhanden wäre; im Sand unter Wasser eine etwa 2,3fache Sicherheit. Die aus den Abb. 5—8 zu ersiehenden Auftragungen zeigen darüber hinaus, daß sich das verstärkte Modell erst bei 15 bis 20 kg Zug zu verschieben begann und die Verschiebungen bei diesem Zug an der Meßstelle I max. 0,1 mm erreichten; ein Hinweis, daß im großen bei einem Kabelzug von etwa 15 000 t ebenfalls keine nennenswerten Widerlagerverschiebungen — max. etwa 10 mm — zu erwarten sind. Die wichtigsten Einblicke grundsätzlicher Art werden am Schluß noch zusammengefaßt.

Die bisher beschriebenen 11 Versuche kann man gewissenhafterweise nur als Vorversuche bezeichnen, die zunächst lediglich die wichtigsten Zusammenhänge und Formgebungen veranschaulichen sollten. Sie legen jedoch den Gedanken nahe, sie planmäßiger fortzusetzen, um mit der Zeit auch mit entsprechender Berechtigung Größwerte für die Berechnung der Widerlager zu liefern. Bei

der Kürze der Zeit war es leider nur möglich, zwei Versuche anzufügen, die praktisch wichtige Zusammenhänge klären sollten:

Versuch 12 sollte in Abweichung von den zunächst im Trocken durchgeführten Versuchen zeigen, wie sich ein ähnliches Widerlager im wassergesättigten Boden verhält, weil in der Natur am Fluß meistens mit entsprechend hohem Wasserstand gerechnet werden muß. Es wurde erwartet, daß die Gewichtsverminderung durch den Auf-

trieb, die Änderung des Reibungsbeiwertes und die Sättigung des Sandes mit Wasser die Grenzlast herabsetzen würden, was auch bis auf etwa $\frac{2}{3}$ der Grenzlast von Versuch 10 geschah.

Versuch 13 wurde im Maßstab 1 : 50 durchgeführt, um wenigstens einen Schritt in der Richtung der Klärung der Modellrichtigkeit zu machen. Wir hatten mit einer Grenzlast gerechnet, die bei der Verdoppelung des Maßstabes etwa das Achtfache der Bruchlast bei Versuch 6 oder 10 betragen würde. Sie war bei Erschöpfung unserer Belastungsvorrichtung mit 500 kg demnach reichlich vorhanden. Das Auftreten von beginnenden Bodenaufbrüchen deutet darauf hin, daß der Bruch bald eingetreten wäre. Demnach würden sich die Bruchlasten bei verschiedenen Modellmaßstäben etwa wie deren 3. Potenzen verhalten. Ob diese Gesetzmäßigkeit besteht, müßte durch weitere Versuche anderer Maßstäbe bei der gleichen

Modellform noch nachgewiesen werden. Die Größe der Bewegungen scheint sich nur im linearen Verhältnis zu ändern.

Die große Streuung der Bruchlasten bei den verschiedenen Versuchen wird zum Teil dadurch erklärt, daß es zunächst nicht möglich war, Temperatur, Wassergehalt, Porenvolumen, Reibungsbeiwert und scheinbare Kohäsion des Versuchssandes immer genau gleich zu halten. Bezüglich der scheinbaren Kohäsion wurde z. B. beobachtet, daß ein Schauversuch eine Bruchlast von 64 kg erreichte, weil er einen Tag nach dem Einbau, also bei beginnender Austrocknung und dadurch erzeugter scheinbarer Kohäsion durchgeführt wurde. Der gleiche Versuch, am Tage

des Einbaues durchgeführt, kam nur auf eine Bruchlast von etwa 50 kg. (Diese Versuche sind in der gegebenen Zusammenstellung [Abbildung 4 bis 6] nicht enthalten.)

5. Die erwünschte Fortsetzung im allgemeinen.

Wie im vorstehenden bereits erwähnt, sind Versuche größeren Maßstabes unter Wasser und schließlich sogar in anderen Bodenarten dringend erwünscht. Dabei

werden Versuche im bindigen Boden wegen der Einbringung des Versuchsbodens wesentlich schwieriger sein. Bei den in der Auswertung noch unbestätigten Modellversuchen und der schlechten Auswertbarkeit teurer Großversuche ist es auch in diesem Fall erwünscht, die nach Kleinversuchen und Theorie gemachten Voraussagen am ausgeführten Bauwerk nachzuprüfen. Es empfiehlt sich deshalb, beim Bau frühzeitig Festpunkte anzuordnen, um mit zunehmender Lastaufbringung und im Betrieb Setzungen und Verschiebungen, später auch infolge Sonnenbestrahlung, Lufttemperatur, Verkehrslast, Wind, Wechsel der Wasserstände usw. feststellen zu können. Das er-

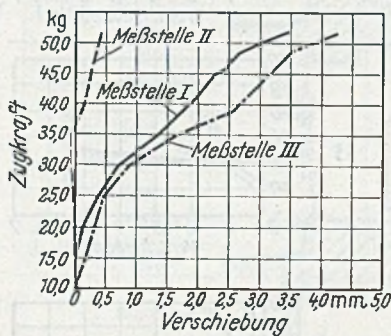
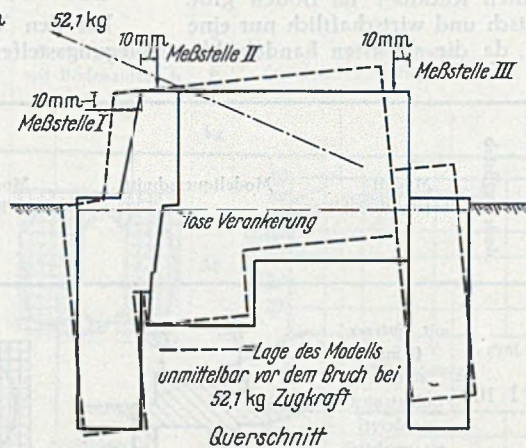
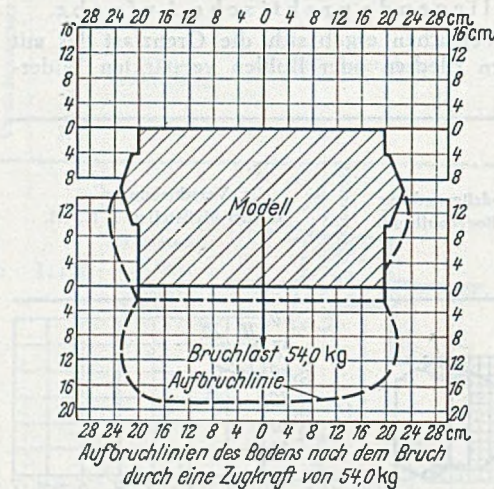


Abb. 7.
Versuch Nr. 7,
Modellmaßstab
1 : 100 mit
Meßstellen und
Verschiebungen,
4fach verzerrt.

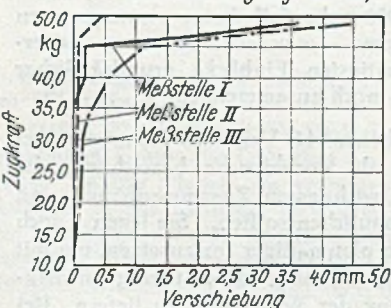
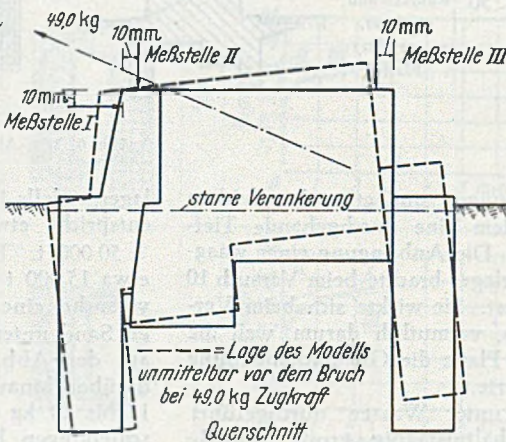
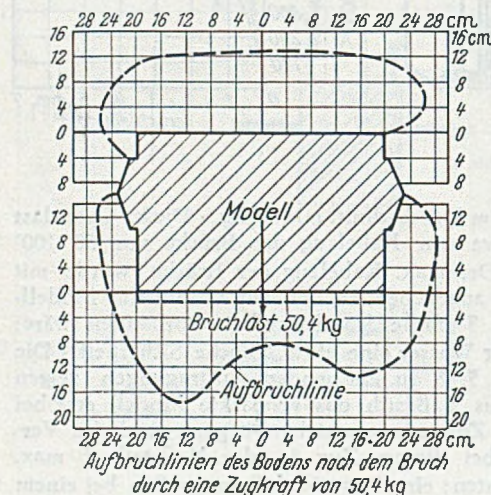


Abb. 8.
Versuch Nr. 8,
Modellmaßstab
1 : 100 mit
Meßstellen und
Verschiebungen,
4fach verzerrt.

möglichst nicht nur eine zweckmäßige Überwachung des betr. Bauwerks, sondern bietet auch Aussicht auf Fortschritte in der Erfahrung und größere Wirtschaftlichkeit kommender Bauten.

III. Schlußfolgerungen.

Auf Grund der Versuche und der bereits angedeuteten Überlegungen konstruktiver Art erscheint es für den vorliegenden praktischen Fall besser, statt einer Verstärkung der Widerlager durch Stahlpundwände biegesteife Stahlbetonschürzen anzuordnen. Dabei sprechen auch praktische Überlegungen der Bauausführung mit, denn das Rammen sehr schwerer Walz- und Kastenprofile bis in die erforderliche Tiefe ist schwierig, wenn nicht gar unausführbar. Die Herstellung der 4 m starken Stahl-

die großen Kabelkräfte (auch bei Verwendung besonders starker Walz- und Kastenprofile) zu schlaff, und es gelingt mit ihnen nicht, den Boden bis in größere Tiefen zur Aufnahme des Horizontalzuges zu zwingen. Die Stahlpundwände sind, wenn sie ausreichend tief gerammt werden, im Boden vollkommen eingespannt, biegen sich in der Nähe der Bodenoberfläche durch und erzeugen dort Bodenreaktionen, die weit größer sind als der Erdwiderstand. Von der Möglichkeit, den Boden vor den Spundwänden chemisch zu verfestigen, wird in Anbetracht der hohen Kosten und des unsicheren Erfolges bezüglich der Gleichmäßigkeit chemischer Bodeninjektionen abgesehen.

Die Einbindetiefe der rückwärtigen steifen Betonschürze ist alleinbestimmend für die Standsicherheit des

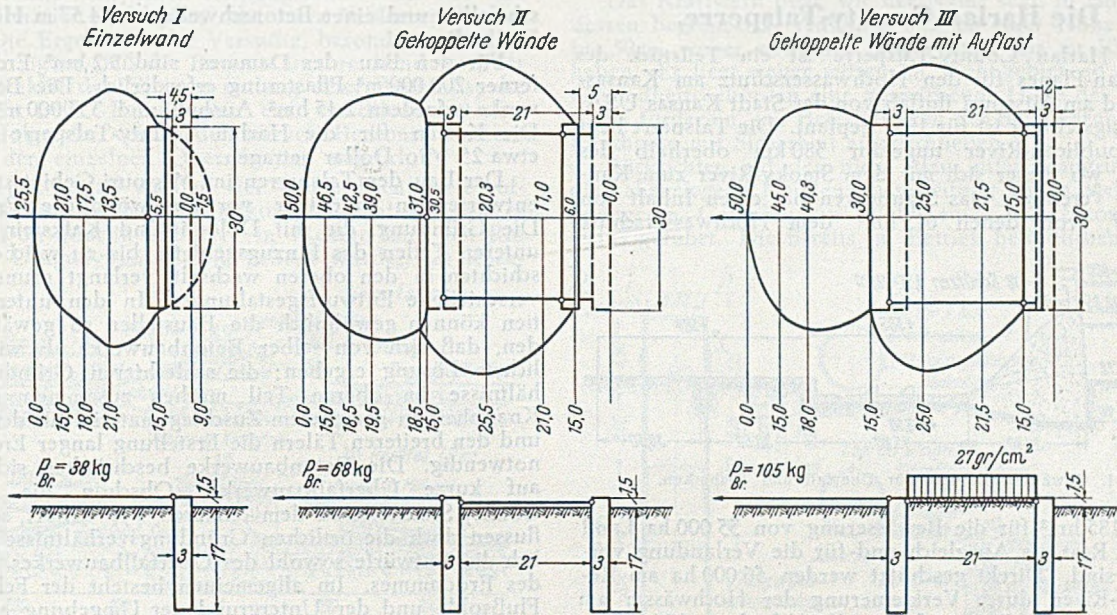


Abb. 9. Vorversuch mit einfacher und gekoppelter Wand ohne und mit Belastung der Oberfläche. (Zur Klärung der besseren Wirkung der rückwärtigen Schürze!)

betonschürzen kann so erfolgen, daß zunächst 2 Stahlpundwände gerammt und an ihren Enden durch Querwände verbunden werden. Anschließend wird der Kies innerhalb der Spundwände unter Wasser abschnittsweise ausgehoben, die Baugrubensohle betoniert, dann die Baugrube leergepumpt und die ganze Verstärkungsschürze betoniert oder der Beton unter Grundwasserabsenkung im Trockenem eingebracht. Die Spundbohlen können allenfalls wieder gezogen werden. Die Verankerung der beiden Stahlbetonschürzen erfolgt dann durch 80 mm starke Brückenseile in etwa 1,2 m Abstand mit Vorspannung. Die Versuche geben auch einen Hinweis, daß man nicht nur bei der Ermittlung der Beiwerte, z. B. $\text{tg } \varphi$ haltmachen darf, sondern daß für die Standsicherheit des Bauwerks die Form und Anordnung der Verankerungskörper maßgebend sind. Das deckt sich schlecht mit den Gepflogenheiten vieler Konstrukteure, von Erdbauinstituten nur einzelne Beiwerte zu erfragen und mit diesen Werten beim Entwurf der Gründungskörper nach eigenem Belieben zu verfahren.

Zusammenfassend kommen wir auf Grund unserer Untersuchungen zu folgender Stellungnahme zu dem vorliegenden Vorschlag für die Verankerung der Brückenwiderlager:

Die Widerlager sind mit ausreichender Sicherheit in der Lage, den errechneten Kabelzug der Brücke aufzunehmen, wenn sie durch biegesteife und genügend tief reichende Stahlbetonschürzen verstärkt werden. Für die Brücke schädliche Widerlagerverschiebungen sind bei dem angegebenen Kabelzug nicht zu erwarten. Stahlpundwände sind bei so großen Ankerzugkräften als Verstärkungsschürzen ungeeignet. Sie sind im Hinblick auf

Widerlagers. Die vordere Schürze kann schwächer ausgebildet und flacher gegründet, gegebenenfalls auch durch eine Stahlpundwand ersetzt werden. Die Tiefe der hinteren Betonschürze hängt von der Größe des Kabelzuges, der Festigkeit des Bodens und der Breite des Widerlagers in der Ebene des Kabelzuges ab. Die Schürze ist um so tiefer und stärker auszubilden, je größer der Kabelzug wird. Ein mit einer rückwärtigen Betonschürze versehenes Widerlager wirkt statisch in der gleichen Weise wie ein massives bis in die Tiefe der Schürzenunterkante gegründetes Widerlager. Die Richtigkeit dieser Einsicht wurde durch Modellversuche bestätigt. Deren Ergebnisse stimmen mit der wiederholt gemachten Beobachtung überein, daß mitunter einzelne, in den Boden vorgetriebene Bauglieder dieselbe Wirkung erzielen wie ein massives Bauwerk mit entsprechenden Abmessungen und Gründungstiefe. In diesem Zusammenhang wird auf die erhöhte Standsicherheit von Straßendämmen mit sandgefüllten Schlitzten in moorigem Untergrund oder auf die Gitterwand als Stützmauer verwiesen, die auf einer ähnlichen Verbundwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund beruhen. Von diesem Standpunkt aus betrachtet, gewinnen die Untersuchungen über den beschriebenen Einzelfall hinaus an Bedeutung, indem sie uns zeigen, daß mit Spundwänden, Betonschürzen oder Pfahlreihen bei horizontaler Beanspruchung des Bauwerkes dieselbe Standsicherheit erzielt werden kann wie mit einer durchgehenden Tiefgründung. Diese Erkenntnis gewinnt in Anbetracht der damit erzielten Baustoff- und Kosteneinsparung besonders an Bedeutung.

Selbst wenn es für solche Brückenwiderlager ein anerkanntes Rechnungsverfahren gäbe und man über die boden-

physikalischen Rechnungswerte, besonders den Reibungskoeffizienten des Bodens und den Sicherheitsgrad, Klarheit hätte, zeigt sich doch, daß die Form der Widerlager bei sonst gleichen Abmessungen nach dem Ergebnis der Versuche eine große Streuung verursacht, d. h. daß man durch eine Berechnung allein beim heutigen Stand nicht zum Ziel kommt.

Ausblick.

Die Versuche ließen sich noch weitgehend im einzelnen diskutieren. Das geschieht aber besser bei ihrer planmäßigen Erweiterung und Fortsetzung. Wir haben

gesehen, daß viele Faktoren, wie Wassersättigung, Belastung des Bodens, Änderungen in der Form der Modelle und dgl. die Erdwiderstände wesentlich beeinflussen. Sehr aufschlußreich erscheint auch, daß Erdwiderstände an verschiedenen Stellen einer Konstruktion sich offensichtlich nicht immer addieren lassen, d. h. daß gewisse zusätzliche Verstärkungen (z. B. Spundwände, horizontale Platten usw.) nicht wirksam werden, wenn die stärkere Hauptverankerung, z. B. eine rückwärtige Schürze oder Sporn, nachgibt oder wenn die zusätzlichen „Verstärkungen“ im Bereich eines ohnehin eintretenden größeren Grundaufbruches liegen.

Kurze Technische Berichte.

Die Harlan County-Talsperre.

Die Harlan County-Talsperre ist ein Teilstück des Pick-Sloan-Planes für den Hochwasserschutz am Kansas-Fluß und am Missouri flußab von der Stadt Kansas USA. Die Fertigstellung ist für 1951 geplant. Die Talsperre liegt am Republican-River ungefähr 380 km oberhalb des Punktes, wo dieser sich mit dem Smoky-River zum Kansas-Fluß vereinigt. Das Staubecken hat einen Inhalt von 1050 hm³, von denen 615 hm³ dem Hochwasserschutz

schwelen und einer Betonschwelle von 4,57 m Höhe und 33,5 m Breite.

Für den Bau des Dammes sind 9,2 hm³ Erdmassen, ferner 200 000 m³ Pflasterung erforderlich. Die Betonbauwerke erfordern 2,45 hm³ Aushub und 333 000 m³ Beton. Die Kosten für die Harlan County-Talsperre werden etwa 25 Mio. Dollar betragen.

Der Bau der Talsperren im Missouri-Gebiet stellt den entwerfenden Ingenieur vor ungewöhnliche Probleme. Die Gründung, die mit Dolomit und Kalkstein in den unteren Teilen des Einzugsgebietes bis zu weichen Ton-schichten in den oberen wechselt, verlangt grundsätzlich verschiedene Entwurfsgestaltungen. In den unteren Partien können gewöhnlich die Baustellen so gewählt werden, daß sich von selber Betonbauwerke als wirtschaftlichste Lösung ergeben; die schlechteren Gründungsverhältnisse im oberen Teil machen zusammen mit der Knappheit an geeignetem Zuschlagsmaterial für den Beton und den breiteren Tälern die Erstellung langer Erddämme notwendig. Die Betonbauwerke beschränken sich dabei auf kurze Überfallbauwerke. Obschon die Harlan-County-Staustelle zu dem letzteren Typ gehört, so beeinflussen doch die örtlichen Gründungsverhältnisse wesentlich die Entwürfe sowohl des Überfallbauwerkes als auch des Erddammes. Im allgemeinen besteht der Felsen der Flußsohle und der Untergrund der Umgebung auf viele km im Umkreis der Baustelle aus Niobrara-Kalkstein. Dieser ist hauptsächlich aus kleinen Kalkschalen zusammengesetzt und ist als Felsen verhältnismäßig weich. Wo er nicht verwittert ist, ist er ziemlich undurchlässig und ein günstiges Gründungsmaterial. Es ist aber durch Bruchebenen vielfach gespalten, im allgemeinen unter 45° zur Horizontalen oder steiler, und durch zahlreiche nahezu horizontale Spalten von 2 cm bis mehr als 8 cm Stärke. Diese sind mit Betonit-Ton gefüllt. Der Niobrara-Kalkstein ist überlagert von unzusammenhängenden Formationen, hauptsächlich Löß und Sand, und zwar in Stärken von 12 bis 21 m.

dienen, 185 hm³ für die Bewässerung von 35 000 ha Land und der Rest als Ausgleich und für die Verlandung vorgesehen sind. Direkt geschützt werden 56 000 ha am Republican-River, durch Verkleinerung der Hochwässer am Kansas bzw. am Missouri haben 61 000 ha bzw. 236 000 ha Nutzen. Das Einzugsgebiet ist 54 000 km² groß. Das Staubecken hat bei Höchststau eine Oberfläche von 9200 ha und eine Uferlänge von 190 km.

Das Republican-River-Tal ist an der Staustelle 3,2 km breit. Das Flußbett beansprucht davon 75 m; es liegt etwa in der Mitte des Tales. Genaue Studien zeigten, daß es am wirtschaftlichsten ist, das Ganze durch einen Damm aus gewalztem Erdmaterial abzuschließen, der durch ein betoniertes Überfallbauwerk von 426 m Länge links vom Flußbett abgelöst wird.

Der Damm hat eine Gesamtlänge von 3,23 km, eine größte Höhe von 33,50 m und eine mittlere Höhe von etwa 26 m links und 30 m rechts vom Flußbett. Die 9,15 m breite Krone trägt eine 6,70 m breite gepflasterte Straße. Die Seitenneigungen wechseln von 1 : 2,5 bis 1 : 4. An der Oberwasserseite ist eine durchlässige Schicht unmittelbar unter dem Pflaster eingebaut, um beim Absenken des Wasserpiegels ein Lösen des Pflasters zu verhindern.

Die Betonkonstruktion, der Überfallquerschnitt und das Gewichtsmauerprofil, haben eine größte Höhe über dem tiefsten Punkt der Gründung von 44,8 m (Abb. 1). Der Überfall wird durch 18 Sektorschützen von 9,15 m Höhe und 12,20 m Breite verschlossen. Mit einer Überfallhöhe von 9,40 m kann er eine Hochwassermenge von rund 13 000 m³/s bewältigen. Stollen dienen zur Besichtigung und zum Auspressen.

Ferner sind 9 Grundablässe vorhanden von je 1,52 m Breite und 2,44 m Höhe. Um die Kavitation herabzusetzen, ist die Höhe am Auslauf um 15 % ermäßigt. Jede Öffnung wird von einem Betriebsauslaß und einem Grundablaßschieber verschlossen. Die Leistung der Grundablässe ist maximal 550 m³/s. Für die Bewässerung wird das Wasser aus 2 Grundablässen ausgelassen, aus einem Rohr von 0,76 m Durchmesser und einem von 1,52 m Durchmesser mit einer Leistung von 56,5 m³/s. Die Energie des Wassers am Überfall wird verzehrt durch ein 45,7 m langes Tosbecken mit 2 Reihen 2,44 m hohen Zahn-

Die Untersuchungen in der Gründungsfläche für den Überfall zeigten Unterschiede in der Höhenlage der stärkeren Betonit-Spalten, die eine Vertikalverschiebung von rund 7,50 m vermuten läßt. Die Gesamtdicke dieser Spalten beträgt hier etwa 45 cm auf der untersuchten Tiefe von 30 m. Druckversuche am gesunden Kalk zeigten, daß dieser ein gutes Gründungsmaterial ist. Jedoch zeigte die Anwesenheit von Verwerfungsspalten besonders mit den Verfüllungen von bentonitischem Material alle Anzeichen eines geringen Widerstandes der Gründung gegen horizontale Kräfte. Der Entwurf eines geeigneten Querschnittes von 44,8 m Höhe machte daher gründliche Untersuchungen notwendig.

Außer den gewöhnlichen Bohrlochern war es daher erforderlich, den Felsen mit den Bentonitpalten aufzunehmen und möglichst große ungestörte Bohrkerne zu gewinnen. Nach einem besonderen Verfahren wurden die Bohrkerne von 84 cm Durchmesser in verschiedenartiger Höhe entnommen. Damit wurden Druck- und

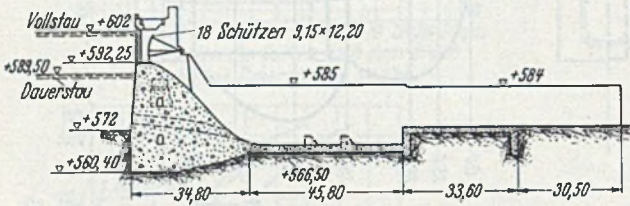


Abb. 1. Gewählter Entwurf für Überfall und Tosbecken.

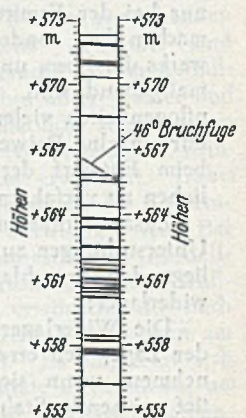


Abb. 2. Typische Aufnahme eines Bohrloches mit den Bentonit-Schichten.

Schubversuche gemacht. Zwei Kronenbohrungen von 92 cm Durchmesser wurden sehr sorgfältig ausgeführt und laufend Photoaufnahmen im Bohrloch gemacht. Die Bentonitpalten in einem dieser Bohrlöcher sind in der Abb. 2 dargestellt.

Das Ergebnis der Druckversuche war, daß ein gesunder Kalk ohne Spalten im Mittel etwa 70 kg/cm² aushält. Die Schubversuche mit den Bentonitpalten ergaben ziemlich gleichmäßige Koeffizienten der inneren Reibung von 0,20 und 0,28 kg/cm² für die Kohäsion. Die Zusammendrückenversuche für das Bentonitmaterial ergaben für Belastungen, die der Betonauflast entsprechen, ungefähr eine Zusammendrückung auf 15%. Man wählte für den Kalkfelsen eine zulässige Druckspannung von 14 kg/cm², eine zulässige Schubbeanspruchung von 7 kg/cm² und einen Elastizitätsmodul von 7700 kg/cm². Für die Spalten wählte man einen Reibungskoeffizienten von 0,13 und für die Kohäsion 0,19 kg/cm², d. i. etwa 2/3 der ermittelten Werte. Die Ergebnisse der Versuche, besonders mit dem Bentonit, zeigten, daß der Entwurf unzureichend war, der die Möglichkeit des Gleitens entlang einer Bentonitpalte außer Acht ließ. Ferner war ein verschiedenes starkes Setzen infolge der verschiedenen starken Bentonitwischenlagen in den einzelnen Querschnitten möglich.

Für den Überfall wurden vier Vergleichsentwürfe aufgestellt, darunter auch ein Rundkopfpfeilerentwurf, wie er bei der Don Martin-Talsperre in Mexiko und bei Rio Negro in Uruguay mit Erfolg gebaut wurde. Mit Rück-

des Gleitens auf den zahlreichen Bentonitschichten, die nahezu waagrecht verlaufen, gerichtet. Bei der Annahme einer Gleitebene direkt unterhalb der Oberfläche des Kalksteines stellte man eine statische Berechnung auf, worin der aktive Erddruck eines Keiles des höchsten Querschnittes von dem passiven Erddruck eines Keiles an der Luftseite des Dammes aufgenommen werden muß. Das ist tatsächlich nicht immer der Fall, weshalb im Flußlauf und in Teilen der Seiten eine zusätzliche Anschüttung vorgesehen ist. [Nach Proc. American Soc. Civ. Eng. 74 (1948) S. 1071—1082.]

Dr.-Ing. F. Orth, Berlin.

Stahlbeton-Schornstein des Talkkraftwerks der Bradford-Corporation.

Das Kraftwerk liegt, wie der Name sagt, in einem Tal, dessen begrenzte Anhöhen sich zu einer Höhe von 30 bis 50 m, weiter entfernte Hügel sogar bis zu 100 m erheben. Es liegt weiter mitten im Wohngebiet, so daß die Gesundheitsbehörden eine ausreichende Höhe des Schornsteins forderten, um Belästigungen der Bevölkerung durch Rauchgase mit Sicherheit auszuschließen.

Rücksichten auf den nicht allzu guten Baugrund und die nahegelegene Kondenswasserleitung haben wegen des geringeren Gewichts zur Wahl eines Stahlbetonschornsteins geführt. Die bereits im Betrieb befindlichen Hoch-

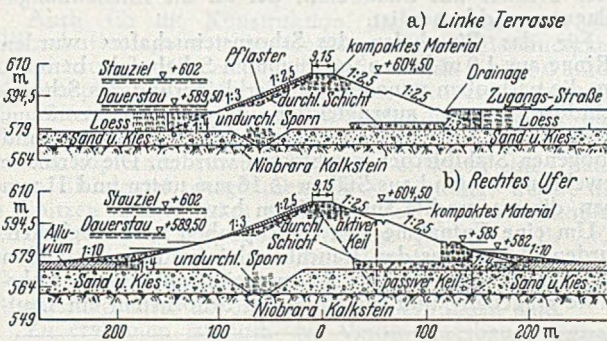


Abb. 3. Typische Dammquerschnitte.

sicht auf die Aufnahme der waagrecchten Kräfte wurde für den Überfall aber ein Gewichtsmauerquerschnitt gewählt. Ursprünglich hatte dieser einen schmalen Sporn an der Wasserseite. Die Tiefe dieses Sporns wurde beibehalten, die Spornbreite aber etwas erweitert und deren luftseitige Böschung so abgeflacht, daß sie unter dem ganzen Querschnitt hinreichte. Sie wird dann etwa normal zu den angreifenden Kräften, wie es Abb. 1 zeigt. In der statischen Berechnung wurde angenommen, daß der Bruch durch Gleiten entlang einer Bentonitfuge auf der Höhe der Unterkante Sporn bis zur Unterkante der Ausbetonierung des Tosbeckens erfolgt. Die Kosten ergeben sich dabei etwas geringer als für eine Rundkopfpfeilermauer.

Die Gründungsschwierigkeiten sind nicht nur auf die Betonbauwerke beschränkt. Laboratoriumsversuche zeigten an, daß der lose Löß-Schlamm der Terrasse und der Seiten (mittleres Trockengewicht im natürlichen Zustand gleich 1280 kg/m³) in ganz ungleichmäßiger Weise verdichtet. Die unabschbare Art der Verdichtung des wassergesättigten Löß-Bodens hat ein außerordentlich verschiedenartiges Setzen zur Folge, da der Damm teilweise direkt auf Kalkstein gegründet ist und teilweise auf Löß von 11 m Mächtigkeit. (Siehe Abb. 3.) Der Entwurf sieht die Beseitigung des Löß-Schlammes unter dem Hauptteil des Dammes vor, ferner die Erstellung eines Spornes durch den darunterliegenden Sand und Kies bis zum Kalkstein. Im linken Teil jedoch liegt ein Teil des Dammes auf ungestörtem Löß und ist daher verschiedenartigen Setzungen ausgesetzt. Es ist geplant, den Löß bis zu einer Neigung von 1:3 1/2 zur Talmitte zu entfernen und den Damm entsprechend zu verbreitern, damit die ungleichmäßige Setzung auf 1:100 in der Achse des Dammes beschränkt wird.

Bemerkenswert ist noch, daß der Damm nicht wie üblich in Dichtungskern, Filter und Stützkörner unterteilt ist. Besonderes Augenmerk wurde auch hier der Frage

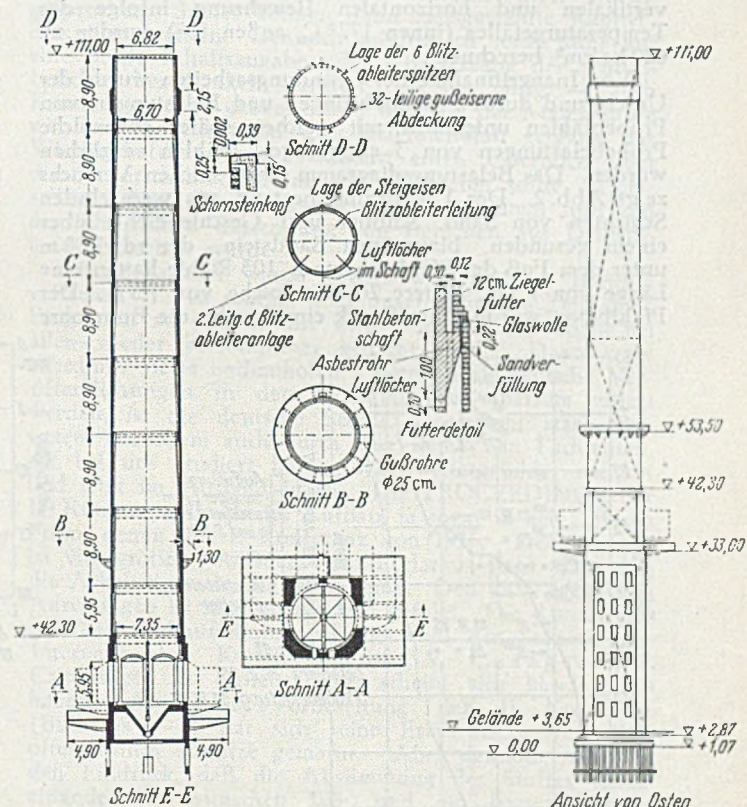


Abb. 1.

druckkessel mit einer Dampferzeugung von 12,5 t/h waren mit einer Saugzuanlage ausgerüstet, deren Ventilatoren auf einer Bühne über den Kesseln aufgestellt waren. Dieser Umstand legte es nahe, die Rauchrohrleitungen über dem Dach des Kesselhauses, etwa 30 m über Gelände, in den Schornstein einzuführen. Der Unterbau des eigentlichen Schornsteines konnte auf diese Weise zur Unterbringung von Büroräumen verwendet werden, wodurch Platz gespart, und die Vorteile einer zentralen Lage dieser Räume zu den Betriebsstätten gewonnen wurden.

Die Höhe des Schornsteins wurde zu rd. 107 m festgelegt. Die Vorschriften des Elektrizitätsausschusses vom Jahr 1932 fordern das 2,5fache der Höhe des höchsten Gebäudes der Umgebung plus einem Zuschlag zur Berücksichtigung der Geländegestalt derart, daß die Abgase sicher in einen Luftstrom abgeleitet werden, der normalerweise nicht mit der Erde in Berührung kommt. Im vor-

liegenden Fall war das höchste Gebäude das Kesselhaus mit 30 m Höhe. Für einen 107-m-Schornstein wurde die zu erwartende höchste Gaskonzentration zu 0,21 Millionstel in einer Entfernung von 10fachen der Schornsteinhöhe errechnet, was als unschädlich angesehen wurde.

Für die Wahl des Durchmessers war die Menge der abzuführenden Gase bestimmend, wobei eine Geschwindigkeit zwischen 6 und 10 m/sek in Betracht kam. Es sollten die Abgase von 8 Kesseln mit einem Rauchanfall von 142 500 m³/h und 150° C abgeführt werden. Dies würde bei einem Durchmesser von 6,7 m eine Geschwindigkeit der Gase von rd. 11 m/sek bedeuten, bei Zugrundelegung von nur 6 Kesseln bei Vollbetrieb eine solche von rd. 8 m/sek. Es war nicht damit zu rechnen, daß sämtliche 8 Kessel ständig voll belastet sein würden. Der gewählte Mindestdurchmesser zwischen der Abdeckung des Schornsteinkopfes beträgt 6,82 m, die lichte Weite des Stahlbetonschaftes 7,37 m.

Für die Gründung wurden Bohrpfähle vorgesehen, da Mangel an Platz und nahegelegene Gebäude, Kanäle und Rohrleitungen die Verwendung von Ramppfählen unzulässig erscheinen ließen. Die Pfähle sollten mindestens 42 cm Durchmesser haben und so tief geführt werden, daß eine Tragkraft von 50 t je Pfahl garantiert werden konnte.

Die Wandstärken des Schornsteinschaftes betragen 15 cm am Kopf und 23 cm am Fuß. Die Berechnung ergab, daß bei Windbelastung mit 97,5 kg/m² keine Zugspannungen auftreten. Die größten Spannungen in der vertikalen und horizontalen Bewehrung infolge des Temperaturgefälles (innen 177° C, außen 10°) wurden zu 620 kg/cm² berechnet.

Vor Inangriffnahme der Gründungsarbeiten wurde der Untergrund durch Probebohrungen und Belastungen von Probepfählen untersucht, mit welchen später ebensolche Probebelastungen von 3 endgültigen Pfählen verglichen wurden. Das Belastungsdiagramm eines solchen Versuchs zeigt Abb. 2. Der Untergrund bestand aus wechselnden Schichten von Sand, Schotter und Geschiebelehm über einem gesunden, blaugrünen Sandstein, der rd. 1,80 m unter dem Fuß der Pfähle anstand. 103 Pfähle hatten eine Länge von 7,5 m, weitere 26 eine solche von 7,8 m. Der Pfahlbeton wurde unter Druck eingebracht, die Bohrrohre

zunehmen. Das Anheben erfolgte mit Hilfe von 24 Hubvorrichtungen an 1" starken Stahlstäben. An Bewehrung wurden 55 t Rundstahl mit Durchmessern bis zu 32 mm eingelegt. Das Betonieren erfolgte in ununterbrochenem Arbeitsgang, wobei täglich ein Fortschritt von rd. 3 m erzielt wurde, so daß der eingebrachte Beton also 9 Stunden in Schalung blieb. Diese Zeit genügte zur Erzielung ausreichender Standfestigkeit. Nur die Decke über dem 6. Geschloß wurde i. W. anschließend betoniert, während die unteren Decken erst nach Vollendung des Schornsteins eingebaut wurden.

Als Zugang zu den Rauchkanaleinführungen während der Montage, und um Besichtigungen und Unterhaltungsarbeiten zu erleichtern, ist über dem Büroturm eine Stahlbetonplattform angeordnet, deren Kragbalken 4,9 m weit aus dem Schornstein auskragen. Der Rauchabführung dienen 4 Kanäle, von denen 2 nebeneinander in gerader Richtung, die andern beiden durch die einander gegenüberliegenden Seitenwände der Rauchkammer in diese eingeführt sind. Eine mittlere Zungenwand, die 2,5 m über die Scheitel der Kanäle reicht, sorgt für störungsfreies Abströmen der Gase in den Schornstein. Die Kanäle sind am Schornstein auf besonderen Kragbalken, am Kesselhaus auf Rollen gelagert und belasten die oben genannte Plattform nicht. Die Rauchkammer hat außen achteckigen, innen kreisrunden Querschnitt, jede der beiden Kammerhälften ist durch eine Tür zugänglich. Zur Aufnahme von Flugstaub dient ein mit Ziegeln ausgekleideter Trichter aus Stahlbeton, der an die Entstaubungsanlage angeschlossen ist.

Für das Einschalen des Schornsteinschaftes wurden 4 Ringe aus 1,0 m hohen, gekrümmten Schaltafeln benutzt. Um die nach oben zunehmende Verkleinerung des Schornsteindurchmessers auszugleichen, waren Zwischenräume zwischen den einzelnen Schaltafeln gelassen, die mit rund gebogenen Stahlblechen geschlossen wurden. Die vertikale Bewehrung bestand aus Stäben ϕ 16 mm unten und 11 mm oben, die waagrechte aus ϕ 13 mm bzw. 10 mm.

Um eine Entnahme von Rauchproben zu ermöglichen, wurden 13,5 m über den Rauchkanaleinführungen 8 außen mit Flansch verschlossene 25 cm weite, gußeiserne Rohrstücke eingebaut, und rund um den Schornstein ein Lauf-

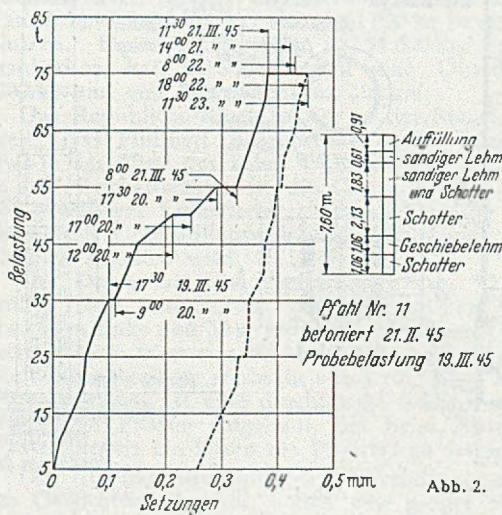


Abb. 2.

gleichzeitig mit dem Betonieren gezogen. Es waren 5 Bohrergeräte angesetzt, die jedoch nicht immer gleichzeitig alle arbeiten konnten. Die Gesamtzeit für die Herstellung der Pfähle betrug 90 Tage, so daß auf den Tag i. M. 1,4 Pfähle entfielen.

Das die Pfahlköpfe verbindende Fundament ist 1,80 m dick und wurde innerhalb 8 Tagen in 6 Abschnitten jeweils in voller Höhe betoniert, die Betonierungsfugen durch Abtreppen der Blockränder überbrückt.

Der turmartige Schornsteinunterbau, der Büroräume aufzunehmen hat, hat einen nach dem Kesselhaus zu offenen, quadratischen Grundriß von 9,8 m Seitenlänge. Die Wände sind 33 cm, an den Ecken 38 cm dick. Sie wurden mit Hilfe einer hölzernen Gleitschalung betoniert, die aus einem einzigen, 1,20 m hohen Ring bestand. Die Rippenhölzer hatten auch das Tragwerk der Gleitbühne auf-

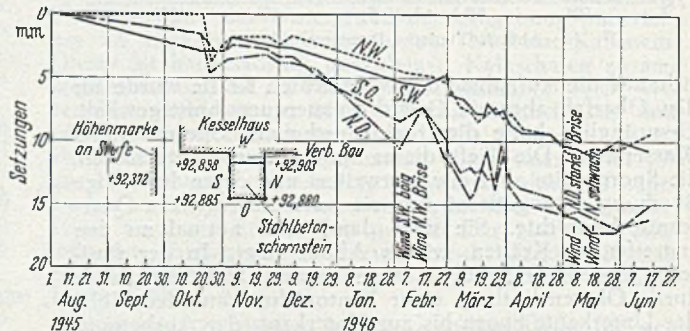


Abb. 3.

steg angeordnet. Die Konsolen hierzu als Fertigbetonteile wurden mit einbetoniert. Das Betonieren des Schaftes fiel teilweise in die Wintermonate, wurde jedoch nur bei strengem Frost oder starkem Wind unterbrochen, während bei nicht allzu großer Kälte durch Anwärmen der Zuschlagstoffe und des Wassers ein Weiterarbeiten ermöglicht wurde.

Von Beginn der Betonierungsarbeiten am eigentlichen Schornsteinschaft ab wurden auch die Setzungen des Fundamentes verfolgt. Die Setzungskurven sind aus Abb. 3 ersichtlich.

Der Schornstein ist mit einem 1/2 Stein starken Ziegelfutter ausgekleidet, das, durch einen Luftspalt vom Schaffbeton getrennt, in einzelnen Schüssen von 9 m Höhe ausgeführt ist. Jeder Schuß steht auf einer Ringkonsole der Schornsteinschaftes. Lotrechte Aussparungen in den Konsolen verbinden die Luftspalte hinter den einzelnen Schüssen. Siehe Abb. 1. Die Ausführung der Maurerarbeiten erfolgte noch während der Betonarbeiten; zum Schutz der Mauer war über ihnen eine Schutzrüstung eingebaut.

Die Abdeckung des Schornsteinkopfes besteht aus 32 gleichen Formstücken aus Gußeisen; die Fugen zwischen den Einzelteilen sind mit Bitumen ausgefüllt.

Steigbügel aus Bronze in 33 cm Abstand ermöglichen Besichtigung und Unterhaltung. Am Kopf sind außerdem 4 Reihen solcher Tritte in lotrechtem Abstand von 1,50 m bei gegenseitiger Entfernung von 45 cm eingebaut.

Als Maßnahmen zum Schutz des Betons gegen die korrodierende Wirkung der Rauchfahne hat man verschiedene Möglichkeiten erwogen. Von Anstrichen haben sich nur solche bituminöser Art bewährt. Zum Teil wegen des Aussehens hat man jedoch im vorliegenden Fall eine dreimalige Tränkung der reinen und trockenen Oberfläche mit einer dünnen Lösung aus Kalziumsilikat und Soda gewählt, die anderwärts zufriedenstellende Ergebnisse gezeigt hatte. Der Sockel des Turmes und waagrechte Flächen, die der Benetzung und dem Säureangriff besonders ausgesetzt sind, wurden mit einem schwarzen Bitumenanstrich versehen. Erfahrungen haben gelehrt, daß bei den heutigen niedrigen Abgastemperaturen Rauchkanäle und Schornsteine aus Blech keine große Lebensdauer haben, auch wenn sie mit einer heiß aufgetragenen Schutzisolierung versehen sind, da die Bildung von Kondensaten zusammen mit dem Schwefelgehalt der Gase zu einer schnellen Zerstörung der Eisenteile führt. Es wurden daher beim Bau der Rauchkanäle die höheren Kosten nicht gescheut und ein System mit einer besonderen säurefesten Ausfütterung gewählt. Diese besteht aus mit Bitumen getränkten Asbestplatten, die in Spezialkitt verlegt durch gußeiserner Klammern gehalten werden, so daß sie geringe Bewegungen der Tragkonstruktion mitmachen können.

Auch für die Konstruktion und das Material der Blitzschutzanlage war der Gesichtspunkt der Beständigkeit gegen Säureangriffe maßgebend. So wurde für die 6 Blitzableiterspitzen säurefeste unpolierte Bronze verwendet, die ebenso wie alle Konsolen, Verbindungsgelände und dergl. außerdem verzinkt wurden. Die obersten 12 m der beiden kupfernen Hauptableitungen erhielten einen nahtlosen Bleimantel, desgleichen die Ringleitung, welche die 6 Spitzen etwa 1,20 m unterhalb des Schornsteinkopfes verbindet. Die Erdung der Anlage erfolgt durch 2×3 eingerammte 5,0 m lange Erdelektroden, die bis zum Grundwasserspiegel reichen und unter sich durch eine Ringleitung unter der Erdoberfläche verbunden sind.

Zu erwähnen ist noch der Verbindungsbau zwischen Büroturm und Kesselhaus, der der Unterbringung eines Personenaufzugs und der Treppenanlage dient. Er hat bei einer Höhe von 29 m eine Länge von 9,75 m und eine lichte Weite von 2,40 m. Seine Wände in Stahlbeton, 33 cm stark, sind sowohl am Kesselhaus wie am Büroturm durch Dehnungsfugen an diese Bauwerke beweglich angeschlossen.

Die Arbeiten erforderten eine Bauzeit von 13½ Monaten. Der Kostenaufwand betrug rd. 52 000 englische Pfund. [Nach Journal Inst. Civ. Eng. 30 (1948) S. 167.]

Dr.-Ing. G. Merkle, Karlsruhe.

Bericht über die II. Internationale Konferenz für Bodenmechanik und Gründungen 1948 in Rotterdam.

Einleitung.

Der Nutzen eines kurzen Überblickes über die Ergebnisse dieser Konferenz nach den inzwischen erschienenen PROCEEDINGS¹⁾ liegt nicht nur in einer Zusammenfassung: „Wie weit ist die Bodenmechanik und ihre Anwendung im Gründungswesen in anderen Ländern?“, sondern auch in der sich daraus ergebenden Anregung zu ergänzender Weiterarbeit im Versuchswesen, besonders auf Gebieten, die entweder in Rotterdam zu kurz kamen oder für die unsere deutschen Institute durch Örtlichkeit, Fühlung mit der Praxis, Einrichtung und die Erfahrung mit früheren Arbeiten besonders geeignet erscheinen. Auch der Vermeidung von Wiederholungen und Doppelarbeit kann ein solcher Überblick dienen. Deshalb müssen auch allgemeine Werturteile aus den Schlußberichten gebracht werden. Zunächst war ein kritisch-fachlicher Auszug der vor und nach der Konferenz erschienenen ersten fünf Bände geplant, um dadurch unseren Fachkollegen,

denen diese umfangreichen (2000 Seiten) in englischer Sprache verfaßten Veröffentlichungen nicht zugänglich sind, Anregungen für die Weiterarbeit zu bringen. Der vor einigen Monaten herausgekommene VI. Band enthält aber gerade eine gute Übersicht über die 12 Hauptfachgebiete der Konferenz. Ein VII. Band soll noch erscheinen, er dürfte interessante Abhandlungen bringen, braucht aber für diese Übersicht nicht abgewartet zu werden.

Die Bodenmechanik und ihre Anwendung im Gründungswesen ist eine der jüngsten Fachrichtungen des Bauingenieurwesens. Am Rande haben sich Geologen und Physiker sporadisch beteiligt. Bei der Art der Arbeit ist der Meinungs-austausch, wie internationale Konferenzen ihn bieten, besonders wertvoll und deren Berichte sind die wichtigste und neueste Fundgrube der Erfahrung. Es will scheinen, als ob die Fortschritte von Kongreß zu Kongreß (hier nur vom I. zum II.) relativ größer sind als in den alten Disziplinen (z. B. Stahlbau, Stahlbetonbau, Brückenbau usw.). Wenn wir Deutschen auch nicht die Gelegenheit einer persönlichen Teilnahme hatten, so ist es doch wertvoll, den Stand der Wissenschaft und ihrer Neuerungen zu verfolgen durch Lesen der Kongreßberichte, Diskussionen und durch die Niederschriften ihrer Ansprachen. Es ist bei dem großen Umfang der Berichte unmöglich, alle ausführlich zu diskutieren. Bei der häufigen Duplizierung der Themen erübrigt sich dies ohnehin. Es wird deshalb zunächst Band VI, der die Zusammenfassungen gibt, durchgesprochen. Später können dann „ausgewählte Kapitel“ diskutiert werden. Dennoch möchte ich mich nicht auf eine bloße Inhaltsangabe oder Übersetzung der Schlußberichte beschränken, sondern — wo nötig — auch Kommentar dazu geben. Schon während der letzten Jahre war bei uns ein technisches Referatenblatt geplant, das Wissenschaftlern und Praktikern einen Überblick über die Neuerscheinungen im Ausland bieten sollte. Demselben Zweck dienen diese Kurzreferate, zumal auch von der schriftlichen Einsendung von Berichten aus Deutschland abgesehen wurde.

Einige Japaner waren bereits wieder durch Berichte vertreten. Es ist müßig, über unsere künftige Teilnahme Prognosen zu stellen. Sie wird möglich sein, sobald bei allen wieder versöhnlicher gedacht wird. Dann wäre allerdings vieles nachzuholen. Wenn auch deutsche Veröffentlichungen in den Berichten nur sparsam zitiert werden, ist die deutsche Schule doch recht stark vertreten, vor allem auch durch eine Reihe von Fachleuten, die bei uns studiert haben oder weitergebildet wurden und jetzt im Ausland leben. Die PROCEEDINGS der II. Konferenz ähneln im Aufbau, ja sogar in der äußeren Form, denen der I. Konferenz von 1936. Der Umfang ist viel größer geworden. Auch daraus sieht man, daß die Arbeit mehr in die Breite ging. Den 1936 gegebenen Anregungen ist man weitgehend gefolgt. Die damals eingeführte Stoffaufteilung, für die wohl der Sekretär des Internationalen Komitees, Prof. A. Casagrande, Cambridge, als Urheber gilt, scheint sich bewährt zu haben. Auch die Vorbereitung der II. Konferenz (Bulletins 1—3) hat sich seine Erfahrungen von 1936 offensichtlich zunutze gemacht. Aber dennoch hat man den Eindruck, daß die Abstimmung des Stoffes untereinander zu wünschen läßt und ein besserer internationaler Gedankenaustausch manchen überholten Beitrag verhindert und andere neue gefördert hätte.

Der Generalbericht über die Tätigkeit der II. Konferenz unterstreicht zunächst den Zweck. Der Wunsch einer Fortsetzung bestand bereits 1936 in Cambridge. Als Land des Zusammentreffens wurde Holland vorgesehen. Damals wurden Vorbereitungen für 1940 gelegentlich der Eröffnung des Maastunnels in Rotterdam getroffen, aber durch den Krieg unterbrochen. Als Zweck dieser II. Konferenz wird genannt:

1. die Erneuerung der internationalen Fühlungnahme auf diesem Fachgebiet,
2. die Sammlung neuer Informationen,
3. die Verbesserung der internationalen Zusammenarbeit,
4. Zusammentragen und Vergleich der Versuchsergebnisse,
5. Zugänglichmachen der gesammelten Einblicke an alle interessierten Ingenieure.

¹⁾ Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Rotterdam, June 21 to 30, 1948).

Eine Zusammenlegung mit der 2. Weltkonferenz für Untergrund- und Stadtplanung wurde als günstig angesehen. Es wird betont, daß jeder, der an der Konferenz interessiert ist, einerlei ob vom Standpunkt der praktischen Anwendung, der Forschung oder Lehre, als willkommen für die persönliche Teilnahme an den Zusammenkünften und die Einsendung von Berichten angesehen würde. Es ergab sich eine Zahl von über 600 Teilnehmern. Als Sprache wurde der Einfachheit halber Englisch gewählt. Die vorher eingesandten und nachträglich eingekommenen Berichte umfassen 7 Bände von über 2300 Seiten, etwa Format DIN A 4. Die Konferenz verdankt ihren Erfolg in hohem Maße der Arbeit ihres Präsidenten Prof. K. Terzaghi, dessen Anregungen von jeher, nun auch wieder seine Ansprachen und Zusammenfassungen in der Diskussion, dem Spezialfach Bodenmechanik Auftrieb gaben und die Notwendigkeit internationaler Zusammenarbeit in diesen Forschungsfragen warm betonten.

Obwohl ein großer Teil der Arbeit ehrenamtlich geleistet wurde, betragen die Kosten nach der Aufstellung des Schatzmeisters über 40 000 hfl.

In seiner Eröffnungsrede gab Terzaghi einen Rückblick auf die Entwicklung der Bodenmechanik von 1936 bis 1948. Er bedauerte, daß drei Jahre nach der Konferenz in Cambridge die Menschheit in einen blutigen Konflikt gezogen wurde, der bald die Welt erfaßte. Daraus ergab sich die Notwendigkeit, unter schweren Beschränkungen zu leben und weiterzuarbeiten, und der freie Erfahrungsaustausch wurde für viele Jahre unterbunden. Dennoch wurden überall neue Erfahrungen gesammelt, wie aus den Berichten hervorgeht. Das beweist überzeugend, daß die Bodenmechanik eine Lebensnotwendigkeit für den Bauingenieur ist. Er betont die Notwendigkeit der Grundlagenforschung und die Nachprüfung der auf Grund von Versuchen gemachten Vorhersagen durch Beobachtung an ausgeführten Bauten, beleuchtet kurz die Unstimmigkeiten zwischen dem Verhalten des Tones bei Laboratoriumsversuchen und im Gelände, besonders auch bei der Untersuchung der Böden auf Scherbeanspruchung. Er nennt dann einige Fortschritte auf dem Gebiet der Außenversuche (neue Geräte und Messung des Porenwasserdruckes in Ton), Fortschritte auf dem Gebiet der Probenentnahme und der Erforschung des Untergrundes, auch durch Messungen an Ort und Stelle, und warnt vor der Annahme, daß der untersuchte Boden stets homogen sei, zumal im Bauwesen eine vertretbare Annäherung genügt. Auch über die regionale Bodenkunde gibt er eine kurze Übersicht, nicht ohne vor Verallgemeinerungen zu warnen. Er rät zu einem Kompromiß zwischen dem Wünschenswerten und dem wirtschaftlich Erreichbaren. Auch das Grenzgebiet der Geologie wird gestreift, wobei die Grenzen noch unklar sind, aber sich ein gemeinsames Gebiet „Geotechnologie“ abzeichnen scheint. In seinem Ausblick sagt T., daß weitere Fortschritte hauptsächlich von der Verbesserung unserer Meßmethoden im Freien, dem Wert der Außenbeobachtungen und der Anpassung der Beobachtungen an die praktischen Erfordernisse abhängen werden. Das Ziel muß sein, die Bodenmechanik zu einem brauchbaren Werkzeug des Ingenieurs der Praxis zu machen, trotz der ernsten Grenzen, die die Natur dem theoretischen Verfahren und den Prüfraumversuchen gesetzt hat. Erfreulich ist, daß jedes Werk des Erdbaues einige neuartige Aufgabenstellungen bringt und dadurch der Reiz des Neuen nie aufhört. Die Bilanz ziehen dann Terzaghi und der Berichterstatte de Nie auf der Schlußzusammenkunft wie folgt: Es wird verwiesen auf die Zusammenfassung der Generalberichte, die in ihren Schlußbemerkungen eine kurze sachliche Übersicht der geäußerten Meinungen ihres Fachgebietes gaben, und — wenn sie es für nötig hielten — auch eigene Werturteile — unter besonderer Kennzeichnung — anfügen konnten. De Nie sagte, daß nach den Diskussionen kein endgültiger Entschluß gefaßt werden konnte, daß z. B. auch in Fragen des Erddruckes die Äußerungen nicht übereinstimmten. Ähnlich war es in der Frage des Scherwiderstandes des Bodens. Auch der dreiachsige Druckversuch, der stark in den Vordergrund getreten ist, geschieht in Durchführung und Auswertung

noch nicht einheitlich. Die naheliegende Feststellung ist deshalb, daß noch sehr viel zu tun sei, um unsere Kenntnisse der Bodenmechanik zu erweitern. Auch die Möglichkeit, zahlenmäßige Angaben zu machen, liege in vielen Fällen noch in weiter Ferne. De Nie's Schlußfolgerungen lauten:

1. Die beratende Arbeit in den bodenmechanischen Laboratorien sollte in enger Zusammenarbeit mit den entwerfenden und ausführenden Ingenieuren durchgeführt werden, um den größten Nutzen zu gewährleisten.

2. Bodenmechanische Voraussagen sollten immer hinterher durch Beobachtungen während und nach der Ausführung der betreffenden Arbeit geprüft werden.

3. Es sei wichtig, die Anordnung und Durchführung der Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der Bodenmechanik zu fördern.

Terzaghi gibt dann noch einige Ratschläge für die Beschlußfassung. So bald wie möglich sollte der Vorsitzende jedes nationalen Komitees dem Sekretär des (internationalen) ausführenden Komitees eine Liste aller Mitglieder seines Komitees mit ihren Anschriften und beruflichen Beziehungen zusenden. Auch die Vorbereitung eines Dictionärs über Bodenmechanik geht weiter. Als Muster wird ein in Holland aufgestelltes Fachwörterbuch zugesandt werden.

Die Schlußansprache Terzaghis enthält neben Dankesworten an Veranstalter, Berichtler und Gastgeber auch wieder einige fachliche Hinweise. Er betont (offenbar im Hinblick auf die gleichzeitige 2. Konferenz für Untergrund- und Städteplanung), daß es z. B. im Städtebau unsere Aufgabe ist, die Arbeiten so auszuführen, daß vorhandene Bauwerke nicht beschädigt werden, wobei der Ausdruck „Schaden“ nicht scharf umrissen ist. Das tritt vor allem in Erscheinung, wenn durch Bodenaushub Einflüsse in der Umgebung ausgelöst werden, da vor allem die Arbeiten für Einschnitte und Tunnelbauten meist nicht ohne Setzungen der Bodenoberfläche geschehen. Die Bodenmechanik hat dargetan, daß kein Aushub möglich ist, ohne Setzungen auszulösen, daß man aber deren Größenordnung und Verteilung bestimmen kann. Aber nicht nur dem Städtebauingenieur bietet die Bodenmechanik eine Hilfe, sondern dieser schafft auch Gelegenheiten, die Wirkung an Bodenkörpern infolge von Erdarbeiten zu beobachten und zu messen. Sogar die Ansprache T.'s beim Abschiedsmahl enthält noch einige bemerkenswerte fachliche Hinweise. Terzaghi nennt u. a. die außergewöhnliche Verschiedenartigkeit des Untergrundes und der Arbeitsbedingungen, denen der Bauingenieur bei seiner Berufstätigkeit in allen Teilen der Erde begegnet, und betont nochmals den Geist der Zusammenarbeit in dieser kleinen aber aktiven Organisation, die eine der gefährlichsten Perioden der Neuzeit überdauert hat, und gibt dem Wunsche Ausdruck, daß die zustande gekommene Zusammenarbeit auch in größerem Rahmen als kleines Vorbild dienen könne, wenn dort die Mitglieder durch Vernunft und guten Willen und nicht durch Mißtrauen, Habgier und Machthunger gelenkt werden.

Vorträge über einige holländische Ingenieuraufgaben.

1. Die Schließung der Deichbrücke auf Walcheren.

(Prof. Ing. P. H. Jansen.)

Durch alliierte Bomber wurden im Oktober 1944 die mächtigen Deiche der Insel Walcheren, besonders der große Deich von Westkapelle, zerstört. Zunächst verursachten die Schwierigkeiten der letzten Kriegsmonate eine wesentliche Verzögerung in der Wiederherstellung und das bedeutete weitere Erosion des Sandbodens in den vier großen Durchbrüchen infolge der Flutströme mit etwa 4 m Tidehub. Die Löcher waren hunderte von Metern breit, und das tiefliegende Land wurde weithin überflutet. (Als einst die Deiche gebaut wurden, lag das Land höher; die Entwässerung und die dadurch bedingte zusätzliche Belastung verursachten jedoch mit fortschreitender Konsolidation des Moor-Untergrundes ein weiteres Absinken.) Man schätzt, daß z. B. bei Rammekens etwa 20 Mill. m³ Wasser bei Flut einströmten, um bei Ebbe mit etwa 800 m³/sec. auszufließen. Für die Dichtung benötigte man Faschinen,

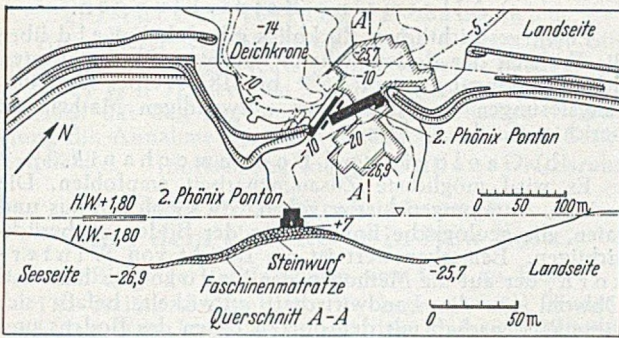


Abb. 1. Lageplan und Querschnitt bei Rammekens.

Steine, Sand und vor allem Schwimmcaissons oder Pontons. Bei Rammekens betrug die Wassertiefe zu beiden Seiten des neuen Damms schließlich mehr als 20 m. Hier waren u. a., außer einigen Pontons, etwa 30 000 t Steine nötig. (Abb. 1 gibt Lage und Querschnitt dieses Dammschlusses wieder.) Nach einem Fehlschlag gelang es im Januar 1946, das Loch zu schließen. Zunächst betrug die durchsickernde Wassermenge noch etwa 100 m³/sec., aber auch die verbleibenden Hohlräume wurden innerhalb von etwa zwei Wochen gedichtet. Alles in allem ein großes und offenbar mit viel Geschick und großem Einsatz durchgeführtes Werk.

2. Wiederaufbau des Hafens von Rotterdam.

(Ir. D. H. de Herder.)

Von den etwa 18 000 m Kailänge waren durch Sprengungen und Bomben etwa 7200 m Tiefseekai zerstört. (Abb. 2 a gibt ein Beispiel.) Zunächst wurden die Zerstörungen durch Taucher untersucht. In einzelnen Fällen entschloß man sich wegen veralteter Konstruktionen zum

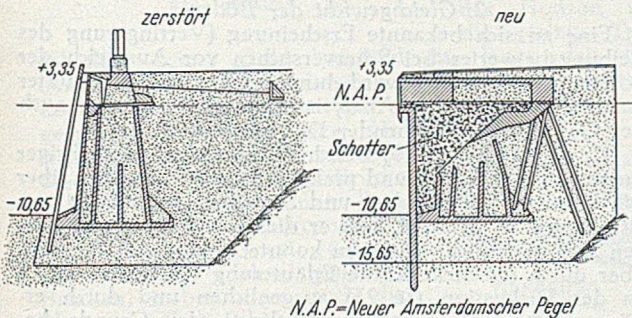


Abb. 2a. Waalhafen.

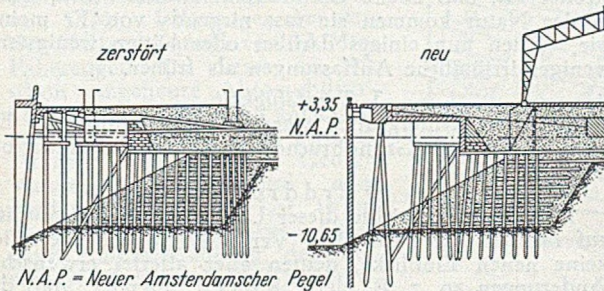


Abb. 2b. Wilhelminakai.

Bau neuer Kaimauern. (Abb. 2 b). Insgesamt wurden u. a. 12 000 neue Stahlbetonpfähle und 2100 Stahlbetonspundbohlen gerammt. Der größte Teil der Arbeiten ging 1948 zu Ende. Restarbeiten im Waalhafen dauern noch an.

3. Stabilisierung von Eisenbahndämmen bei Gouda.

(Ir. J. L. A. Cuperus.)

Die Dämme liegen seit 1855 auf moorigem Untergrund. (Ähnliche örtliche Verhältnisse und Arbeitsweisen wurden

uns dort 1938 beim Internationalen Straßenbaukongress bereits gezeigt.) Der Dammkörper selbst bestand aus aufgespültem Sand. Durch sein Gewicht und die zunehmende Fahrgeschwindigkeit der Züge traten dauernde Setzungen ein, die bis 1930 etwa 3 m betragen. Die Verstärkung der Dämme wurde in folgender Weise geplant:

1. Allmähliches Auffüllen mit Sand längs der Bahndämme, um Gleichgewichtsstörungen des Untergrundes zu vermeiden,

2. Auffüllen mit Sand, aber auf einer vorbereiteten Bettung von Faschinen,

3. Aufschütten von seitlichen Sanddämmen (Abb. 3), mit dem Ziel, den weichen Untergrund so tief wie möglich mit der Sandschüttung zu durchdringen (also dasselbe, was wir anderswo mit sandgefüllten Schlitzten zu erreichen suchen¹).

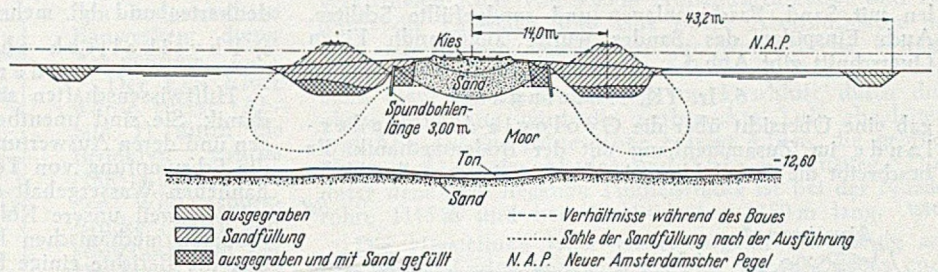


Abb. 3. Plan 3.

Zusammenfassend sagte Cuperus, die Verstärkung eines Bahndammes auf weichem Untergrund muß stattfinden:

1. wegen der Sicherheit des Bahnverkehrs, wenn die Setzung solche Maße angenommen hat, daß oft wiederkehrende Herstellungen des Profils das Gleichgewicht des Bodens stören,

2. wegen der Aufrechterhaltung oder Vergrößerung der Fahrgeschwindigkeiten der Züge, wenn die Schwingungen des Bahnkörpers solchen Umfang annehmen, daß die gewünschte Geschwindigkeit gefährlich wird.

Dieses Ziel kann erreicht werden bezüglich der Sicherheit durch Schütten von Sand in die Gräben beiderseits des Bahnkörpers, zugunsten der Vergrößerung der Geschwindigkeit während des Betriebes durch Einbringen einer druckverteilenden und dämpfenden Zwischenlage.

4. Bau des Maastunnels Rotterdam.

(Ir. J. P. van Bruggen.)

Von dieser bedeutenden Ingenieurarbeit mit schwierigem und lehrreichem Bauvorgang können nur kurze Andeutungen gebracht werden.

Einen Querschnitt mit der aufgesetzten Taucherglocke gibt Abb. 4. Ausführliche Bodenuntersuchungen bestimmten die zu erwartende Setzung der Ton- und Moorschichten um das Bauwerk. Sogar für die anzuwendenden Pfähle wurde auf Grund von Beobachtungen über einen Zeitraum von 6 Monaten Setzungen von 7 cm erwartet. Der Tunnel wurde in großen, 25 m breiten und 63 m langen Stahlbetonteilen im Trockendock hergestellt. Diese etwa 14 500 t wiegenden Einheiten wurden auf dem plan gebaggerten Untergrund versenkt und die Fugen an Ort und Stelle unter einer Taucherglocke gedichtet (Abb. 4). Da das Gewicht der Einheiten größer ist als die Wasserverdrängung, benötigte man sich mit einer Überschüttung von 1,5 m.

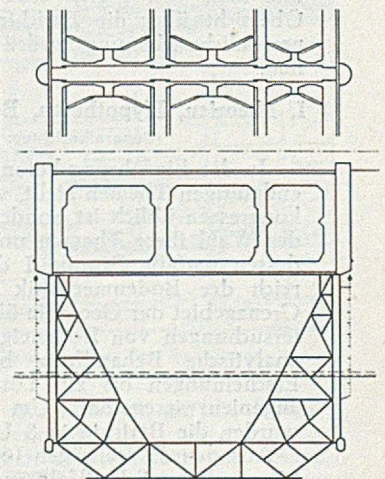


Abb. 4. Verbindung der Seitenwände.

¹ Loos: Sicherung einer Hauptbahn gegen Ausquetschen starker Moorschichten neben einem Braunkohlentagebau. Bautechnik 26 (1949) Heft 6 S. 161-163.

5. Straßenbau auf weichen Böden.

(I. H. A. N. C. Dibbits.)

Die Ausführungsmethoden ähneln den unter 3 beschriebenen. Zur Anwendung kamen: Auskoffern und Auffüllen mit Sand, Faschinenlagen und sandgefüllte Schlitzle. Auch Einspülen des Sandes wurde angewandt. Einen Querschnitt gibt Abb. 5.

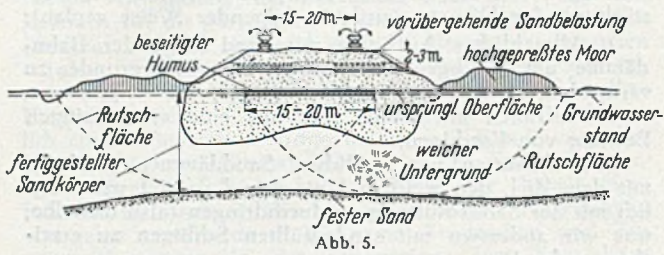


Abb. 5.

len mit Sand, Faschinenlagen und sandgefüllte Schlitzle. Auch Einspülen des Sandes wurde angewandt. Einen Querschnitt gibt Abb. 5.

6. Ir. TK. Huizinga

gab eine Übersicht über die Geologie der Niederlande im Zusammenhang mit der Bodenmechanik. Er beschreibt die Landbildung in der Eiszeit, das allmähliche

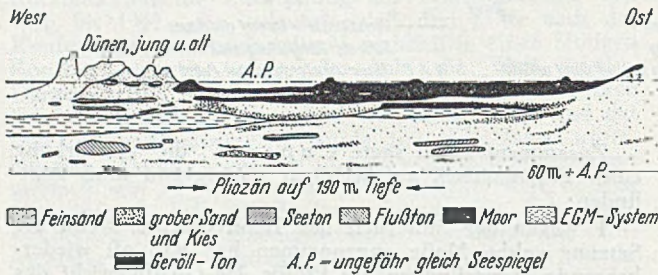


Abb. 6.

Steigen des Wassers der See, die Klimawechsel vor tausenden von Jahren, die Bildung der Polder, das Entstehen der Zuider See, andere Landverluste, Landgewinnung und Sicherung des bebauten Landes. Abb. 6 gibt einen schematischen Schnitt durch den westlichen Teil der Niederlande, der das oben Gesagte am besten erläutert.

Berichte und Diskussionen.

Vorbemerkung.

Die einzelnen Sachgebiete wurden bereits bei der Anforderung zum Einreichen von Berichten in 12 Gruppen geteilt und später für jede dieser Gruppen ein Generalbericht benannt. Wie in der Einleitung erwähnt, erwartete man von diesen eine möglichst neutrale, sachliche Übersicht über die Berichte und legte ihnen nahe, ihre persönliche Meinung ausdrücklich als solche zu kennzeichnen.

I. Theorien, Hypothesen, Betrachtungen allgemeiner Art.

(Generalbericht: Rückli - Schweiz.)

In der Einführung betont R., daß das Programm keine endgültigen Themen stellt, wie das bei anderen Ingenieurkongressen üblich ist, sondern die Teilnehmer frei sind in der Wahl ihrer Themen und deren Darstellung. Infolgedessen umfaßt Gruppe I den ganzen ausgedehnten Bereich der Bodenmechanik von Betrachtungen auf dem Grenzgebiet der Geologie über physikalisch-chemische Untersuchungen von Bodeneigenschaften, beschreibende und analytische Behandlung bestimmter bodenmechanischer Erscheinungen bis zur Lösung konkreter Aufgaben der Ingenieurwissenschaft. Um Gruppe I etwas aufzugliedern, wurden die Berichte in 8 Untergruppen (a-h) aufgeteilt.

Aus den 59 Beiträgen (600 Seiten, ohne Abbildungen) können keine Schlußfolgerungen von besonderem Interesse für die verschiedenen Probleme der Bodenmechanik gezogen werden. Dennoch ist die Neigung erkennbar, eine bessere Fühlung mit den Nachbargebieten und eine bessere Untersuchung der physikalischen Grundlagen zu erreichen. Rückli sieht deshalb von tieferem Eingehen und kritischer Stellungnahme ab und beschränkt sich auf eine kurze Übersicht.

a) Allgemeine Betrachtungen.

Einen geschichtlichen Rückblick gibt Jakob Feld über die Frühzeit der Bodenmechanik mit etwa 50 der ältesten Schriftumsangaben von 1679 bis 1835. Über Annäherungslösungen in der für uns notwendigen Mathematik berichtet G. de Allen.

b) Geologie und Bodenmechanik.

Es wird möglichste Zusammenarbeit empfohlen. Die meisten Anregungen hierzu gehen von Geologen aus und raten, die geologische Entwicklung der Böden zu berücksichtigen. Bemerkenswert ist ein Bericht von Winterkorn, der auf die Methoden der Pedologie hinweist. Obwohl für die Landwirtschaft entwickelt, befaßt sich diese Wissenschaft mit den oberen Lagen des Bodens und ist auch für uns nützlich. Seine (W.s) Anregungen enthalten Vorschläge für Einteilung von Bodensystemen, Bodenkarten und dgl. mehr.

c) Physikalisch-chemische Eigenschaften der Böden.

Hilfswissenschaften sind für uns Physik, Chemie, Mechanik. Sie sind unentbehrlich bei Prüfraumuntersuchungen und deren Auswertung. Häfeli und Amberg behandeln die Schrumpfung von Ton, die nicht nur vom noch vorhandenen Wassergehalt abhängt. Es ist noch vieles ungeklärt, weil unsere Kollegen sich zunächst nur auf die größeren mechanischen Faktoren beschränken. Dafür geben die Berichte einige Beispiele.

d) Konsolidierung.

Nach R. beginnt hier die eigentliche Bodenmechanik. Er nennt einige neue Einblicke, Versuche, erkannte Fehler auszuschalten, sieht aber keine neuen Wege.

e) Scherfestigkeit und Gleichgewicht der Böden.

1. Scherfestigkeit.

Die Prüfraumarbeiten werden mehr und mehr auf dreiaxiale Belastungsversuche zugeschnitten. Ein Japaner, Kano Hoshino (Ie 10), befaßt sich theoretisch mit dem Gebiet der plastischen Verformung, wird aber in der Diskussion durch Coenen (Ie 24) abgelehnt. Für uns Deutsche sind diese Zusammenhänge im Hinblick auf die ungeklärten Erddruckfragen besonders wichtig.

2. Gleichgewicht der Böden.

Eine an sich bekannte Erscheinung (Verringerung des Reibungsbeiwertes bei Scherversuchen vor Ausgleich der Porenwasserspannung) wird durch englische Berichte unter dem Namen „ $\varphi = 0$ - Analysis“ behandelt und war auch der Gegenstand eingehender Diskussionen.

Frontard (Ie 19) berichtet auf Grund langjähriger theoretischer Arbeiten und praktischer Beobachtungen über die Form der Gleitflächen und Stabilitätsberechnung von Erdmassen. R. bemerkt, daß er diesen Bericht in der kurzen Zeit noch nicht studieren konnte. Das ist schade, wird aber durch die ausführliche Erläuterung von Frontard in der Diskussion (Ie 23) ausgeglichen und durch ergänzende Erläuterungen verdeutlicht. Im Grunde bestreitet Fr., daß ebene Gleitflächen natürlich sind, denn in der Natur kommen sie fast nirgends vor. Er meint, wir wüßten nun einiges darüber oder hätten wenigstens weniger irrtümliche Auffassungen als früher.

3. Tragfähigkeit

In dieser Untergruppe werden hauptsächlich die Erscheinungen des Grundbruches unter Fundamenten behandelt.

f) Erddruck.

Die meisten Berichte dieser Untergruppe sind Studien auf dem Papier nach alten Verfahren, bieten eigentlich keine neuen Einblicke, deuten aber allerlei erwünschte Änderungen an, z. B. meint Kolbrunner, daß die durch Jakoby entwickelte übliche Theorie für Beanspruchung der Spundwände einer Berichtigung bedürfe. Er macht einen Vorschlag, die Kohäsion mit in Rechnung zu stellen.

1 Lo.: Sogar die Ärzte befassen sich mit solchen Grenzgebieten, z. B. der Kolloidlehre, und haben zur Klärung der Synärese kolloidale Versuche mit Kiesel säure gemacht, wobei nicht nur die chemische Zusammensetzung, sondern sogar die Form der Gefäße und die Beschaffenheit der Wandungen von großem Einfluß waren. „(Lo. . . .)“ bedeutet eine Bemerkung des Verfassers, die nicht von dem Generalbericht gemacht wurde.

g) Druckverteilung im Baugrund.

Auch dieser Teil bringt eine Reihe interessanter Studien ohne wesentlich Neues. Außer vielleicht durch Burmister (I d 5), der zum Vergleich der Setzungen beim Versuch mit den Ergebnissen der theoretischen Berechnung die Annahme der Kraftverteilung nach allen Seiten empfiehlt. (Fortsetzung folgt.) W. Loos, Karlsruhe.

Zwei neue Straßentunnel unter dem East River in New York.

1. Bisherige Verbindungen von Ufer zu Ufer.

Die Halbinsel Manhattan — begrenzt vom Hudson und dem East River — ist mit den übrigen Stadtteilen New Yorks durch eine Reihe von Brücken und Tunneln verbunden, die zu den bedeutendsten Bauwerken dieser Art gehören.

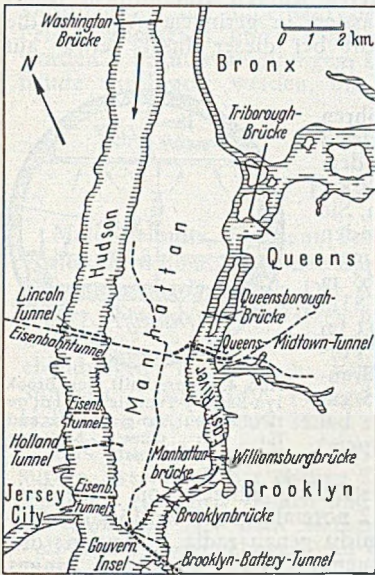


Abb. 1. Übersichtsplan des Stadtzentrums von New York mit den wichtigsten Brücken und Tunneln.

fähigkeit seiner Sohle verhinderten eine Brücke über diesen Fluß; Straßenfahrzeuge konnten nur über Fähren von einem Ufer zum anderen gelangen, bis 1927 der Holland-Tunnel in Betrieb genommen wurde und 1931 die George Washington-Brücke (Abb. 1). Das letztgenannte Bauwerk mit 1067 m Brückenöffnung ist etwa doppelt so weit gespannt wie alle bis dahin gebauten Brücken, insbesondere auch die über den East River. Im Jahre 1936 wurde die Washington-Brücke von 7 Mio. Fahrzeugen benutzt, der Holland-Tunnel von 12 Mio. Fahrzeugen. Da dieser an sich schon ungeheure Automobilverkehr weiterhin anwuchs, entschloß man sich zum Bau eines zweiten Tunnels zwischen der George Washington-Brücke und dem Holland-Tunnel, die fast 16 km voneinander entfernt liegen. Diese neue Flußunterführung, der Lincoln-Straßentunnel, 1937/38 hergestellt, besteht aus zwei Tunnelröhren von 9,50 m Außendurchmesser, die ungefähr 23 m Achsabstand besitzen und jede für eine Verkehrsrichtung bestimmt sind.

Da der Verkehr von Manhattan besonders in östlicher Richtung weiterhin zunahm, beschlossen die Behörden von New York 1936 die Herstellung einer neuen Verbindung zwischen dem Stadtteil Queens und dem Zentrum von Manhattan in Form eines Tunnels unter dem East River, dem man den Namen Queens-Midtown-Tunnel gab. Ferner gab der verstärkte Verkehr zwischen Brooklyn und dem Süden von Manhattan den Anlaß zu

einer weiteren unterirdischen Verbindung. Dieser von Brooklyn ausgehende Tunnel erreicht die Südspitze von Manhattan unter dem Battery-Park und soll den Namen Brooklyn-Battery-Tunnel tragen.

2. Der Queens-Midtown-Tunnel.

Dieser Tunnel (Abb. 2) besteht wie die beiden unter dem Hudson (Holland- und Lincoln-Tunnel) aus zwei parallelen Röhren. Die Gesamtlänge der Nordröhre beträgt 2400 m, diejenige der Südröhre 2260 m; der Längenunterschied ergibt sich aus der Lage der Ein- und Ausfahrtbauwerke, die durch die Geländeform der beiden Ufer festgelegt ist. Unter dem Fluß besitzen die Röhren einen seitlichen Abstand von 18,3 m von Achse zu Achse. Jede Tunnelröhre besteht aus einem verkleideten Rohr von 9,45 m Außendurchmesser und ist durch die Fahrbahn und eine obere Abschlußdecke in drei Abteilungen geteilt; die Straßennutzbreite beträgt 6,40 m = 2 Verkehrs Spuren. Der Raum unter der Fahrbahn dient für die Zuführung von Frischluft, durch die obere Abteilung wird die verbrauchte Luft abgeleitet (vgl. Abb. 4). Die lichte Höhe beträgt 4,10 m, die größte Neigung 4 ‰ beim Abstieg und 3,5 ‰ im Anstieg. Die unter dem Fluß liegende Tunnelstrecke ist bei der Nordröhre 1145 m und bei der Südröhre 1150 m lang.

Die Herstellung jeder Röhre begann gleichzeitig an den beiden Enden und an Schächten, die in Queens und in Manhattan niedergebracht und über denen später die Belüftungsstationen eingebaut wurden. Der tiefste Punkt liegt ungefähr 355 m östlich von dem Ventilations-schacht der Manhattan-Seite. An dieser Stelle hat man einen Pumpensumpf hergestellt, der das Sickerwasser aufnimmt. Die geringste Bodenüberdeckung der Röhren beträgt ungefähr 4 m.

Die Herstellung der Tunnelteile hat große Schwierigkeiten infolge der Bodenbeschaffenheit ergeben, die weit ungünstiger ist als diejenige des Hudson-Flußbettes. Unter dem Hudson besteht der Boden hauptsächlich aus Schlack, in dem sich der Schild leicht vortreiben läßt. Unter dem East River dagegen besteht der Boden durchgehend aus Felsen, eiszeitlichen Ablagerungen und Aufschüttungen an den Ufern. Die Festigkeit des ange-troffenen Felsens war außerdem sehr verschieden, was die Arbeit komplizierte. Mehrmals wurden Spalten angetroffen, die beträchtliche Verluste an komprimierter Luft, Absinken des Druckes im Innern der Röhre und den Einbruch von Schuttmassen vor Ort verursachten. Man war gezwungen, in das Flußbett große Mengen

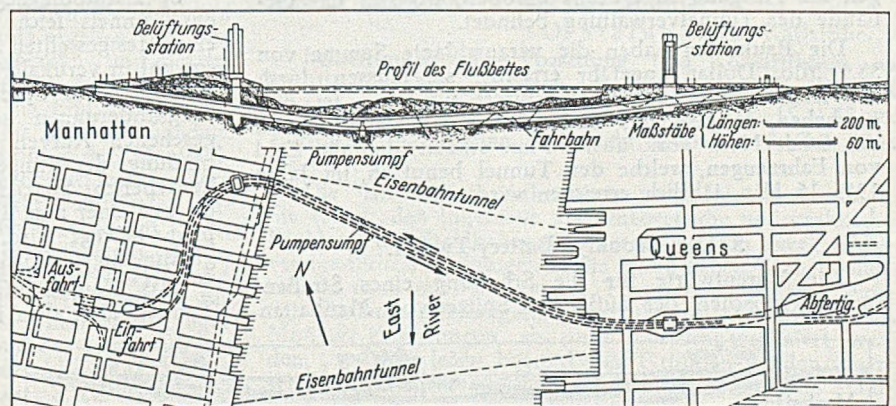


Abb. 2. Lageplan und Längsschnitt des Queens-Midtown-Tunnels unter dem East-River.

von Ton über den Röhren einzubringen, um die Durchlässigkeit des Gebirges zu vermindern.

Die Schilde besaßen einen Durchmesser von 9,45 m und eine Länge von 5,7 m. Die Schneide bestand aus Segmenten von Stahlguß, die im oberen Teil des Schildes länger als im unteren waren, so daß sie einen Schutzraum bildeten. Das Arbeitsgerüst bestand aus drei Stockwerken mit Plattformen, die hydraulisch vorwärts bewegt wurden und die Bohrmaschinen trugen. Der Vortrieb wurde durch 28 hydraulische Pressen von je 200 t bewirkt.

Während des Vortriebs waren die Röhren in der Nähe der Schächte durch 4,25 m dicke Betonmauern geschlossen. In diesen befanden sich Schleusen für Baustoffe, Abraum und Personal. Der Druck im Innern der Röhren schwankte je nach den angetroffenen Schwierigkeiten von 1,8–2,6 kg/cm².

Die Druckluft lieferten zwei Stationen, je eine auf jedem Ufer. Die Leistungsfähigkeit jeder Station betrug 1270 m³/min und der höchstmögliche Druck 3,5 kg/cm². Die beiden Angriffspunkte auf der Manhattan-Seite benötigten bis zu 1160 m³/min bei einem Druck, der 2,63 kg/cm² erreichte.

Um die Dichtigkeit zu gewährleisten, mußte man zeitweise zu Injektionen einer Mischung von Sägespänen und Bentonit vorn am Schild greifen und die bereits montierte Tübbingauskleidung mit einer Mischung von Kies und Zement hinterpressen. In einem Abstand von etwa 10–15 Ringen hinter dem Schild injizierte man später Mörtel 1:1 (1 Teil Zement auf 1 Teil Sand) unter einem Druck von 7 kg/cm².

Die Stahltübbinge, welche die Auskleidung bilden, wurden in gewohnter Weise mit Hilfe einer Montagevorrichtung mit drehbarem Arm montiert. Um zu vermeiden, daß die Auskleidung unruhig wurde, verband man die Tübbinge durch provisorische horizontale Zuganker, sobald die untere Hälfte eines Ringes montiert war. Diese Anker wurden erst eine gewisse Zeit nach dem Einpressen des Mörtels in den die Röhre umgebenden Boden entfernt. Durch diese Hinterpressung füllte man alle etwaigen Hohlräume und bildete eine Umkleidung, deren Widerstandsfähigkeit zu derjenigen der Auskleidung hinzukam. Trotzdem beobachtete man Deformationen von 10–25 mm und berücksichtigte diese bei der Montage der Auskleidung. Beim Durchfahren der am wenigsten widerstandsfähigen Bodenschichten baute man Daueranker innerhalb der Zwischenböden und der Zwischendecke ein.

Die Belüftung arbeitet nach demselben Prinzip wie beim Holland-Tunnel. Zwei Belüftungsstationen auf den beiden Ufern enthalten je 25 Zentrifugalventilatoren; sie leisten zusammen 80 000 m³/min, was die völlige Erneuerung der Luft im Tunnel 42 mal in der Stunde erlaubt.

Für die Beleuchtung wählte man Lampen, welche in seitlichen Nischen eingebaut wurden. Die Stärke dieser Beleuchtung wächst nach dem Ende des Tunnels, um den Fahrern die Anpassung an die veränderte Helligkeit zu ermöglichen. Die Gebühren betragen 0,25 Dollar je Fahrzeug und werden für beide Verkehrsrichtungen am Ausgang in Queens erhoben, wo sich das Gebäude der Tunnelverwaltung befindet.

Die Baukosten haben die veranschlagte Summe von 58,4 Mio. Dollar ungefähr erreicht; sie müssen durch die Benutzungsgebühren amortisiert werden. Ist dies geschehen, so geht das Bauwerk in den vollen Besitz der Stadt New York über. Man schätzt, daß die Zahl von Fahrzeugen, welche den Tunnel benutzen, im Jahre 1955 16 Mio. jährlich erreichen wird.

3. Der Brooklyn-Battery-Tunnel.

Die Vorentwürfe für die Schaffung eines Straßentunnels zwischen der äußersten Spitze von Manhattan

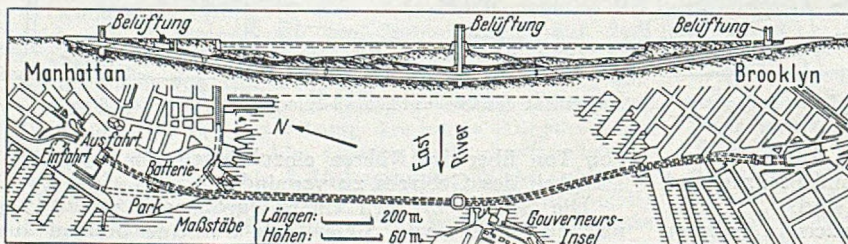


Abb. 3. Lageplan und Längsschnitt des Brooklyn-Battery-Tunnels unter dem East-River.

und Brooklyn stammen von 1929. Erst 1936 wurde das Projekt genehmigt und ein erster Kredit von 75 000 Dollar der New York City Tunnel Authority für vorbereitende Arbeiten zur Aufstellung des endgültigen

Entwurfs zur Verfügung gestellt. Insbesondere sollten Bohrungen zur Feststellung der Beschaffenheit des Bodens auf der Baustrecke ausgeführt werden. Finanzielle und andere Schwierigkeiten verzögerten dann aber die Ausführung und erst im Juni 1940 war die Finanzierung der Arbeiten durch einen Kredit von 57 Mio. Dollar gesichert. Die Bauarbeiten begannen am 28. 10. 1940.

Wie die anderen Flußuntertunnelungen in New York besteht auch das neue Unterwasserbauwerk aus zwei parallelen Tunnelröhren. Dabei handelt es sich um Röhren von 9,45 m Außendurchmesser (Abb. 4), deren Länge zwischen den Ausmündungen 3383,3 m beträgt. Der neue Tunnel ist also beträchtlich länger als der Holland-Tunnel unter dem Hudson (2581 m) und der Queens-Midtown-Tunnel.

Der Tunnel verläuft im Grundriß nicht gradlinig; seine Trasse folgt mehreren Kurven von großem Halbmesser (Abb. 3). Er passiert in geringem Abstand die Gouverneurs-Insel. Dicht bei dieser Insel, etwa auf halber Länge, wird eine Belüftungsstation arbeiten.

Die beiden Tunnelröhren wurden im Schildvortrieb hergestellt, entsprechend dem heute für solche Arbeiten gebräuchlichen Verfahren. Sie wurden von beiden Enden her in Angriff genommen. Jeder Schild mit 9,65 m Außendurchmesser und 4,83 m Länge wog ungefähr 400 t im Betriebszustand. Der Vortrieb wurde durch 28 hydraulische Pressen von 25 cm Durchmesser bewirkt, die bei einem Druck von 350 kg/cm² arbeiteten.

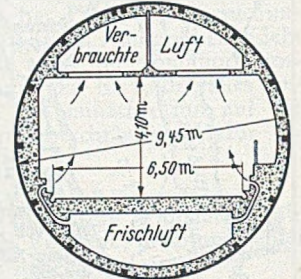


Abb. 4. Querschnitt des Brooklyn-Battery-Tunnels (gilt mit geringfügigen Abweichungen auch für den Queens-Midtown-Tunnel).

Die Auskleidung besteht aus Ringen von je 14 Tübbingsegmenten, davon 12 normale und 2 keilförmige Segmente mit Fugen, die nicht genau radial verlaufen; dies erleichtert den Zusammenbau des jeweiligen Ringes. Bleidichtungen stellen die Dichtigkeit des Ringes sicher. Man verwendete zwei Typen von Tübbing. In weichem Gebirge beträgt die Höhe der Rippen 355 mm, das Gewicht eines Ringes 22,7 t; beim Durchfahren von Felsstrecken verwendet man Tübbinge mit 280 mm Rippenhöhe und einem Gewicht von 12,5 t je Ring. Die Bolzen haben 44,5 mm Durchmesser im ersten Falle, 35 mm im zweiten.

Spezialtübbingsegmente haben einen zum Querschnitt des Tunnels leicht geneigten Kreisrand; dies erlaubt, einen festgestellten Fehler in der Richtung des Tunnels sowohl in vertikaler als auch seitlicher Richtung zu korrigieren. Diese Spezialsegmente dienen auch dazu, Richtungsänderungen beim Tunnelvortrieb und die vorgesehenen Kurven auszuführen. Die Bolzen zur Verbindung der Ringe werden mit Hilfe einer preßluftbetriebenen Spezialmaschine montiert und festgezogen, die auf einer zum Tunnelquerschnitt konzentrischen Kreisbahn bewegt wird. Die Bolzen werden bis zu einer gleichmäßigen Spannung von 20 kg/mm² angezogen.

Das Hauptbelüftungsgebäude liegt in der Mitte des Tunnels über dem tiefsten Punkt der Gesamtstrecke. An

dieser Stelle hat man eine künstliche Aufschüttung aus Ton und Sand in einer Stärke von ungefähr 15 m hergestellt, so daß die Oberfläche etwas über Mittelhochwasser lag. Diese Insel wurde darauf von einem Senkkasten bis auf den festen Felsen, d. i. bis zu einer Tiefe von 26 m, durchfahren. Der Senkkasten ist 15,58 m breit und 33,90 m lang; im Innern ist er in drei senkrechte Schächte unterteilt, die voneinander durch

1,25 m dicke Wände getrennt sind. Die mittlere Abteilung ist 6,70 m, die seitlichen Abteilungen je 10,80 m breit. Die Außenwände des Kastens bestehen aus je zwei Betonwänden im Abstand von ungefähr 2 m. Dieser

Zwischenraum wurde mit Beton gefüllt, um den Caisson herunterzubringen. Eine Stahlbetonplatte von 3,40 m Dicke schließt den Caisson nach oben ab und dient als Fundament für das Belüftungsgebäude.

Das Absenken des Caissons wurde ohne Anwendung von Druckluft durch Ausbaggern des Bodens im Innern der Schächte bewirkt. Druckluft wurde erst gegen Ende des Absenkvorganges angewandt, um die Basis des Caissons mit dem Felsen durch Beton zu verbinden. Darauf wurde der Aushub im Felsen fortgesetzt, und zwar bis zu einer Tiefe von 42,35 m unter MHW, d. h. beträchtlich unter die Höhe der Straßenoberkante des Tunnels, die an diesem Punkt 35,05 m unter MHW liegt. Der Boden der Ausschachtung dient als Pumpensumpf.

Das Belüftungsgebäude stellt eine achteckige Konstruktion dar, getragen von der Betonplatte, die den Caisson überdeckt, und von 8 Stahlzylindern von 1,65 m Durchmesser, die außerhalb des Caissons bis auf den Felsen abgesenkt und anschließend mit Beton gefüllt wurden. Schutzvorrichtungen sollen rings um das Gebäude angebracht werden, um es gegen Schiffstöße zu

schützen. Außer dieser in der Mitte der Tunnelstrecke stehenden Belüftungsstation sind zwei weitere vorgesehen, je eine auf jedem Ufer.

Das Belüftungssystem ist im Prinzip dasselbe wie in den drei anderen Tunneln von New York: Die verbrauchte Luft wird durch Kamine in die Atmosphäre gedrückt, die das Belüftungsgebäude überragen. Die Luft wird durch 27 blasende und 20 saugende Ventilatoren in Bewegung gesetzt. Der Tunnel erhält insgesamt ungefähr 120 000 m³ Frischluft in der Minute; dies bedeutet, daß die Luft etwa 40 mal in der Stunde erneuert wird.

Die Beleuchtung des Tunnels erfolgt mit fluoreszierenden Röhren.

Man schätzt, daß die Arbeiten Anfang 1949 beendet sein werden; sie dürften insgesamt ungefähr 70 Mio Dollar kosten, d. h. 14 Mio mehr, als im Entwurf vorgesehen war; die Ursache hierfür liegt in der Erhöhung der Kosten infolge des Krieges.

(Nach P. C a l f a s in Le Génie Civil 125 (1948) S. 61.)

Dr.-Ing. N a u m a n n, Hamburg.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Maier-Leibnitz, Hermann, Professor, Dr.-Ing., Stuttgart: Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen I — Einführung in die Baustatik. Der Art nach statisch bestimmte Träger. Durchlaufende Balken und damit verwandte Rahmen-Träger. — VIII u. 174 S. Gr. DIN A 4 mit 215 Textabbildungen und einem herausnehmbaren Tafelblatt. Stuttgart: Franck'sche Verlagshandlung 1948. Preis in Halbleinen geb. DMark 24.—

Das Buch behandelt in 10 Paragraphen nach einer kurzen Systematik der ebenen Träger zunächst den vollwandigen einfachen Balken und den Gerberträger; dann weiterhin der Art nach statisch bestimmte Träger, wie Vollwand-Dreigelenkbogen und versteifte bzw. unversteifte Kette. Die dann folgenden statisch unbestimmten Tragwerke, wie Durchlaufträger und eingespannter Balken bei starrer oder elastischer Stützung werden im letzten Drittel des vorliegenden Lehrbuches untersucht.

Im einzelnen ist festzustellen: Nach Erläuterung der Begriffe Belastung, Reaktion und Schnittgröße werden die Verkehrslasten für Straßenbrücken, Hochbau und Kranbau kurz erläutert. Es folgt die Behandlung des einfachen Balkens unter vertikaler, ruhender Belastung, wobei die Beziehungen, die sich aus der graphischen Konstruktion der Biegemomente aus der Belastung ergeben, d. h. insbesondere die Begriffe der Ersatzmomenten- und Ersatzquerkraft-Linie, hervorgehoben werden. Nach Formulierung des Begriffes „Einflußzahl“ werden die Einflußlinien allgemein und in Anwendung auf einfache Balken behandelt. In § 5 werden Methoden zur Ermittlung der Maximalmomente infolge beweglicher Lasten gebracht, insbesondere der Einfluß zweier, dreier und mehrerer wandernder Einzellasten. Diese Methoden werden im 6. Abschnitt durch graphische Verfahren ergänzt. § 7 behandelt die durchlaufenden Balken mit Gelenken bei unmittelbarer und mittelbarer Belastung. Im 8. Abschnitt werden einige für die Praxis wichtige, der Art nach statisch bestimmte Träger bei weniger vollständiger Durchführung der Untersuchung behandelt. Hier wird vielmehr ausdrücklich auf andere Lehrbücher, nämlich die von W e y r a u c h (1911), M ü l l e r - B r e s l a u (1927), M ö r s c h (1947) u. a. verwiesen. Die Kettenlinie und die Stützlinie bilden die Grundlage der Berechnung für den dann weiterhin besprochenen Dreigelenkbogen, auch mit aufgeständerter Fahrbahn und für den versteiften Bogen sowie für entsprechende Hängesysteme.

Bei den statisch unbestimmten Systemen, die in den beiden letzten Paragraphen behandelt werden, wird eine enge Auswahl getroffen (vollwandige Durchlaufbalken auf starr oder elastisch eingespannten Stützen), wobei allerdings auch die Methode des Momentenausgleichs von H. C r o s s mit einigen Ergänzungen eingeschaltet ist. Die Berechnungsverfahren mittels C l a p c y r o n s c h e r G l e i-

chungen und Kreuzlinienabschnitten werden nur kurz angedeutet.

Das Buch unterscheidet sich in mancher Hinsicht von den üblichen Werken der Baustatik. Es sind logisch aneinandergerichte Vorlesungen, die eine weitverzweigte didaktische Durchdringung des behandelten Stoffes geben, wobei allerdings bei praktischer Anwendung der Ergebnisse einzelner Abschnitte oft — wegen rückläufiger Verknüpfung — auf vorausgegangene Kapitel zurückgegriffen werden muß. Durch betonte Anwendung der Ersatzmomenten-, Ersatzquerkraft- und Biegelinien erhält die Behandlung der statisch unbestimmten Systeme ein ungewohntes Gesicht, so daß bei der dadurch sehr speziellen Behandlungsweise die Studierenden fremder Hochschulen nicht immer Zeit und Umsicht finden werden, in die letzten Feinheiten dieses in klarer Synthese aufgebauten Werkes einzudringen.

Die Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen, Band I, bilden eine wertvolle Erweiterung der Literatur dieses Gebietes. Sie werden jedoch trotz einfacher und klarer Darstellung nicht jedem Studierenden des Bauingenieurwesens in ihrem vollen Sinn erschließbar sein, wogegen sich gerade den konstruktiven Ingenieuren manche interessante Perspektive eröffnet.

O. S t e i n h a r d t, Karlsruhe.

Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau, Herausgegeben durch die A. G. Conrad Zschocke, Stahlbau, Döttingen, Schweiz. Gr. 15 × 22 cm. Zürich-Leipzig: Verlag A.G. Gebr. Leemann & Co., 1944 bis 1949.

Die Mitteilungen erscheinen in zwangloser Reihenfolge. Sie sollen „den Ingenieur über theoretische und praktische Probleme des Stahlbaues orientieren und ihm kurze, leichtverständliche Anleitungen in die Hand geben. Dabei sollen sowohl neue oder verbesserte Theorien, allgemeine wichtige Zusammenstellungen, Konstruktions-, Werkstatt- und Montage-Erfahrungen als auch Versuche publiziert werden. . . . Aus leicht begreiflichen Gründen werden einerseits Mißgeschicke verschwiegen, andererseits hat eine Stahlbaufirma Interesse daran, ihre Erfahrungen nicht publik zu machen, um dadurch der Konkurrenz nicht zu dienen. Unserer Meinung nach sollte jedoch im gesamten Baufach soweit wie möglich Klarheit geschaffen und die von den einzelnen Firmen in wohlgehüteten Schränken streng aufbewahrten Erfahrungsakten der Allgemeinheit zugänglich gemacht werden.“

Eine solche Zielsetzung ist durchaus zu begrüßen. Der Inhalt der vorliegenden Hefte sei deshalb kurz besprochen. Heft 1. C. F. K o l l b r u n n e r und M. M e i s t e r: Anstrengungshypothesen, 57 Seiten und 1 Ausschlagetafel, mit 23 Abb., September 1944. Preis: sFr. 5.50 geh.

Die Schrift enthält Erläuterungen zu den verschiedenen Bruch- und Fließbedingungen, sowie Formeln für die Be-

rechnung der Anstrengung unter mehrachsigen Spannungszuständen (Vergleichsspannungen).

Heft 2. F. Stüssi, C. F. Kollbrunner und M. Meister: Ein neues Kriegsbrückensystem. 74 Seiten mit 51 Abb. und 13 Tabellen, Mai 1945. Preis: sFr. 7.— geh.

Technische Beschreibung, Berechnung und Montage (ohne besondere Hilfsmittel) einer zerlegbaren Fachwerkbrücke für mittlere Spannweiten.

Heft 3. C. F. Kollbrunner: Die Sektor-Hakenschütze des Kraftwerkes Ruppertswil-Auenstein. 40 Seiten mit 27 Abb., Januar 1946. Preis: sFr. 4.— geh.

Beschreibung der Stauanlage mit drei Öffnungen von je 22 m Lichtweite und 8 m Stauhöhe.

Heft 4. F. Stüssi u. C. F. Kollbrunner: Schrumpfspannungen und Dauerfestigkeit geschweißter Trägerstöße (= Nr. 18 der Mitt. Inst. für Baustatik Zürich). 47 Seiten mit 51 Abb., Mai 1946. Preis: sFr. 5.— geh.

Biegeversuche mit stumpfgeschweißten Walzträgern I 20 zeigen, daß die Schweißspannungen merklichen Einfluß auf die Höhe der Dauerfestigkeit haben.

Heft 5. C. F. Kollbrunner und O. Wicher: Stählerne ausbetonierte Trogbrücken der S.B.B. mit durchgehendem Schotterbett, Vedeggiobrücke und Trodobachbrücke. 27 Seiten mit 26 Abb., Dezember 1946. Preis: sFr. 4.— geh.

Die Stahlbeton-Fahrbahnkonstruktion ist durch Anker mit der Stahlkonstruktion verbunden. Konstruktion, Ausführung und Probelastung der Verbundkörper.

Heft 6. C. F. Kollbrunner und W. Wyss: Anwendung der Potentialtheorie im Stahlwasserbau. Berechnung des Überfallbleches von Hakenschützen. 64 Seiten mit 42 Abb. und 3 Tabellen, Juni 1947. Preis: sFr. 6.— geh.

Die Theorie der zweidimensionalen Strömung idealer Flüssigkeiten ist hier auf einfache Weise dargestellt. Die Berechnung des Überfallbleches bildet ein besonders schönes Beispiel für die Anwendung der modernen Methoden der Strömungsmechanik auf den Wasserbau.

Heft 7. C. F. Kollbrunner und O. Haueter: Stabilität des Fußringes von Rippenkuppeldächern stehender Stahltanks. 21 Seiten mit 8 Abb., Februar 1949.

Untersuchung der Stabilität eines Kreisringes mit gleichmäßigem Außendruck und elastischer Stützung, ähnlich der Knickberechnung der Druckgurte von oben offenen Balkenbrücken.

Die Schriftenreihe enthält eine Fülle von wertvollen Mitteilungen und Erfahrungen. Die Hefte sind gut ausgestattet und werden sicherlich auch in Deutschland viele Freunde gewinnen. Ferd. Schleicher, Berlin.

Kraus, Rudolf: Baustatik, ein Hilfsbuch für Studium und Praxis. 122 S. Gr. DIN A 5 mit 125 Textabbildungen. Karlsruhe: Verlag C. F. Müller. 1948. Preis kart. DMark 4,50.

Das Buch führt den Leser von den Grundbegriffen bis zu einem abgerundeten Überblick über die gesamte Baustatik. Es ist im Aufbau konsequent und vermittelt vor allem in klarer Weise dem Anfänger die Grundbegriffe, bleibt dabei jedoch nicht ausgesprochen elementar. Die Probleme der Längskraft und der Biegung werden bei statisch bestimmten Tragwerken von den verschiedensten Seiten her beleuchtet, ohne daß sich das Buch in spezielle Methoden verliert. Die Abschnitte über Formänderung und statisch unbestimmte Tragwerke sind als Einführung gedacht. Zahlreiche Beispiele helfen dem Verständnis. Dipl.-Ing. W. Fuchssteiner, Darmstadt.

v. Sanden, H., Dr. phil., o. Prof. an der Techn. Hochschule Hannover: Darstellende Geometrie, Bd. 2. Teubners Mathem. Leitfäden. 2. Aufl. 107 Seiten, Gr. 14 mal 20 cm. Mit 113 Abb. auf 32 S. Tafelanhang. Leipzig: Teubner-Verlagsgesellschaft, 1949. Preis kart. DMark 5,40.

Die Schriftsprache des Ingenieurs ist die Zeichnung, d. h. durch Linien in einer Ebene stellt er die ein- bis dreidimensionalen Gebilde seiner Rechnungen und Konstruktionen dar. Diese Kunst der darstellenden Geometrie muß jeder Ingenieur beherrschen, ihre Regeln lassen sich leicht erlernen. Wesentlicher aber als das rein schematische Schreiben und das schwerere Lesen des Geschriebenen, der Zeichnung, ist die klare Raumvorstellung. Hierbei zu helfen ist das Ziel, das sich der Verfasser des vorliegenden Buches gestellt hat. Nicht

Regeln für das Schreiben will er geben, sondern die plastische Vorstellung des darzustellenden Gegenstandes steht im Vordergrund. Ein Abhang ist für einen Weg zu steil. Wo muß für den Weg Erde aufgeschüttet, wo die Böschung eingeschnitten werden? oder in welcher Blickrichtung kann ein auf „Halt“ stehendes Signal den Eindruck „freie Fahrt“ vortäuschen? Dieser Art sind die gewählten Aufgaben und Beispiele. Durch Fragen über Variation der durchgeführten Fragestellung läßt der Verfasser den Leser mitgehen und regt ihn zum Selberdenken an, wodurch der Stoff einmal mehr Leben gewinnt, andererseits auch dessen Aneignung wirklich erst erreicht wird. Vielerorts findet der Leser auch die Verknüpfung der darstellenden mit der rechnenden Geometrie.

Der Aufbau des Buches bringt nach den Grundlagen, Punkt-, Geraden- usw. -Darstellung die Kegelschnitte, Durchdringungen von Drehkörpern und Röhren mit Abwicklungen und zum Schluß axonometrische sowie zentralperspektivische Darstellung. Bezüglich der Ausstattung ist zu erwähnen, daß die Abbildungen in einer Sonderheftung beigelegt sind. Über die Vor- und Nachteile dieser Anordnung kann man verschiedener Meinung sein. Ein breiteres Auseinanderziehen der Abbildungen, Anordnen in der Nummernfolge und vielleicht auch ein Versehen mit Unterschriften dürfte dem Lernenden sein Arbeiten erleichtern. Zum Abschluß sei gesagt, daß das Buch sein Ziel erreicht, und daß es eine ausgezeichnete Schulung der Raumanschauung vermittelt.

H. Müller, Bremen.

Guldan, Richard, Dr.-Ing. habil., Prof. an der Techn. Hochschule Hannover: Rahmentragwerke und Durchlaufträger. 4. unveränd. Aufl., 357 Seiten, Gr. 17×24 cm. Mit 435 Textabbildungen und 58 Tafeln. Wien: Springer-Verlag. 1949. Preis geh. DMark 30,—, geb. DMark 32,—.

Die 1940 erschienene erste Auflage wurde im BAUINGENIEUR 22 (1941) S. 49, besprochen. Der Hauptteil des Buches ist, wie bisher, der Drehwinkelmethode gewidmet. In den späteren Auflagen sind hinzugekommen die vereinfachte Berechnung hochgradig statisch unbestimmter Tragwerke und kurze Darstellungen der Festpunkt-Methode und der Methode des Momentenausgleiches. Letztere sind jedoch zu knapp gehalten, als daß sie für eine erste Einführung geeignet wären. (Es ist m. E. fraglich, ob die im Vorwort angedeutete geplante Ausgestaltung des Buches nach dieser Richtung wirklich wünschenswert ist. Das Buch war bisher so geschlossen und einheitlich, daß derartige Erweiterungen, wie öfter in ähnlichen Fällen, tatsächlich gar keine Verbesserung darstellen, von dem Umfang und Preis des Buches ganz abgesehen.)

Der zweite Teil des Buches enthält nunmehr 27 durchgerechnete Zahlenbeispiele, der dritte Teil verschiedene Hilfstafeln.

Das Standardwerk von Guldan zählt zu den besten Büchern, die wir über Rahmenberechnung besitzen. Die Ausstattung ist friedensmäßig, der Preis mit Rücksicht auf den großen Umfang nicht zu hoch. Der Erfolg wird deshalb auch der neuen Auflage gewiß sein, und das Buch wird weiter dazu beitragen, die Anwendung der rationalen Berechnungsmethoden auch bei „schwierigeren“ Systemen zu fördern. Ferd. Schleicher, Berlin.

Prenzlow, C., Dipl.-Ing., Baurat beim Amt für Baustatik in Potsdam: Tragwerksberechnung nach Cross. Durchlaufträger, Stockwerksrahmen usw., Erweiterung auf Trägerroste, Platten und räumliche Rahmengebilde, Berücksichtigung von Vouten. 122 Seiten, Gr. DIN A 5. Mit 105 Abb. Berlin: Verlagsgesellschaft mbH. Max Lipfert, 1949. Preis brosch. DMark 8,—.

Nach der Einführung in die Berechnung von Stabwerken mit der Methode des Momentenausgleiches wird u. a. behandelt die Ausnutzung der Symmetrie und Antisymmetrie, Berechnung von Vierendeckträgern und Trägern auf elastischen Stützen, Rahmen mit gebrochenen Stäben, Tragwerke mit Stäben veränderlicher Biegesteifigkeit. Bemerkenswert sind Anwendungen auf Trägerroste (auch torsionssteife Roste), Platten und räumliche Rahmengebilde. Der Anhang gibt u. a. einen Konvergenzbeweis und eine kurze Darstellung der Methode des Drehwinkelgleiches.

Einige Vorschläge für den Fall einer neuen Auflage: Das Bild 2 ist irreführend; da sowohl der Pfeil am Moment als auch das Vorzeichen bei dem Formel Ausdruck umgekehrt sind, besteht an den Knoten formal kein Gleichgewicht.

Die Verteilungszahlen (Verteilungsschlüssel) sind in % angegeben. Das bedeutet nur eine umständlichere Schreibweise; die Angabe als gewöhnlicher Dezimalbruch ist m. E. vorzuziehen.

Es sind zwar die amerikanischen Originalveröffentlichungen von Cross, Lin und Grinter erwähnt, dagegen findet sich (von einer einzigen Ausnahme abgesehen) keinerlei Hinweis auf die umfangreiche deutsche Literatur. Die vorliegende Monographie wäre, wie auch andere Buchveröffentlichungen, kaum in dieser Vollkommenheit möglich gewesen, wenn nicht die vielen deutschen Zeitschriftenaufsätze usw. vorausgingen. Für Leser, die weitere Belehrung suchen, bedeutet es außerdem eine unnötige Erschwerung, daß Literaturangaben hierzu fehlen.

Die sehr sorgfältig ausgewählten Beispiele und vorzüglichen Abbildungen zeigen die große Erfahrung des Verfassers. Die Schrift ist geeignet, gute Dienste zu leisten; sie kann zur Einführung in die Methode des Momentenausgleiches empfohlen werden.

Ferd. Schleicher, Berlin.

Faerber, Julius, Reg.-Baumeister: Statische Gebrauchswerte. Eine Sammlung von Formeln für die verschiedensten Belastungsfälle. Zweite erweit. Aufl., 110 Seiten, Gr. DIN A 5. Mit 56 Abb. Stuttgart: Verlag Konrad Wittwer, 1949. Preis brosch. DMark 4,80.

Das Ziel des Verfassers war, die schon vorhandenen Formeln aus dem Gebiete der Baustatik zu sammeln und übersichtlich zusammenzustellen. Er hatte dabei nicht die

Absicht, „ein Lehrbuch zu schaffen oder bei der Heranzüchtung des ‚Tabelleningenieurs‘ mitzuhelfen“. Die Formeln sind deshalb ohne Ableitung usw. wiedergegeben und nur durch die Überschriften und sparsame Skizzen erläutert. Der erste Abschnitt gibt für 43 Belastungsfälle: Auflagerdrucke und Querkräfte, Biegemomente, Achsendrehungen, Durchbiegungen und Kreuzlinienabschnitte. Der zweite Abschnitt bezieht sich auf den elastisch eingespannten Balken, die zugehörigen Festpunkte und Kreuzlinienabschnitte; er enthält insbesondere die Endmomente (beiderseitige und einseitige starre Einspannung sowie elastische Einspannung) für 45 Belastungsfälle des Stabes mit konstantem Trägheitsmoment. Der dritte Abschnitt bezieht sich auf Kragträger. Ein Anhang gibt Tabellen und verschiedene Querschnittswerte.

Die Skizzen im ersten Abschnitt sind zu sparsam gehalten; ihre Verbesserung und Vermehrung würde die Bequemlichkeit vergrößern; die Übersicht würde noch erhöht, wenn darauf verzichtet würde, für einen Teil der statischen Größen mehrere Gleichungsformen anzuschreiben, die sich oft nur unwesentlich voneinander unterscheiden.

Für den Anfänger ist die Sammlung zwar wenig geeignet, dem geübten Statiker jedoch wird sie von großem Wert sein und in vielen Fällen erheblich an Zeit und Arbeit sparen helfen. Der Kenner wird bei der Durchsicht vieles neues Formelmaterial finden.

Ferd. Schleicher, Berlin.

Frick-Knöll: Baukonstruktionslehre. Teil 1: Steinbau. Einschließlich des Beton- und Stahlbetonbaues und der Abdichtungsarbeiten. Bearbeitet von Oberbaurat Prof. Otto Frick, Eckernförde. 18. Auflage, 167 Seiten, Gr. 16 × 23 cm mit 230 Abb. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1949. Preis kartoniert DMark 3,70. (Erscheint gleichzeitig als Lizenzausgabe im Klett-Verlag, Stuttgart.)

Persönliches.

M. Roš, Zürich.

Professor Dr.-Ing. h. c. Mirko Gottfried Roš, Zürich, vollendet in diesen Tagen sein 70. Lebensjahr. Am 19. September 1879 in Zagreb (Kroatien) geboren, studierte Roš zuerst an der Universität Belgrad, dann an der Techn. Hochschule Hannover, wo er 1906 die Diplomprüfung ablegte. Die berufliche Laufbahn führte ihn zu Brückenbauten der Gotthardbahn, zum Brückenbaubüro der Gutehoffnungshütte Sterkrade und als Assistenten zum Lehrstuhl für Statik und Brückenbau an der Techn. Hochschule Hannover. Von 1910 bis 1923 war R. Oberingenieur und Direktor der Stahlbaufirma Conrad Zschokke AG., Döttingen (Schweiz). 1923 übernahm er die Professur für Baustoffkunde und Materialprüfung an der Eidgen. Techn. Hochschule Zürich, wurde 1924 Direktor der Eidg. Materialprüfungsanstalt Zürich und 1937 Direktionspräsident der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Zürich und St. Gallen.

Der Fachwelt ist Roš außer durch seine Gutachten und literarische Tätigkeit vor allem bekannt geworden als Präsident des Schweiz. Verbandes für die Materialprüfungen der Technik und als Generalsekretär des Internationalen Verbandes für Materialprüfung.

Der Umfang der wissenschaftlichen Arbeiten von Roš

und der ihm ein Vierteljahrhundert unterstehenden E. M. P. A. ist auf kleinem Raum nicht zu umschreiben. R. hat der Bauwesen-Forschung seines Landes internationale Anerkennung verschafft. Die von der E. M. P. A.,

teilweise zusammen mit den verschiedenen wissenschaftlichen Institutionen herausgegebenen „Diskussions-Berichte“, in denen die meisten Arbeiten von R. veröffentlicht oder wiederholt sind, sind von einer vorbildlichen Einheitlichkeit und Geschlossenheit, mit klarer Darstellung und umfassender Auswertung der Versuchsergebnisse. Sie zählen zu den wertvollsten Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Bauwesens. Die Versuche und theoretischen Betrachtungen von R. (das beige-fügte Verzeichnis enthält nur eine kleine Auswahl der Veröffentlichungen) verteilen sich auf ein weites Gebiet. Die wichtigsten Gruppen können durch die folgenden Stichworte gekennzeichnet werden:

Nebenspannungen in Fachwerken [1],

Knickfestigkeit von Druckstäben [5],

Bruchgefahr und Maß der Anstrengung [6, 13],

Untersuchungen an ausgeführten Ingenieur-Bauwerken aller Art [2, 7 bis 12, 16, 24 bis 26],

Eigenschaften von hydraulischen Bindemitteln, Mörtel und Beton [3, 4, 15, 22],



Stahlbeton, Betonrohre usw. [20, 21, 30, 32, 39], Dauerfestigkeit der Werkstoffe und Konstruktionselemente [27, 28, 36],

Fragen der Schweißtechnik, statische und Dauerfestigkeit der Schweißverbindungen [17, 23, 28, 29, 33, 35, 37, 38],

Dauerstandfestigkeit (Kriechen) [18], Eisenbahnschienen und Schienenstöße, Arbeiten über besondere Baustoffe und Bauweisen sowie Erzeugnisse einzelner Firmen [33, 34].

Der Erfolg der wissenschaftlichen Arbeit von Roš basiert auf der Erkenntnis, daß eine theoretische Grundlage vorhanden sein muß, bevor man ein technisches Problem beurteilen kann; daß der Erfahrung das gleiche Gewicht zukommt wie der wissenschaftlichen Forschung, Messungen an den Bauten der Praxis aber nur dann von wirklichem Wert sind, wenn sie genügend umfassend ausgeführt und ausgewertet werden; und daß schließlich alle Methoden und Hilfsmittel der Meßtechnik und Werkstoffprüfung herangezogen werden müssen und Kontrollen in allen Stadien der Herstellung erforderlich sind, ferner die Gesamtheit von konstruktiver Gestaltung, Berechnung und Werkstoffeigenschaften zu beachten ist, um ein zutreffendes Urteil über die Tragfähigkeit unserer Bauwerke zu ermöglichen.

An der Entwicklung der amtlichen schweizerischen Vorschriften haben Roš und die E. M. P. A. großen Anteil genommen. Z. B. die Vorschriften zur Bemessung der Schweißverbindungen sind so geschlossen in ihrem Aufbau, daß sie auch für uns viele wertvolle Hinweise zu geben vermögen.

Die Eigenschaften und die Persönlichkeit von Professor Roš näher kennen und schätzen zu lernen, hatte ich zuerst Gelegenheit, als sich anlässlich des Baues der Dreirosenbrücken über den Rhein in Basel Schwierigkeiten bei der Abnahme des St 52 ergaben. R. erhob damals nicht nur seine Einwendungen, sondern wies auch den Weg für eine wirksame Abhilfe. Sein frisches und lebendiges Wesen sowie seine jugendliche Begeisterung dürfte allen Teilnehmern an den verschiedenen internationalen Kongressen unvergesslich bleiben. Das vorstehende Bild läßt erkennen, in welchem Maße der Siebzigjährige die für ihn kennzeichnende Munterkeit und Frische bewahrt hat.

Die berufliche Arbeit von Prof. Roš ist in reichem Maße anerkannt worden: Er ist Ehrendoktor von drei Techn. Hochschulen (Brünn, Stuttgart, Wien) und von drei Universitäten (Riga, Budapest, Lüttich), dazu kommt noch eine große Zahl von sonstigen wissenschaftlichen Ehrungen und Auszeichnungen. DER BAUINGENIEUR wünscht, daß Wissen und Können des Jubilars der Fachwelt noch recht lange zur Verfügung stehen möchten.

Ferd. Schleicher, Berlin.

Veröffentlichungen von M. Roš (Auswahl).

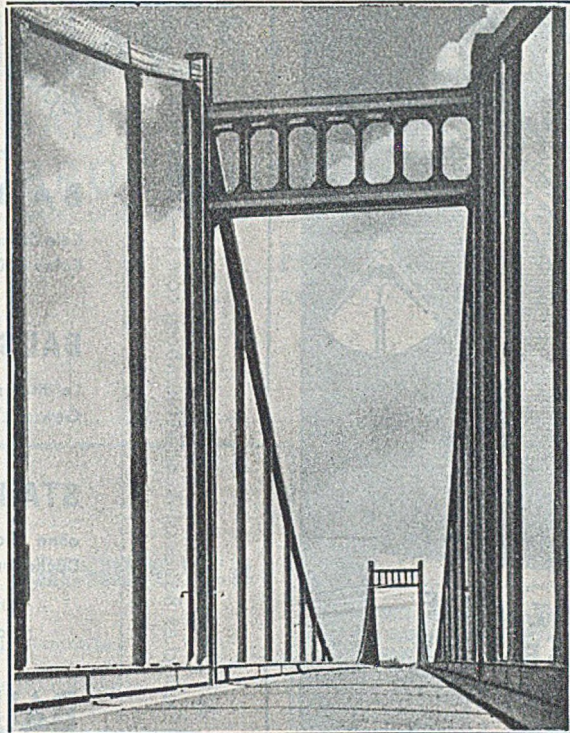
1. Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunkt-Verbindungen eiserner Fachwerkbrücken. (Bericht T.K.V.S.B. 1922, ein Auszug daraus, Zürich 1926.)
2. Der Bau von Gerüsten und Hochbauten aus Holz in der Schweiz. (E.M.P.A.-Bericht Nr. 5, Zürich 1925.)
3. Die Festigkeit des Mörtels und des Betons. (Bericht Nr. 7, Zürich 1925.)
4. Die Druckelastizität des Mörtels und des Betons. Das elastische Verhalten von ausgeführten Beton- und Eisenbeton-Bauwerken. (Bericht Nr. 8, Zürich 1925.)
5. Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl. (Bericht Nr. 13, Zürich 1927.)
6. Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. I. (mit A. Eichinger, Bericht Nr. 14, Zürich 1926.)

- II. Nichtmetallische Stoffe (mit A. Eichinger, Bericht Nr. 28, Zürich 1928).
- III. Metalle (mit A. Eichinger, Bericht Nr. 34, Zürich 1929).
7. Belastungsversuche an der Eisenbeton-Bogenbrücke über die Urnäsch bei Hundwil. Schweiz. Bauztg. 94 (1929).
8. Desql. Rheinbrücke bei Tavanasa. Schweiz. Bauztg. 93 (1929).
9. Desql. Langwieser Viadukt. Schweiz. Bauztg. 98 (1931).
10. Desql. Straßenbrücken im Berqell. Schweiz. Bauztg. 98 (1931).
11. Desql. Wiesener Viadukt der rhätischen Bahn. Schweiz. Bauztg. 98 (1931).
12. Desql. Landquart-Brücke der rhätischen Bahn. Schweiz. Bauztg. 98 (1931).
13. Das Verhalten von Gußeisen bei ein-, zwei- und dreiachsigen Spannungszuständen (mit A. Eichinger, Bericht Nr. 37, Zürich 1928).
14. Untersuchungen über den Einfluß der Fällzeit auf die bautechnischen Eigenschaften des Fichten- und Tannenholzes. (Bericht Nr. 73, Zürich 1933.)
15. Einfluß des Zusatzes von „Plastiment“ auf die bautechnischen Eigenschaften des Betons. (Bericht Nr. 79, Zürich 1934, und Bericht Nr. 144, Zürich 1943.)
16. Pont Adolphe sur la vallée de la Pétrusse à Luxembourg. Revue techn. Luxemb. (1935).
17. Festigkeit geschweißter Verbindungen (mit A. Eichinger, Bericht Nr. 86, Zürich 1935).
18. Festigkeitseigenschaften der Stähle bei hohen Temperaturen (mit A. Eichinger, Bericht Nr. 87, Zürich 1934; Ergänzung Bericht Nr. 138, Zürich 1941).
19. Versuche und Erfahrungen an ausgeführten Eisenbeton-Bauwerken in der Schweiz 1924—1947. (Bericht Nr. 99, 5 Ergänzungen, Zürich 1937—1947.)
20. Gegenwärtiger Stand und aktuelle Probleme hochwertiger stahlbewehrter und nicht bewehrter Zementrohre. (Bericht Nr. 108, Zürich 1937.)
21. Vereinheitlichung der materialtechnischen Erkenntnisse und des Sicherheitsgrades im Stahlbeton. Monatsnachrichten des Österr. Beton-Vereins 4 (1937).
22. Die bau- und materialtechn. Probleme des Talsperrenbaues. Jahresbericht des Vereins schweiz. Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten 28 (1938).
23. Erfahrungen mit röntgen-durchstrahlten geschweißten Druckleitungen und deren festigkeitstechnische Sicherheit (mit E. Brandenberger, Bericht Nr. 122, Zürich 1939).
24. Schwingungsmessungen an gemauerten Glockentürmen. Schweiz. Bauztg. 115 (1940) S. 222.
25. Zum Lehrgerüsteinsturz der Sandö-Brücke über den Angermanälv in Schweden. Schweiz. Bauztg. 115 (1940) S. 27.
26. Die Straßenbrücke König Alexander I. über die Save zwischen Belgrad und Zemun. Zürich 1940.
27. Statischer Bruch und Ermüdungsfestigkeit genieteter Fachwerke aus Avional „SK“ (mit Ph. Theodorides, Bericht Nr. 126, Zürich 1940).
28. Aktuelle Probleme der Schweißung von Konstruktionsstählen (Bericht Nr. 132, Zürich 1941).
29. Festigkeit und Berechnung von Schweißverbindungen (Bericht Nr. 135, Zürich 1941).
30. Festigkeit und Verformung von auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken bewehrt mit Torstahl, Hochwertigem Stahl „St. 52“, Normalstahl „ST N“. (Bericht Nr. 141, Zürich 1943).
31. Materialqualität und Siderheit im Bauwesen und in der Maschinenindustrie (Bericht Nr. 143, Zürich 1943).
32. Träger in Verbund-Bauweise (mit A. Albrecht, Bericht Nr. 149, Zürich 1944).
33. Die Sécheron-Elektrode „SCW“ der S. A. des Ateliers de Sécheron, Gêneve (Bericht Nr. 150, Zürich 1944).
34. Die Melocol-Leime der CIBA A.-G. Basel (Bericht Nr. 152, Zürich 1945).
35. Die Festigkeit und Sicherheit der Schweißverbindungen (Bericht Nr. 156, Zürich 1946).
36. La Fatigue des Métaux (Bericht Nr. 160, Zürich 1947).
37. Progrès Techniques en Suisse dans les constructions en bois, les constructions métalliques soudées et les constructions en béton armé. Mém. Soc. Royale Belge Ing. Industries, 1947.
38. La Fatigue des Soudures (Bericht Nr. 161, Zürich 1948).
39. Studie über die Möglichkeiten, die Erhärtung des Mörtels der BBR-Decke und des Stahltonbrettes künstlich zu beschleunigen, unter besonderer Berücksichtigung der Dampfhärtung und der elektrischen Erhärtung. Schweiz. Arch. 15 (1949) S. 48.

RHEINBRÜCKE
KREFELD-ÜRDINGEN

Ausführung
in Arbeitsgemeinschaft

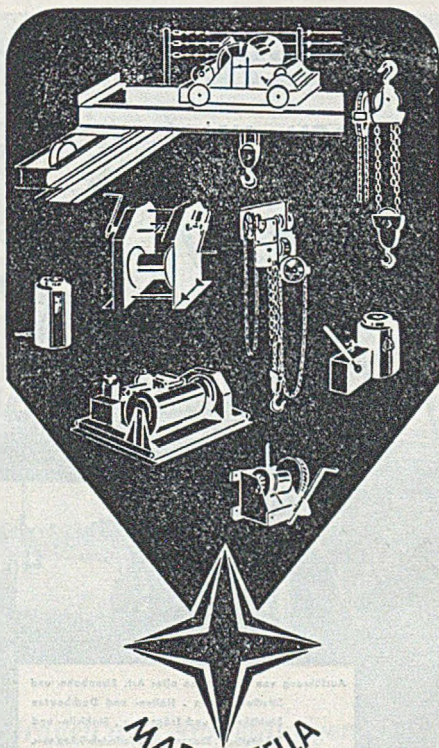
Entwurf
Herstellung
Montage



STAHL-

BRÜCKEN ·
HOCHBAUTEN ·
WEHRANLAGEN
UND SCHLEUSEN ·
WEICHEN UND
KREUZUNGEN ·
IBAG-BETONMISCHER
STAHL-FENSTER
UND -ZARGEN ·
TRANSPORT-, VERLADE-
UND KRANANLAGEN
TANKS · BEHÄLTER ·
APPARATE ·
SPEZIAL-GROSS-
ROHRLEITUNGEN ·
KONSTRUKTIONEN
FÜR BERGBAU, VER-
KEHR UND INDUSTRIE

DORTMUNDER UNION BRÜCKENBAU- AKTIENGESELLSCHAFT



MARKE STELLA

HEBEZEUGE UND FORDERMITTEL

G.M.B.H.

DUSSELDORF-OBERKASSEL-HANSA ALLEE 255

1012



VOLLMERWERKE

MASCHINENFABRIK A.-G.

Biberach/Riß (Wttbg.)

Die führende Spezialfabrik in:

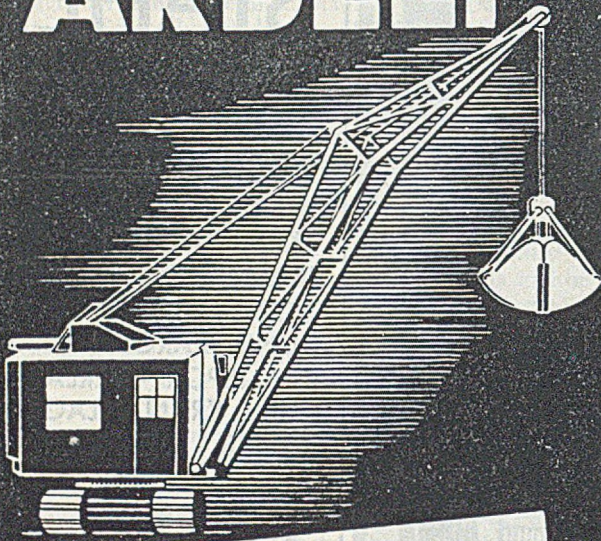
Sägenschärfautomaten

Sägenschränkmachines

Sägenfeilmachines und

autom. Hobelmesserschleifmaschinen

ARDELT



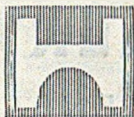
**KRANE u. HEBEZEUGE
JEDER ART u. GRÖSSE
FÜR DIE BAUWIRTSCHAFT**

Fahrbare Drehkrane f. Straße u. Schiene
Stahl-Wasserbauten

ARDELTWERKE G.M.B.H. OSNABRÜCK

PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT, FRANKFURT A.M.



Berlin · Bremen · Düsseldorf · Hamburg
Hannover · Kiel · Koblenz · Köln · Mannheim
München · Münster · Nürnberg · Stuttgart

**HOCHBAU, TIEFBAU
STAHLBETONBAU
STEINMETZBETRIEBE
ZIEGELEIEN**

**Schnell-
einfach-
sicher
bauen**

mit einbaufertig angeliefertem

BAUSTAHLGEWEBE

Kein Schneiden — Kein Abfall — Keine Haken
Keine Knüpfung — Material-, Fracht- und Lohn-
Einsparung.

BAUSTAHL-RABITZMATTEN

Leichte, rissfreie Putzträger, Größe 1x3 m.
Gewicht 1,7 kg/m². Lieferung auf Raumlängen
möglich.

STAHLBOHLEN - SCHALUNG

ohne Klammern oder Schrauben für Decken,
Dächer und Wände in vielen tausend m² bewährt

Druckschriften, Angebot kosten-
los und unverbindlich

BAU-STAHLGEWEBE

G. M. B. H.

DÜSSELDORF - OBERKASSEL
Burggrafenstraße 5 - Ruf 533 56

Wir zeigen unsere Erzeugnisse auch auf dem Freigelände der
Deutschen Bauausstellung in Nürnberg vom 1. — 18. September



SALZGITTER

**STAHLHOCH- UND
BRÜCKENBAU**



Ausführung von Stahlbauten aller Art: Eisenbahn- und
Straßenbrücken · Hallen- und Dachbauten
Stahlskelett- und Trägerbau · Stahlsilo- und
Behälterbau · Krananlagen · Verladebrücken usw.

AKTIENGESELLSCHAFT FÜR BERGBAU- UND HÜTTENBEDARF
SALZGITTER ABTEILUNG: STAHLHOCH- UND BRÜCKENBAU

TELEGRAMM-ADRESSE: BERGBAUBEDARF SALZGITTER

STAHLBAU LAVIS · OFFENBACH / MAIN

STAHLHOCHBAU

BRÜCKENBAU

feste und bewegliche Brücken

BEHÄLTERBAU

Kessel u. Apparate · Druckrohrleitungen

MASCHINENBAU

Krane, Verladeanlagen, Baumaschinen



OPTIK FEINMESS DRESDEN VEB

Bau-Nivellier-Instrumente
Präzisions-Nivellier-Instrumente
Asphaltprüfgeräte

HEYDE · ERZEUGNISSE

DRESDEN N 23 · KLEISTSTRASSE 10

Erstklassige Statiker des Stahlbrückenbaues von Großbrückenbauanstalt Westdeutschlands gesucht. Es wollen sich nur Herren bewerben, die auf Grund mehrjähriger Erfahrung selbständig zu arbeiten in der Lage sind und statisch unbestimmte Systeme beherrschen. Bewerbungen mit Gehaltsansprüchen und Angabe des frühesten Eintrittstermins unt. **Bau 102** an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung.



Hafenbautechnische Gesellschaft e. V.

Die diesjährige

Tagung der HTG

findet vom

29. September bis 1. Oktober

in
Hamburg
statt

Anfragen und Anmeldungen erbeten an:

Geschäftsstelle der HTG
Hamburg 11, Dalmannstr. 1



ein Begriff für
**VIBRATIONSSIEBE,
RÜTLER u. RÜTTELISCHE**

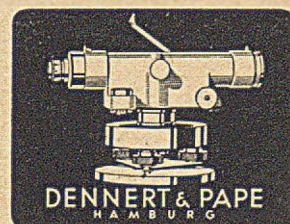
**W. FLÄMRICH · SPEZIALFABRIK
FÜR SIEBMASCHINEN · RECKLINGHAUSEN**

Wir fertigen an:

für den Bergbau Schienen-Nägels
für das Baugewerbe Rohrhaken, Bankeisen,
Krampen, Festereisen, Mauerhaken.

Erforderliche Materialgestellung: Schmiedbares Rund- oder Vierkanteisen (auch Abfälle) 6-14 mm Ø

FR. RUFUS LUCK, Inh.: Erich Rothämel, (15a) Steinbach-Hallenbg. (Thür.)



FIXIF

wasserdicht
säurebeständig
kalt streichbar
elastisch · schnelltrocknend

Bitumen · Schutzanstriche
für BETON · EISEN · DACHPAPPE

WUNNERSCHER BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA i.W.

PFAHL-GRÜNDUNG*System Brechtel*

JOHANNES BRECHTEL · LUDWIGSHAFEN a. RHEIN
 Telefon Nr. 2828/29 · Telegr.-Adr.: Bohrbrechtel-Ludwigshafenrhein

Zweigbüro: München 23, Birkenfeldstraße 4
 Telefon Nr. 33 252

GOTTWALD**BAGGER**

Schwimmbagger, Universalbagger für Hoch- und Tieflöffel, Greifer- und Schleppschaufelbetrieb

Spezialbagger jeder Art mit größten Leistungen auf Schienen- oder Raupenfahrwerk

SPEZIAL-BAUKRANE

insbesondere für Montage-Bauweise, ausgeführt als Selbstfahrer mit Vollgummibereifung

DREH- UND LAUFKRANE

insbesondere normalspurige Drehkrane aller Art und für jeden Verwendungszweck

DAMPFRAMMEN

bis 8000 kg Schlagkraft, Rammhämmer für Dampf- und Druckluftbetrieb, Freifallrammen mit Dieselantrieb

GREIFER

in jeder Ausführung und Größe

LEO GOTTWALD Kommanditgesellschaft

DÜSSELDORF

Postfach 76

GHH-STAHLSCHALUNGEN

helfen **schnell** und **wirtschaftlich** bauen und **steigern** die Leistung der Baustelle

STANDARDSCHALUNGEN

für Beton- und Stahlbetonbauwerke

SONDERSCHALUNGEN

für bestimmte Bauwerke, wie Brückenbögen usw.

STAHLSCHALUNGEN

zum Schütten von Hauswänden / Deckenschalung

WIR LIEFERN AUSSERDEM:

Vollständige Anlagen und Einzleinrichtungen für die Trümmer-Verwertung

Stahlbrücken / Stahlwasserbauten / Stahlhochbauten / Stahltore / Stahltüren

GHH

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE · WERK STERKRADE

OBERHAUSEN (RHEINLAND)