

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 9

Zur Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft

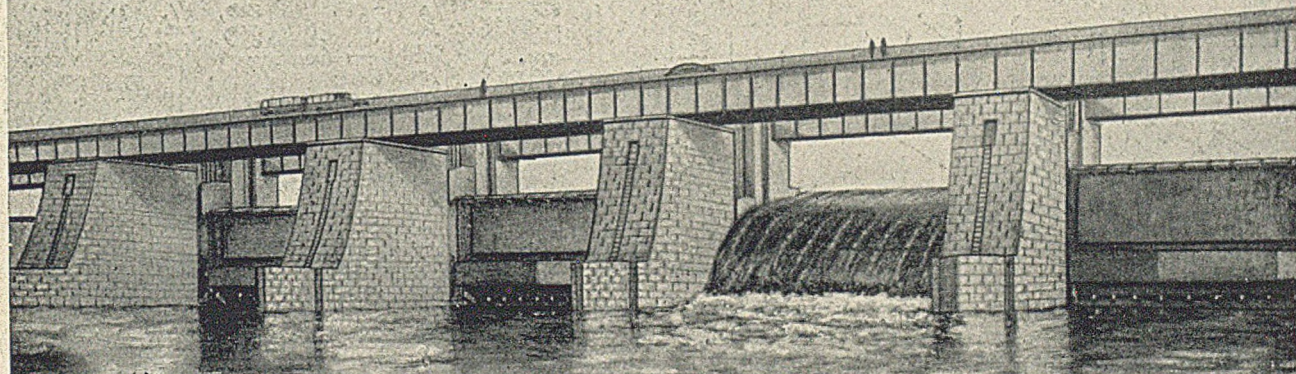
HAMBURG
29./30. SEPTEMBER
1949

Berichte:

des Nord- und Südbahnhofes in	280
II. Internationale Konferenz für	
nik und Gründungen 1948 in Rotter-	
ungen und Neuerscheinungen	286
	288

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, Gewichtsersparnis infolge Konstruktions-Vereinfachung.

STAHLBAU RHEINHAUSEN

Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen · Fernschreiber Nr. 838 (Ortskennzahl: Düsseldorf 026)
Fernsprechanchlüsse: Duisburg 343 41, Rheinhausen 270, 271, 272, Moers 27 42, 27 43

Zur Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft
Hamburg, 29./30. September 1949

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 9

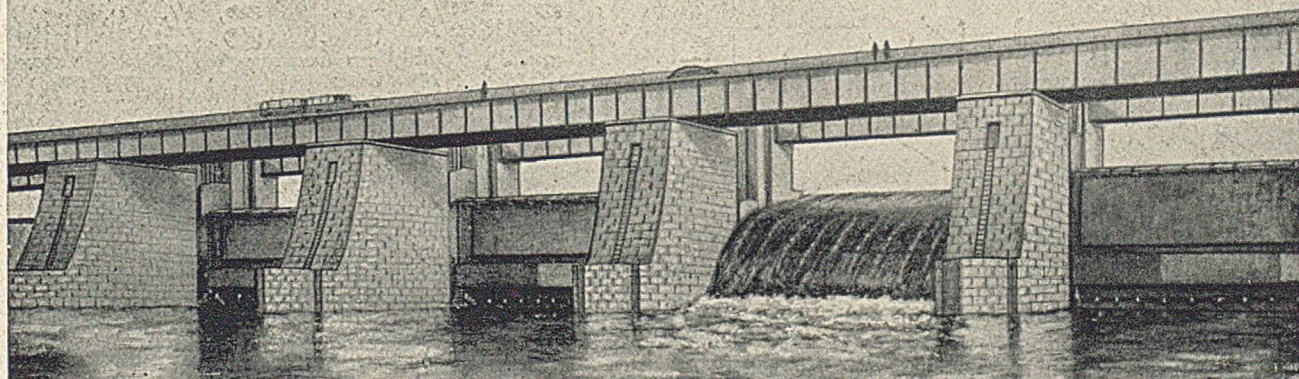
INHALT:

- Erfahrungswerte für die Planung von Binnenhäfen.
Von Prof. Dr.-Ing. habil. Edgar Schultze, Aachen... 257
- Modellversuche über Biegebeanspruchung von Pfählen
und Spundwänden. Von Prof. Dr.-Ing. W. Lóos,
Karlsruhe und Dr.-Ing. H. Bréth, Hamburg... 264
- Weitgespannte Tragwerke. Von Prof. Dr.-Ing. e. h.
Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. Fr. Dischinger... 275

- Kurze Technische Berichte:
- Die Verbindung des Nord- und Südbahnhofes in
Brüssel... 280
- Bericht über die II. Internationale Konferenz für
Bodenmechanik und Gründungen 1948 in Rotter-
dam... 281
- Buchbesprechungen und Neuerscheinungen... 286
- Persönliches... 288

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, Gewichtsersparnis 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 Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft
Hamburg, 29./30. 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. Jahreschluß 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.

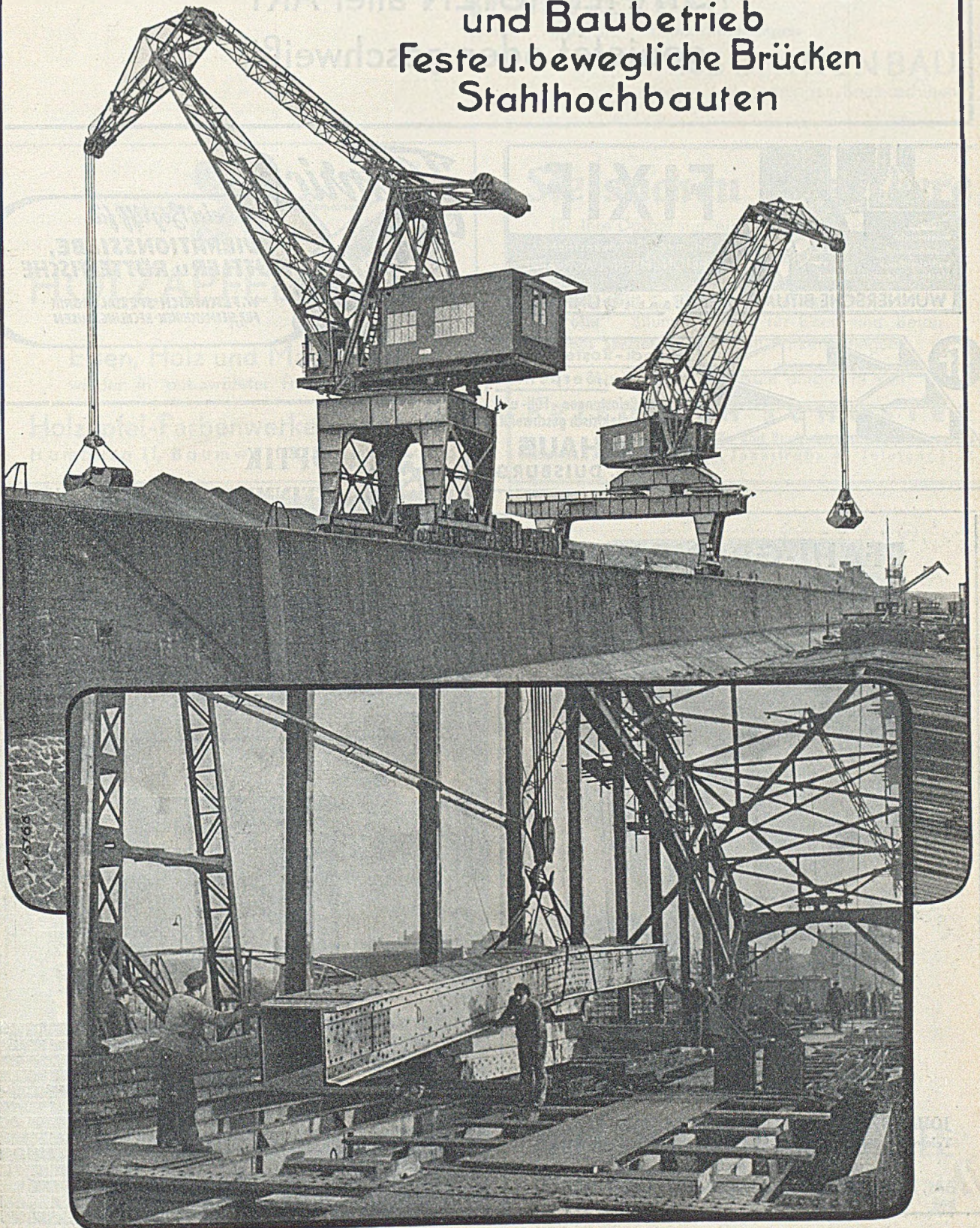
Isolierung von Ingenieurbauten gegen Tages- und Grundwasser durch HeKu-METALLBAND- ABDICHTUNGEN



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

DEMAG

Krane für Güterumschlag
und Baubetrieb
Feste u. bewegliche Brücken
Stahlhochbauten



NORDDEUTSCHER EISENBAU

G. M. B. H.

WILHELMSHAVEN

STAHLBAUTEN aller ART
genietet oder geschweißt



FIXIF

Bitumen - Schutzanstriche
für BETON - EISEN - DACHPAPPE

wasserdicht
säurebeständig
kalt streichbar
elastisch - schnelltrocknend

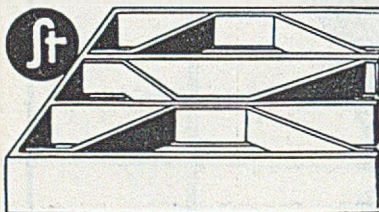
WUNNERSCHE BITUMENWERKE G. M. B. H. UNNA L. W.



Flämrich

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

W. FLÄMRICH - SPEZIALFABRIK
FÜR SIEBMASCHINEN - RECKLINGHAUSEN



st

Abdeck-Roste
„Serpenti“

für hohe Belastungen - Füll- und
Tragstäbe elektrisch geschweißt.

STEINHAUS
G. M. B. H. DUISBURG

PFAHL-GRÜNDUNG

System Brechtel



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

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

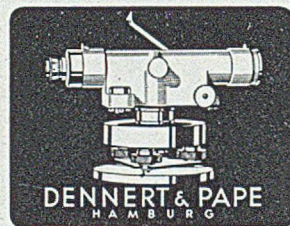


**OPTIK
FEINMESS DRESDEN VEB**

Bau-Nivellier-Instrumente
Präzisions-Nivellier-Instrumente
Asphaltprüfgeräte

HEYDE · ERZEUGNISSE

DRESDEN N 23 - KLEISTSTRASSE 10




HEINR- **MÖWES** & CO-KG

HOCH-TIEF-U. EISENBETONBAU

DESSAU · BAD SCHMIEDEBERG

STAHLBAU LAVIS · OFFENBACH / MAIN

STAHLHOCHBAU

BRÜCKENBAU

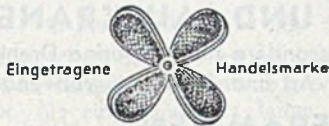
feste und bewegliche Brücken

BEHÄLTERBAU

Kessel u. Apparate · Druckrohrleitungen

MASCHINENBAU

Krane, Verladeanlagen, Baumaschinen



HOLZAPFEL-Farben

für

Eisen, Holz und Mauerwerk
wieder in altbewährter Friedensqualität

Holzapfel-Farbenwerke G. m. b. H.
Hamburg 11, Baumwall 3, Slomanhaus

Sie suchen gute Teere

für Ihre Dächer nur einwandfreie Qualitätsware:

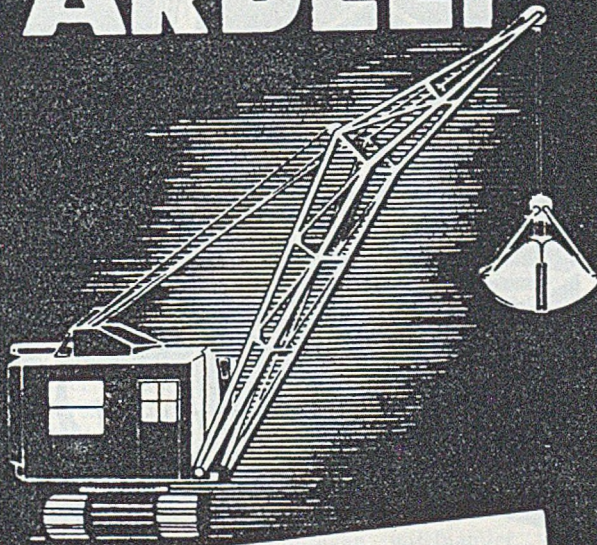
- „Regenerol S“ kaltflüssiger Spezial-Imprägnieranstrich
- „Asphalt-Kleber CIG“ ausgezeichnete Klebemasse
- „Asphalt - Kitt C 50“ Vergußmasse (Asbestfaser)
- „Nigrolin“ Bitumen - Firnis für Eisen und Beton
- „Colinol Spezial-Nr. 7“ zum Parkettverlegen

Ausführliche Angebote anfordern von

FRIEDRICH SCHUSTER

Spezial - Baustoffe und Baubedarfsartikel
(15a) Nordhausen (Harz), Jahnstraße 40. Telefon: 1122

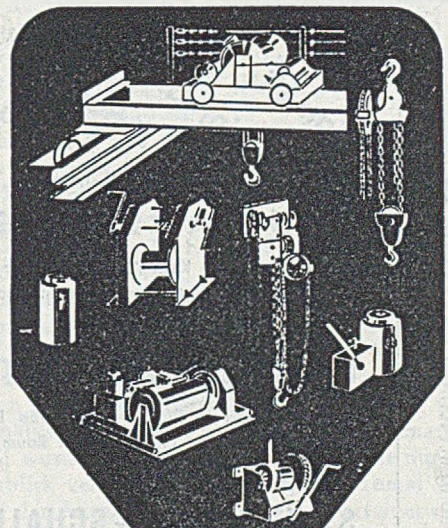
ARDELT



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

Fahrbare Drehkrane f. Straße u. Schiene
Stahl-Wasserbauten

ARDELTWERKE G. M. B. H. OSNABRÜCK



HEBEZEUGE UND FORDERMITTEL

G. M. B. H.

DÜSSELDORF - OBERKASSEL - HANSA ALLEE 255




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**

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
DUSSELDORF Postfach 76

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

Schnell-einfach-sicher bauen
mit einbaufertig angeliefertem

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

BAUSTAHL-RABITZMATTEN
Leichte, rissefreie Putzträger, Größe 1×3 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 kostenlos und unverbindlich

BAU-STAHLGEWEBE
G. M. B. H.
DUSSELDORF - OBERKASSEL
Burggrafenstraße 5 - Ruf 533 56




Inertol
für Beton und Eisen

in alter Güte!

Firma Paul Lechler Stuttgart

Erfahrungswerte für die Planung von Binnenhäfen.

Von Prof. Dr.-Ing. habil. Edgar Schultze, Aachen.

Übersicht. Aus den Statistiken über den Umfang und Umschlag der deutschen Binnenhäfen im verkehrsstärksten Jahr 1938 werden charakteristische Verhältniszahlen wie Umschlag je lfd. m Kai im Jahr u. a. gebildet und deren Häufigkeitsverteilung nach den Regeln der mathematischen Statistik dargestellt. Diese Figuren sowie deren Mittelwerte und Streuung geben die Erfahrungen genauer wieder als die recht unsicheren Zahlenangaben in den Handbüchern. Aus den am häufigsten vorkommenden Werten wird als Beispiel für die Anwendung derartiger Untersuchungen ein „wahrscheinlichster“ Hafen für eine gegebene Umschlagsmenge entworfen.

1. Fragestellung.

Bei der Planung eines neuen oder bei der Erweiterung eines bestehenden Binnenhafens wird gewöhnlich die Aufgabe gestellt, für eine möglichst lange Zukunft die erforderlichen Abmessungen der Hafenanlagen rechtzeitig vorzubestimmen und die sich ergebende Fläche im Gelände unterzubringen. Sobald man sich über die Größe des voraussichtlichen Umschlages klargestellt hat, entsteht die Frage: Welchen Platz beansprucht dieser Umschlag in dem zukünftigen Hafen? Im Unterschied zu dem üblichen Verfahren, bei dem gefühlsmäßige Schätzungen auf Grund von Einzelerfahrungen überwiegen, wird im folgenden versucht, auf systematischem Wege durch eine statistische Auswertung des erreichbaren Zahlenmaterials eine möglichst exakte Antwort zu erhalten. Vgl. Literaturverzeichnis [16].

Schon von alters her haben sich in der Fachliteratur eine Reihe von Werten eingebürgert, die meist eine Beziehung zwischen dem ermittelten Güterstrom in t und der zu seinem Umschlag erforderlichen Kailänge herstellen [1], [2], [4] bis [7], [11] bis [13]. Hiernach ergibt sich für Binnenhäfen bei Stück- und Mischgut etwa eine Umschlagsleistung von 300 bis 500 t je lfd. m Kai im Jahr, die desto größer wird, je mehr man von dem reinen Stückgut abgeht und einen aus Stück- und Massengut gemischten Umschlag vor sich hat. Als mittlere beobachtete Werte kann man etwa für Stückgut 150–300 t/m, für Kohle und Getreide 300–600 t/m und für Öl 200–400 t/m ansetzen. Bei Kohle steigt die Leistung je lfd. m Kai bis zu 4000 t, wenn entsprechende Spezialanlagen vorhanden sind.

Diese aus Erfahrungen an einzelnen Kaistrecken gewonnenen Zahlen hängen stark von der Ausrüstung der Uferstrecke mit mechanischen Umschlagsgerten ab [14]. Für die Planung von Häfen erscheinen sie ohne nähere Angabe der Bedingungen, unter denen sie zustande gekommen sind, als recht unsicher, so daß sie nur als erster Anhalt für ganz überschlägliche Rechnungen dienen können. Wenn man die Unsicherheit für die Schätzung der bei einem bestimmten Verkehr erforderlichen Hafensflächen erkennen und verringern will, so muß man eine größere Anzahl von Beobachtungen miteinander vergleichen. Außerdem darf man sich nicht allein auf das Merkmal: „Umschlag je lfd. m Kai im Jahr“ beschränken, sondern muß auch noch andere Richtzahlen, die die Eigenheiten der Binnenhäfen wiedergeben können, hinzunehmen.

2. Die Struktur der Erfahrungswerte.

a) **Verfahren.** Um den Verlauf derartiger Zahlenwerte bei der Gesamtmenge der deutschen Binnenhäfen zu verfolgen, wurden, soweit möglich, sämtliche deutschen Binnenhäfen betrachtet, deren jährliche Umschlagsmenge im Jahre 1938 über 100 000 t lag. Da die Statistiken nicht vollständig waren, schwankt die Größe des betrachteten Kollektivs je nach dem untersuchten Merkmal zwischen

50 und 100, wobei die letztere Zahl etwa die Gesamtmenge der deutschen Häfen mit einem Umschlag über 100 000 t angibt.

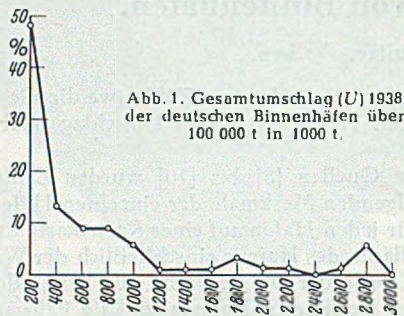
Aus den Quellen [8] bis [10] wurden Zahlenangaben über die folgenden Merkmale der einzelnen Häfen entnommen und für jeden Hafen auf einer Karteikarte eingetragen: die Gesamtfläche des Hafens einschließlich der Wasserfläche sowie die Größe der Wasserfläche, die Länge der für den Hafenbetrieb geeigneten Kaianlagen, die Fahrwasserbreite in den einzelnen Hafenbecken bei mittlerem Wasserstand, die Fahrwassertiefe bei Mittel- und bei Niedrigwasser, die Gesamtfläche der Lagerhäuser ohne Silos, Speicher, Tanks usw., die Anzahl der Krane und Verladebrücken (Verladekatzen) ohne Spezialanlagen wie Becherwerke, Band-, Saug- und pneumatische Förderanlagen sowie Kohlenkipper, der Gesamtein- und -ausgang an Gütern in t im Jahre 1938, die Zahl der Schiffe im gleichen Jahre und die Einwohnerzahl des Hafenortes.

Da die benutzten Statistiken nicht überall nach den gleichen Gesichtspunkten aufgezogen sind, weichen in den verschiedenen Aufstellungen z. B. die Umschlagsziffern voneinander ab. Die Zählbezirke für den Güterumschlag umfassen unter Umständen die Nachbarhäfen eines größeren Umschlagsplatzes, während die Zählung der Gesamtlänge der verfügbaren Kaianlagen und der übrigen räumlichen Größen des betreffenden Hafens sich nur auf diesen selbst beziehen. Dies wurde in den einzelnen Fällen nach Möglichkeit nachgeprüft, um nur zusammengehörige Zahlen wirklich miteinander in Verbindung zu bringen. Kleinere Ungenauigkeiten der statistischen Erhebung beeinflussen das Gesamtbild übrigens nicht, solange die Streuung der ermittelten Merkmale größer ist.

Die genannten Werte dienten als Ausgangspunkt für die Berechnung einer Reihe von Faktoren, die als erstes für jeden Hafen ermittelt wurden. Dann wurden die betreffenden Zahlen in gleich große Intervalle (Klassen) aufgeteilt, die in den Abb. 1–17 durch ihre Mittelwerte bezeichnet sind, und festgestellt, wie oft die einzelnen Klassen durch die betrachteten Häfen (Karteikarten) besetzt sind. Jeder Hafen liefert einen Zählpunkt. In den Abb. 1–17 sind jedoch nicht die absoluten, sondern die prozentualen Häufigkeiten angegeben, indem durch die Gesamtzahl aller einbezogenen Häfen dividiert wurde. Auf eine weitergehende Analyse nach den Regeln der mathematischen Statistik [16] wurde bei dieser Untersuchung, die nur einen ersten Überblick verschaffen soll, verzichtet, zumal wo die Genauigkeit der Ausgangsstatistiken eine Verfeinerung des Verfahrens nicht rechtfertigte.

Der Verlauf der Häufigkeitslinien zeigt, daß man es bei den Eigenschaften der Binnenhäfen fast immer mit asymmetrischen Verteilungen zu tun hat, deren Schiefe linksseitig ist. Eine solche Verteilung sagt an, daß die niedrigen Werte der Merkmale der Häufigkeit nach vorherrschen, während größere Werte verhältnismäßig selten vorkommen, dafür aber die häufigsten Werte ganz erheblich überschreiten können. Damit ist eine charakteristische Eigenschaft der Binnenhäfen festgestellt, die dahingehend interpretiert werden kann, daß die Durchschnittsleistungen und -eigenschaften der Häfen verhältnismäßig niedrig sind, daß sie sich aber durch besondere Maßnahmen ganz erheblich steigern lassen, so daß also der heutige Umfang fast aller Hafenanlagen noch Reserven enthält.

b) Größe und Hauptabmessungen. Um einen Überblick über die Größe der untersuchten Häfen zu erhalten, ist in Abb. 1 eine Häufigkeitsverteilung des Gesamtumschlages der betrachteten Häfen im Jahre 1938 gegeben. Man sieht aus der starken Konzentration der Häufigkeit in der niedersten Klasse von 100 000—300 000 t,

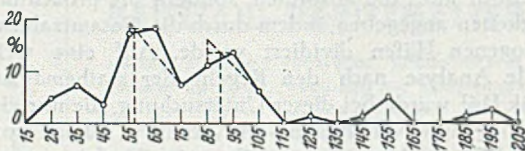


daß die kleineren Häfen bedeutend zahlreicher als die größeren sind. Bei einer weiteren Unterteilung dieses Intervalls würde man finden, daß von den 48,4 %, die darauf entfallen, 15,7 % zwischen 100 000 und 150 000, 12,4 % zwischen 150 000 und 200 000, 13,5 % zwischen 200 000 und 250 000 und 6,8 % zwischen 250 000 bis 300 000 liegen. Die Häufigkeitsverteilung ist vollkommen einseitig, was daran liegt, daß sie in Wirklichkeit nur ein Teil der Gesamtverteilung sämtlicher Häfen ist, denn sie beginnt erst mit den Hafenanlagen über 100 000 t. Aus [4] kann entnommen werden, daß bei Betrachtung aller Häfen die folgenden Häufigkeiten festgestellt wurden:

Bis zu 50 000 t	50,0 %
50 000 bis 100 000 t	13,7 %
über 100 000 t	36,3 %

Man sieht daraus, daß die Hälfte aller Binnenhäfen einen Umschlag unter 50 000 t besitzt. Bei Betrachtung der Häufigkeitsverteilung der Abb. 1 fällt auf, daß es verhältnismäßig viele Häfen mit einem Umschlag von fast 3 000 000 t gibt. Dies ist eine Größe, die bei den am Rhein gelegenen Großstädten besonders häufig vorkommt. Diejenigen Häfen, deren Umschlag wesentlich über 3 000 000 t hinausgeht — es handelt sich insgesamt um 8 —, mußten bei der Häufigkeitsverteilung fortgelassen werden, da sie über einen weiten Bereich, der sich bis zu 17 000 000 t erstreckt, verteilt sind.

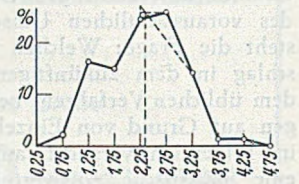
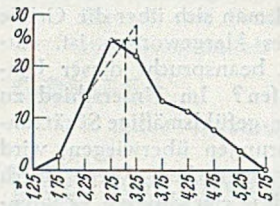
Für die Bemessung der Hafenbecken ist eine Übersicht über die bisher vorhandenen Beckenbreiten zweckmäßig (Abb. 2). Bei den einzelnen Häfen wurden nach Möglich-



keit diejenigen Becken ausgewählt, die zu den neuesten Hafenanlagen gehören. Bei den älteren Becken sind sie naturgemäß kleiner. Der häufigste Wert, der durch das Maximum der Verteilungskurve auf den ersten Blick erkennbar ist, bezieht sich auf die Mitte der betreffenden Klasse. Da die Klassen recht groß gewählt sind, wurde auf die gestrichelt dargestellte Weise nach [13] und [14] der häufigste Wert genauer konstruiert. Manche Verteilungen wie z. B. Abb. 2 besitzen mehrere Maxima. Bei dem höheren Gipfel der Abb. 2 handelt es sich in der Klasse von 50 bis 60 m vorwiegend um Kanalhäfen und in der Klasse von 60 bis 70 m um kleinere Fluß- und um Kanalhäfen, die vorwiegend Massengut umschlagen. Der zweite Gipfel bei 90 m gehört zu den gewöhnlichen Flußhäfen und zu einigen Kanalhäfen aus neuerer Zeit,

während ein dritter kleinerer Gipfel bei 155 m besonders große Flußhäfen enthält. Man kann daraus den Schluß ziehen, daß man bei neueren Häfen, wenn keine besonderen Gründe vorliegen, mit einer Hafenbreite von 70 bis 90 m auskommt. Nur bei solchen Häfen, die eine besonders weite Wasserfläche benötigen, weil entweder der Schiffsverkehr sehr stark und das Becken sehr lang ist oder ein verhältnismäßig großer Umschlag von Schiff zu Schiff stattfindet oder aber der Hafen gleichzeitig als Schutzhafen dienen soll, geht man über dieses Maß hinaus.

Im Unterschied zu der Beckenbreite hat die Fahrwassertiefe in den Hafenbecken bei Mittelwasser ein einziges Maximum (Abb. 3). Der häufigste Wert liegt bei etwa 3 m. Jedoch kommen Kleinstwerte von 1,5 m und Höchstwerte bis zu 5,5 m vor. Hierbei ist es interessant, daß Werte über 4 m nur bei Flußhäfen mit starken Schwankungen auftreten, was darauf zurückzuführen ist, daß es im allgemeinen genügt, bei Kanalhäfen eine Höchstwassertiefe von 3,75 m zu besitzen. Wenn die Wassertiefen der Flußhäfen bei MW über dieses Maß hinausgehen, so deshalb, um auch bei niedrigeren Wasserständen noch einen Schiffsverkehr zu ermöglichen. Die Wassertiefen bei den Kanalhäfen verteilen sich im wesentlichen über die Mittelklassen



zwischen 2,5 und 3,5 m. Bei den niedrigeren Werten handelt es sich vorwiegend um ältere und unbedeutende Häfen, die nicht mehr den heutigen Anforderungen genügen.

Bei den Häfen mit starken Wasserstandsschwankungen ist die vorhandene Tiefe bei Niedrigwasser von größerer Bedeutung als die bei Mittelwasser (Abb. 4). Bei dieser Abbildung ist zu berücksichtigen, daß auch die Häfen mit geringen Wasserstandsschwankungen und die Kanalhäfen aufgeführt sind, bei denen Mittelwasser und Niedrigwasser entweder nahe beieinanderliegen oder überhaupt zusammenfallen. Dadurch wird das Bild, welches man für die Flußhäfen mit starken Wasserstandsschwankungen erhält, vor allem in den Randklassen verändert. Löst man die Häufigkeitsverteilung in die folgenden drei Hafengruppen auf:

- I. Häfen mit starken Wasserstandsschwankungen, das sind Häfen an ungestauten Flüssen,
- II. Häfen mit geringen Wasserstandsschwankungen, das sind Häfen an gestauten Flüssen,
- III. Häfen ohne Wasserstandsschwankungen, das sind Häfen an Binnenschiffahrtskanälen,

so erhält man die folgende Unterteilung der Häufigkeitslinie:

Klasse	Hafengruppe			insgesamt (Abb. 4)
	I	II	III	
	%	%	%	
0,50—0,99	2,3			
1,00—1,49	16,3			
1,50—1,99	9,3	4,6	1,2	15,1
2,00—2,49	15,1	5,8	3,5	24,4
2,50—2,99	12,8	3,5	9,3	25,6
3,00—3,49	3,5	1,2	9,3	14,0
3,50—3,99	1,2			1,2
4,00—4,49		1,1		1,1

An dieser Verteilung ist interessant, daß die Klasse I mit ihrem Gipfel weiter links als wie die Klasse III liegt. Im allgemeinen ist die Wassertiefe bei Niedrigwasser in

den Flußhäfen mit schwankenden Wasserständen eine geringere als bei den Kanalhäfen mit unveränderlichen Wasserständen. Man hat also bei den letzteren durchweg bessere Fahrwasserverhältnisse. Würde man die Forderungen auf die Wassertiefe bei Niedrigwasser in den Flußhäfen auf das gleiche Maß wie bei den Kanalhäfen hinaufschrauben, so würde man zu unwirtschaftlichen Anlagen gelangen. Es ist daher üblich, in den Zeiten der Niedrigwasserstände bei Flußhäfen mit abgeleichteten Kähnen zu fahren, während dieses bei einem reinen Kanalverkehr nicht notwendig ist. Insgesamt beträgt die häufigste Wassertiefe bei Niedrigwasser 2,35 m. Betrachtet man jedoch die Hafengruppe I allein, so kommt man auf einen kleineren Wert, der etwa bei 1,25 bzw. 2,25 m liegt. Offenbar genügt bei verkehrsschwachen Flußhäfen das erstere Maß, während sonst bei mittlerem Niedrigwasser ein Tiefgang von 2,25, meist jedoch von 2,50 m innegehalten wird, wenn die neuzeitlichen Frachtkähne, deren Tiefgang zwischen 1,60 und 2,50 m schwankt, noch mit einem gewissen Wirkungsgrad verkehren sollen.



Abb. 5. Jahresumschlag je Einwohner in t. Häufigster Wert: 4,8 t.

c) Verkehrsanfall. Nach diesen absoluten Maßen, die im wesentlichen der Charakteristik der betrachteten Häfen dienen, wird jetzt eine Reihe von Verhältniszahlen erfaßt, die den eigentlichen Zweck der Untersuchung darstellen. Der hier im einzelnen nicht behandelten Frage nach der Verkehrsgröße eines Hafens dient das Verhältnis zwischen dem Umschlag der Binnenhäfen, der auf das Jahr 1938 bezogen ist, und der Einwohnerzahl der zugehörigen Stadt [3]. Wegen der Leistung eines Hafens für die Selbstversorgung der Stadt muß hier ein Zusammenhang vorhanden sein, wobei jedoch zu erwarten ist, daß Streuungen dadurch entstehen, daß der Hafen neben seiner Aufgabe als Umschlagsplatz für den Eigenverbrauch auch noch übergemeindliche Aufgaben in Gestalt der Versorgung eines mehr oder weniger großen Einflußgebietes zu erfüllen hat. Auch die Ansiedlung starker Industriegebiete, die oft in verhältnismäßig kleinen Hafenorten vorhanden ist, kann das Bild verändern, weil dann starke Umschlagsmengen auf eine geringe Anzahl von Einwohnern entfallen. Beachtet man diese Zusammenhänge, so läßt sich die Häufigkeitsverteilung der Abb. 5 leicht deuten. Auch bei der Aufstellung dieses Diagrammes

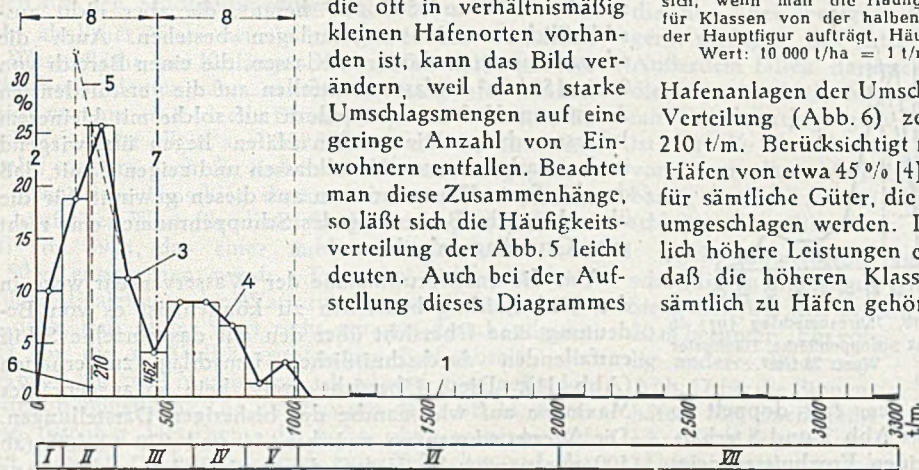


Abb. 6. Jahresumschlag (u) je lfd. m Kai im Jahre 1933. Häufigster Wert: 210 t/m.

- (1) Faktor u in t/m,
 - (2) prozentuale Häufigkeit,
 - (3) Häufigkeitssäulen,
 - (4) Häufigkeitspolygon,
 - (5) Konstruktion zur Bestimmung des häufigsten Wertes,
 - (6) häufigster Wert,
 - (7) arithmetisches Mittel,
 - (8) mittlere quadratische Abweichung.
- I. kleinere Häfen mit schwachem Verkehr,
 - II. normale Handelshäfen mit stark gemischtem Umschlag,
 - III. kleinere Häfen mit starkem gemischtem Verkehr,
 - IV. normale Handelshäfen mit vorwiegend Massengutumschlag,
 - V. kleinere Häfen mit Massengutumschlag,
 - VI. Lücke,
 - VII. ausgeprägte Spezialhäfen insbesondere für Kohle.

war es nicht möglich, die extremen Klassen in die Darstellung einzubeziehen, weil sie zu schwach und zu unregelmäßig besetzt waren. Außerhalb der Häufigkeitslinie liegen insgesamt noch 7 Häfen mit einem Umschlag zwischen 70 und 590 t/Einwohner. Schon ab 45 t/Einwohner handelt es sich ausschließlich um spezialisierte Massenguthäfen, die fast alle nur 1 oder 2 Schüttgüter, und zwar vorwiegend Kohle, Erze, Steine, Erden oder Bindemittel umschlagen. Erst in der Klasse 40 bis 45 sind die ersten Handelshäfen für gemischte Güter enthalten. Das große Maximum gehört zu einem Hafentyp, der vorwiegend gemeindliche Aufgaben für die Selbstversorgung zu erfüllen hat, während die beiden anderen Gipfel auf solche Plätze entfallen, bei denen der Umschlag von Massengut oder der übergemeindliche Charakter vorherrscht. Bei der für eine statistische Untersuchung verhältnismäßig geringen Menge von gezählten Häfen darf man übrigens der Tatsache zweier Nebengipfel keine allzu große Bedeutung beimessen, da sie durch Zufälligkeiten entstanden sein können, die bei den schwach besetzten Klassen leichter ins Auge fallen. Hoffbauer [5] gibt die mit der vorliegenden Häufigkeitslinie im wesentlichen übereinstimmenden Zahlenwerte von 5 t bei großen Städten, 12 t bei mittleren Städten und 23 t für die großen öffentlichen Massenguthäfen an.

d) Platzbedarf. Wie bereits erwähnt, ist einer der am häufigsten gebrauchten Beiwerte für die Bemessung von

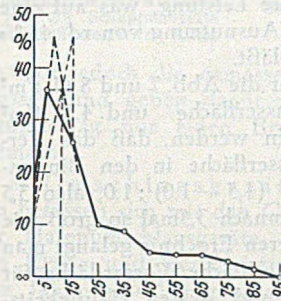


Abb. 7. Jahresumschlag (u_f) in 1000 t je ha. Gesamthafenfläche einschließlich Wasserfläche. Die gestrichelt eingetragene Spitze ergibt sich, wenn man die Häufigkeiten für Klassen von der halben Größe der Hauptfigur aufträgt. Häufigster Wert: 10 000 t/ha = 1 t/m².



Abb. 8. Jahresumschlag (u_w) in 1000 t je ha Wasserfläche. Häufigster Wert: 45 000 t/ha = 4,5 t/m².

Hafenanlagen der Umschlag in t je m Kai und Jahr. Seine Verteilung (Abb. 6) zeigt einen häufigsten Wert von 210 t/m. Berücksichtigt man eine mittlere Ausnutzung der Häfen von etwa 45% [4], so gelangt man auf etwa 450 t/m für sämtliche Güter, die in einem normalen Handelshafen umgeschlagen werden. Daß bei Massengütern ganz erheblich höhere Leistungen erzielt wurden, geht daraus hervor, daß die höheren Klassen der Abb. 6 etwa ab 1000 t/m sämtlich zu Häfen gehören, die Massengut umschlagen. Es handelt sich dabei ausschließlich um Kohleversandhäfen, bei denen ja die leistungsfähigsten Umschlagsgeräte vorhanden sind. Die mittleren Klassen setzen sich aus kleineren Häfen bis etwa 200 000 t Jahresumschlag sowie aus größeren Häfen mit vorwiegendem Massengutumschlag zusammen. Das erstere erklärt sich daraus, daß bei kleineren Häfen die durchschnittliche Ausnutzung meist eine bessere ist als bei großen. Die häufigste Klasse enthält Plätze mit stark gemischtem Umschlag, also normale Handelshäfen. Die Konzentration der Verteilung ist ein Zeichen dafür, daß es nicht abwegig ist, einen solchen Faktor zur überschläglichen Bemessung der Ausdehnung von Hafenanlagen zu benutzen. Eine stärkere Konzentration findet sich in Abb. 7, wo eine Beziehung zwischen dem Jahresumschlag und der gesamten Hafenfläche ein-

schließlich der Wasserfläche hergestellt wurde. Der häufigste Wert von 10 000 t je ha oder von 1 t/m² Hafensfläche gilt für normale Handelshäfen und wird bei den Massenguthäfen bedeutend übertroffen. Außerhalb der Aufstellung mußten 5 Häfen mit Werten zwischen 100 000 und 200 000 t/ha bleiben. Es handelt sich hierbei wieder ausschließlich um Massengut. Man kann bei Betrachtung der Abb. 7 die gewöhnlichen Handelshäfen etwa bis zur Größe von 70 000 t je ha bzw. 7 t/m² begrenzen.

In Zusammenhang mit dem Verhältnis des Umschlages zur gesamten Hafensfläche steht der entsprechende Faktor, der auf die Wasserfläche des Hafens bezogen wird (Abb. 8). Wenngleich auch hier die stärkstbesetzte Klasse mit 34,7% fast die gleiche Häufigkeit hat, so ist die Verteilung insgesamt doch unregelmäßiger, da sich noch ein deutlicher zweiter Gipfel für Werte zwischen 200 000 und 250 000 findet, der sich wiederum aus vorwiegenden Massenguthäfen zusammensetzt. Häfen, welche in Abb. 7 auf die äußeren Klassen verteilt sind, sind in Abb. 8 in diese Klasse zusammengedrängt. Für den Kohlenumschlag errechnet Ostendorf [1] einen Flächenbedarf von 10 m² für 11 täglicher Umschlagsleistung. Bei 300 Arbeitstagen im Jahr würde das einen Betrag von 30 t/m² ausmachen. Die beobachteten Größtwerte zwischen 200 000 und 250 000 t/ha liefern im Mittel eine tatsächliche Ausnutzung von etwa 22,5 t/m², also eine gute Näherung an die bei vollem Betrieb erzielbare Leistung, was auf eine höhere als die durchschnittliche Ausnutzung von rd. 45% bei solchen Anlagen schließen läßt.

Aus den häufigsten Werten für die Abb. 7 und 8 (1 t/m² Hafensfläche einschließlich Wasserfläche und 4,5 t/m² Wasserfläche) könnte entnommen werden, daß das Verhältnis der Landfläche zur Wasserfläche in den Binnenhäfen am häufigsten die Größe (4,5 - 1,0) : 1,0, also 3,5 besitzt. Die Landfläche wäre demnach 3,5mal so groß wie die Wasserfläche. Zu einem anderen Ergebnis gelangt man jedoch, wenn man den Faktor Landfläche/Wasserfläche für jeden einzelnen Hafen bildet und dessen Häufigkeitsverteilung betrachtet. Abb. 9 zeigt ein ausgeprägtes Maximum von 34,7% bei einem häufigsten Wert von 2,0 und zu beiden Seiten ein verhältnismäßig rasches Abfallen der

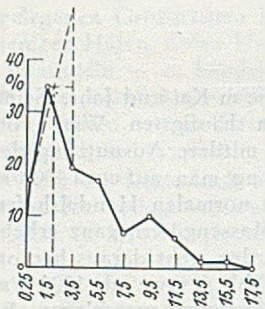


Abb. 9. Verhältnis von Land- zu Wasserfläche. Häufigster Wert: 2,0.

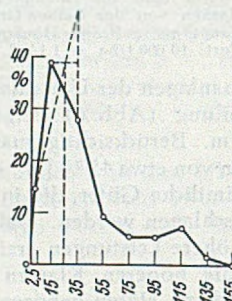


Abb. 10. Jahresumschlag (uj) in t je m² Schuppenfläche. Häufigster Wert: 25 t/m².

Kurve. Das stimmt schlecht mit dem fast doppelt so großen Betrag überein, den man aus Abb. 7 und 8 erhält. Der Widerspruch zwischen den beiden Ergebnissen zeigt deutlich die Grenzen an, denen derartige statistische Betrachtungen unterliegen. Man darf nie vergessen, daß es sich bei den entdeckten Beziehungen nicht um Funktionen, die in beiden Richtungen hin eindeutig sind, handelt, sondern lediglich um Korrelationen. Am einfachsten kann die Differenz zwischen den beiden Ergebnissen dadurch erklärt werden, daß man, was in diesem Zusammenhang den Tatbestand nicht verändert, annimmt, es handele sich bei den Häufigkeitsverteilungen der Abb. 7-9 um symmetrische Glockenkurven. Dann fällt der häufigste Wert mit dem arithmetischen Mittel zusammen und kann durch dieses ausgedrückt werden. Der Unterschied zwischen den Ergebnissen läuft dann darauf hinaus, daß die Summe

von a, geteilt durch die Summe von b, nicht gleich der Summe von a/b ist. Es fragt sich, welcher Wert für die praktische Anwendung maßgebend ist. Man kann davon ausgehen, daß die häufigsten Werte der Abb. 7 und 8 nicht bei denselben Häfen auftreten. Rechnet man also mit einem Verhältnis des Umschlages zur Wasserfläche von 4,5 t/m², dann wird nicht gleichzeitig im allgemeinen ein Wert von 1 t/m², bezogen auf die Gesamthafensfläche, vorhanden sein, wie überhaupt in allen Darstellungen die häufigsten Werte nicht an dieselben Träger gebunden sind. Mit anderen Worten ausgedrückt heißt das, daß

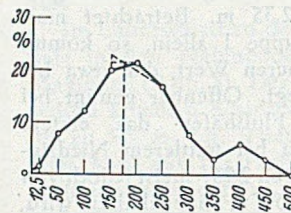


Abb. 11. Umschlag in t je Schiff. Häufigster Wert: 175 t.

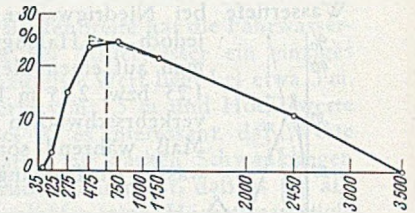


Abb. 12. Tragfähigkeit der Binnenschiffe ohne eigene Triebkraft. Häufigster Wert: 650 t.

kein Hafen in allen seinen Merkmalen, sondern stets nur in wenigen dem häufigsten Typ entspricht. Dieser Grundsatz ist wichtig, wenn man später die erzielten Ergebnisse bei der Berechnung von Hafenanlagen benutzen will.

In einer dritten Darstellung ist der Jahresumschlag in t auf den m² Schuppenfläche bezogen (Abb. 10). Damit ist nicht gesagt, daß der ganze Umschlag über die Schuppen geht. In einer eingehenderen Untersuchung müßte der Stückgutumschlag in Beziehung zur Schuppenfläche gebracht werden, um die tatsächliche mittlere Jahresbelastung der Schuppen zu ermitteln. Das Maximum liegt hier mit 38,9% bei einem häufigsten Wert von 25 t/m² verhältnismäßig hoch. Vergleicht man den letzteren mit den Ergebnissen der Abb. 7, so würde man ein Verhältnis der Schuppenfläche zur Landfläche des Hafens von (4,5 - 1,0) : 25 = rd. 1 : 7 erhalten, was nach der Prüfung an Einzelfällen durchschnittlich zu stimmen scheint. Aus der Häufigkeitsverteilung fallen 10 Häfen mit Werten zwischen 270 und 860 t/m² heraus, die aber nicht ausschließlich aus Massengutanlagen bestehen. Auch die schwach besetzten höheren Klassen, die einen Bereich von 0 bis 150 t/m² umfassen, entfallen auf die verschiedensten Arten von Häfen, meist jedoch auf solche mit kleinerem Jahresumschlag. Die großen Häfen liegen überwiegend in den stark besetzten Mittelklassen und zeigen damit, daß der häufigste Wert, den man aus diesen gewinnt, für die überschlägliche Bemessung des Schuppenraumes eine recht gute Grundlage abgibt.

Um die Inanspruchnahme der Wasserverkehrswege in den Häfen richtig beurteilen zu können, ist es von Bedeutung, eine Übersicht über den auf das einzelne Schiff entfallenden durchschnittlichen Umschlag zu erhalten (Abb. 11). Diese Übersicht weist kein so ausgeprägtes Maximum auf wie manche der bisherigen Darstellungen. Die Werte schwanken zwischen 14 und 870 t/Schiff (ab 500 nur vereinzelte Häfen, daher nicht dargestellt). Aus einer Durchsicht der in den äußeren Klassen vertretenen Häfen geht hervor, daß Häfen mit vielem Massengut die Kähne am besten auslasten, während die ganz geringen Werte auf Schutzhäfen und auf Häfen mit vorwiegend Durchgangsverkehr kommen, bei denen sich die Schiffe entweder nicht wegen des Ladens und Löschens aufhalten oder nicht ihre ganze Ladung umschlagen. Der häufigste Wert mit 175 t/Schiff besagt erst dann etwas, wenn man ihn mit der Verteilung der Tragfähigkeit der Binnenschiffe überhaupt vergleicht (Abb. 12). Eine Zusammenstellung der Binnenschiffe ohne eigene Triebkraft [3] ergibt einen häufigsten Wert von 650 t. Unter dem bei den Abb. 7-9 gemachten Vorbehalt könnte man hieraus schließen, daß

cum grano salis die durchschnittliche Auslastung der Binnenschiffe etwa 27% beträgt. Dieser Wert muß aber auf andere Weise nachgeprüft werden. Tatsächlich stimmt er gut mit den Annahmen überein, die man bei Verkehrsberechnungen für die durchschnittliche Beladung der Binnenschiffe trifft. Man rechnet hier bei Schüttgut auf der Hinfahrt mit einer Auslastung von 40 bis 50%, bei Mischgut von 30 bis 40% und bei Stückgut von 20—25%, unter der Voraussetzung, daß die Rückfahrt in leerem Zustande zurückgelegt wird.

Um einen Binnenhafen angemessen in Becken- und Kaianlagen aufteilen zu können, sind in Abb. 13 bis 18 weitere Richtwerte aufgetragen. Abb. 13 enthält das Verhältnis der Landfläche zur Kailänge. Wenn man annimmt, daß die gesamte Landfläche hinter dem Kai gelegen ist,

breite sich etwa zwischen 20 und 30 m bewegt, so kann man aus diesen Werten ableiten, wieviel % der Kailänge im Durchschnitt etwa mit Schuppen besetzt sind. Man erhält bei Zugrundelegung einer mittleren Schuppenbreite von 21 m $\frac{1}{3}$ und von 28 m $\frac{1}{4}$ der Kailänge. Im Mittel kann man also sagen, daß 30% der Hafenkais mit Schuppen besetzt sind. Abb. 15 zeigt einzelne Häfen, deren mittlere Schuppenbreite sogar über das Maß von 30 m hinausgeht. Es handelt sich hierbei um kleine Häfen und Ladestellen, die aus einem kurzen Ufer mit dahinterliegenden Schuppen bestehen, so daß die angegebenen mittleren Schuppenbreiten den tatsächlichen Schuppenbreiten entsprechen oder sie sogar übertreffen. Wie bei fast allen Häufigkeitsverteilungen konzentrie-

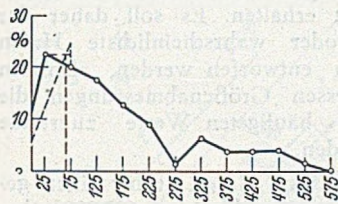


Abb. 13. Verhältnis der Landfläche zur Kailänge = mittlere ideale Kailbreite in m. Häufigster Wert: 65 m.

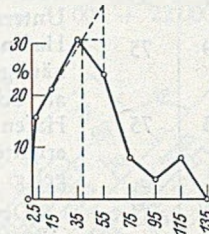


Abb. 14. Verhältnis der Wasserfläche zur Kailänge = halbe ideale Beckenbreite in m. Häufigster Wert: 39 m.

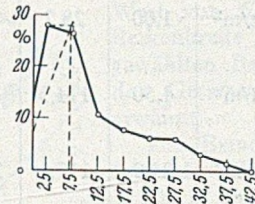


Abb. 15. Verhältnis der Schuppenfläche zur Kailänge = mittlere Schuppenbreite in m. Häufigster Wert: 7,0 m.

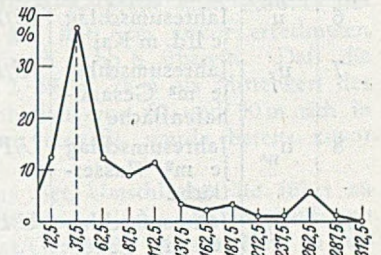


Abb. 16. Jahresumschlag (μ_z) in 1000 t je Gerät. Häufigster Wert: 37 500 t.

so würde man diesen Faktor gleich der mittleren Kailbreite in m setzen dürfen. In Wirklichkeit wird diese geringer sein, weil in der Landfläche des Hafens auch die gesamten Zufahrtswege, Bahnanlagen und Industriegebiete ohne Wasseranschluß enthalten sind. Bei den schwach besetzten höheren Klassen sind die Massengut- und besonders die Industrieböden verhältnismäßig stark vertreten. Zwei Häfen mit Werten zwischen 640 und 670 m mußten außerhalb der Darstellung bleiben. Alle Werte der Häufigkeitslinie, die über das Maß von etwa 100 m hinausgehen, sind auf Verkehrsanlagen und Grundstücksflächen ohne Wasseranschluß zurückzuführen. Der häufigste Wert von 65 m entspricht gut der bei den neueren Häfen für den Stückgutumschlag angesetzten Breite.

In ähnlicher Weise wurde in Abb. 14 das Verhältnis der Wasserfläche zur Kailänge, das man als halbe mittlere Beckenbreite deuten kann, untersucht. Auch hier handelt es sich nur um eine ideale Breite, da ja die Wasserfläche der Häfen nicht allein aus den Flächen der Hafenbecken besteht, sondern auch die Zufahrtskanäle und Liegeplätze, die nicht dem Umschlag dienen, dazugezählt werden. Als häufigster Wert für dieses Verhältnis ergibt sich das Maß von 39 m, das einer mittleren Beckenbreite von rd. 80 m entsprechen würde. Trotz der nicht ganz eindeutigen Beziehung der Wasserfläche zur Kailänge zeigt sich doch, daß dieser Wert recht gut mit dem häufigsten Wert für die tatsächlich vorhandene Beckenbreite, der in Abb. 2 mit zwei Maxima bei rd. 60 und 90 m gefunden wurde, übereinstimmt. Die Extremwerte der Abb. 14 unterliegen offenbar Ursachen, die nicht ohne weiteres auf einen Nenner zu bringen sind, zum Teil aber auf die großen Liegeflächen der Schutzhäfen zurückgeführt werden müssen. Drei Häfen mit Werten zwischen 165 und 410 m mußten außer Betracht bleiben, da sie ganz aus dem üblichen Rahmen herausfallen. Solche ungewöhnlich großen Werte erklären sich daraus, daß bei manchen Häfen ein großer Teil des Stromes, der ohnehin vorhanden ist, mit zum Hafenbereich zählt.

Eine weitere ideale Breite erhält man dadurch, daß man die Schuppenfläche durch die Kailänge teilt (Abb. 15). Die Darstellung liefert eine häufigste Schuppenbreite von 7 m. Diese Breite würde vorhanden sein, wenn die gesamte Kailänge mit Schuppen besetzt wäre. Das ist nicht der Fall. Da man aber weiß, daß die wirkliche Schuppen-

ren sich jedoch die gemessenen Werte um die niedrigen Klassen und geben damit zu erkennen, daß der Stückgutumschlag nur einen Bruchteil des Hafenumschlages ausmacht.

e) Umschlagsgeräte. Zwei weitere Darstellungen befassen sich mit den Grundlagen für die Bemessung der Hafenumschlagsgeräte. Die Anzahl der vorhandenen Krane und Verladekatzen wird in Verbindung mit dem Jahresumschlag gebracht (Abb. 16). Die Verteilung hat ein Maximum von 37,1% mit einem häufigsten Wert von 37 000 t Jahresumschlag/Gerät. Nach beiden Seiten fällt die Kurve rasch ab. Die hohen und schwach besetzten Klassen ergeben sich hauptsächlich bei solchen Häfen, die nur über wenige, oft nur ein einziges Umschlagsgerät verfügen, das entsprechend besser ausgenutzt wird. Außerdem fallen darunter auch solche größeren Häfen, die in erster Linie Massengut umschlagen. Das Ergebnis mit einem ausgeprägten Maximum bei rd. 40 000 t/Gerät ist für die Berechnung der Belastung der Kaianlagen von Wert, da es Anhaltspunkte für den schwer auffindbaren Grad der tatsächlichen Beanspruchung der Umschlagsgeräte gibt.

Recht übersichtlich ist eine Ermittlung der durchschnittlichen Abstände der Umschlagsgeräte (Abb. 17). Sie gehen bei den großen europäischen Seehäfen bis auf 20 m herunter. Ein völlig anderes Bild zeigt

Abb. 17 für die Binnenhäfen. Mit einem recht scharfen Maximum von 34,7% ergibt sich ein häufigstes Verhältnis der Kailänge zur Anzahl der Geräte von 170 m. Man kann mit genügender Genauigkeit den durchschnittlichen Abstand der Geräte ebenso groß ansetzen. Es ist also etwa 8 bis 9 mal so groß als wie bei den Seehäfen. Dabei liegen auch hier die häufigsten Klassen verhältnismäßig niedrig. Nach von Wunderam angestellten Untersuchungen kann als mittlere Entfernung für die Krane bei zweiseiti-

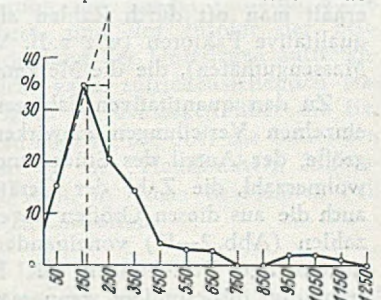


Abb. 17. Verhältnis der Kailänge zur Anzahl der Umschlagsgeräte = mittlerer Abstand (e) der Geräte in m. Häufigster Wert: 170 m.

gem Umschlag (Laden und Löschen) etwa 200 m, bei teils einseitigem (Laden oder Löschen) teils zweiseitigem Umschlag etwa 164 m angesetzt werden. Bei größeren Häfen trifft man bei Stückgut etwa alle 100 m und bei Massengut etwa alle 200 m auf ein Gerät.

f) Verbesserung des Verfahrens. Die Aufstellung von Häufigkeitslinien ließe sich noch für eine Anzahl von weiteren Merkmalen fortsetzen. Es

Tabelle 1. Verkehrs- und Umschlagskoeffizienten in Binnenhäfen 1938. Ausnutzung etwa 50 %.

Abb.	Abkürzung	Bezeichnung	Zusammensetzung	Dimension	Häufigster Wert	Arithmetisches Mittel	Mittlere Abweichung	Zahl der Häfen
6	u	Jahresumschlag je lfd. m Kai	U/L	t/m	210	462	520	95
7	u _f	Jahresumschlag je m ² Gesamthafenfläche	U/F	t/m ²	1,00	28,2	30,9	75
8	u _w	Jahresumschlag je m ² Wasserfläche	U/F _w	t/m ²	4,50	114,3	95,3	75
10	u _l	Jahresumschlag je m ² Lagerhausfläche	U/F _l	t/m ²	25,0	117,1	200,0	64
16	u _z	Jahresumschlag je Umschlagsgerät	U/Z	t	37 500	81 300	70 000	89
17	e	Kailänge durch Anzahl der Geräte = mittlerer Abstand der Geräte	L/Z	m	170	268	220	98

seien nur die folgenden Verhältnisse erwähnt: Hafensfläche/Stadtfäche, Umschlag/ha Stadtgebiet, Lagerfläche/Hafensfläche, Zahl der Schiffe/Wasserfläche, Zahl der Schiffe/Kailänge, Zahl der Krane/Schiff und die Verteilung des prozentualen Anteils der hauptsächlichsten Stück- und Massengüter. Da jedoch nur eine allgemeine Übersicht über die wichtigsten Werte gegeben werden soll, sei der Überblick an dieser Stelle abgebrochen.

Nach Möglichkeit wurde versucht, die Gründe für die dargestellten Streuungen wenigstens generell anzugeben. Eine Verbesserung der Zahlen für die Bemessung von Hafenanlagen ist dadurch zu erreichen, daß man, wie dies andeutungsweise bereits bei einigen Abbildungen geschehen ist, durch Betrachtung der Einzelfälle, die in den verschiedenen, vor allem den äußeren, Klassen vorkommen, und durch die Heraussiebung von bestimmten Hafentypen die Verteilungslinien mehr konzentriert. Mehrere Maxima sind stets ein Zeichen für ein Gemenge aus verschiedenartigen Typen. Durch eine derartige Siebung erhält man oft durch Zahlen allein nicht ausdrückbare qualitative Faktoren (wie z. B. Werkhäfen, Schutzhäfen, Massenguthäfen), die die Merkmale beeinflussen.

Zu den quantitativen Faktoren, die daneben auf die einzelnen Verteilungen einwirken, gehören die Hafengröße, der Anteil des Stück- und Massengutes, die Einwohnerzahl, die Zahl der Geräte usw. Daher hängen auch die aus diesen Größen abgeleiteten einzelnen Richtzahlen (Abb. 2—17) voneinander ab. Man kann deren gegenseitige Beziehungen mit Hilfe der Korrelationsrechnung, insbesondere wenn man überschlägliche Näherungsverfahren verwendet, verhältnismäßig rasch feststellen und kommt damit zu einer verfeinerten Auswertung des statistischen Materials und zu einer Verbesserung der Schlüsse, die für die Planung von Binnenhäfen daraus gezogen werden können. Das vorstehend verwendete Verfahren, bei dem man in einfacher Weise aus jeder Verteilung den häufigsten Wert herausnimmt und

diese einander zuordnet, ist verhältnismäßig roh und nur für den ersten Überschlagn geeignet.

3. Der häufigste Hafen.

In den Abb. 2—17 wurde jeweils der häufigste Richtwert besonders ermittelt, um eine Charakteristik für das betreffende Merkmal zu geben. Zum gleichen Zweck kann man u. a. das arithmetische Mittel der beobachteten Werte, das sich bei den ausgesprochen schiefen Verteilungen wesentlich von dem häufigsten Wert unterscheidet, und die mittlere Streuung benutzen.

Der häufigste Wert ist eine recht brauchbare Größe, um einen Überblick über die Bedeutung der vorstehenden Untersuchungen für den Entwurf eines Hafens zu erhalten. Es soll daher der häufigste oder wahrscheinlichste Hafen als Schema entworfen werden, also ein Hafen, dessen Größenabmessungen die ermittelten häufigsten Werte zugrunde gelegt werden.

Der häufigste Hafen ist für einen gegebenen Jahresumschlag von 600 000 t, bezogen auf 1938, in Abb. 18 dargestellt. Gewählt wurden nach der Lage des zur Verfügung stehenden Geländes, die als gegeben zu betrachten ist, drei Hafenbecken. Diese sind so bemessen, daß jeder Kai einen tatsächlichen Umschlag von 100 000 t nach der Ausnutzung der Häfen im Jahre 1938 bewältigen kann, also bei 45% Ausnutzung etwa eine Kapazität von 220 000 t besitzt. Nach Abb. 2 beträgt die Beckenbreite rd. 60 oder 90 m. Aus diesem Grunde wurden das untere und das mittlere Becken mit einer Breite von 60 m und das obere mit einer Breite von 90 m versehen. Die Fahrwassertiefe beträgt bei MW 3 m (Abb. 3) bzw. bei NW 2,35 m (Abb. 4). Da der häufigste Umschlag/Einwohner 4,8 t beträgt (Abb. 5), ergibt sich je Kai eine Einwohnerzahl von 21 000, also insgesamt bei 6 Kais eine zugehörige Hafenstadt mit rd. 125 000 Einwohnern. Jeder Kai erfordert nach Abb. 6 eine Länge von 475 m, um mit einem Einheitswert von 210 t/m belastet zu sein. Die Gesamthafenfläche ergibt sich nach Abb. 7 bei einem Verhältnis von 10 000 t/ha zu 10 ha/Kai, also insgesamt zu 60 ha. Die Wasserfläche würde nach Abb. 8 bei 45 000 t/ha rd. 2,2 ha/Kai, also insgesamt 13 ha betragen. Man bekommt für das mittlere Becken bei 475 m Länge und 60 m Breite insgesamt 14 250 m² Wasserfläche vor jedem Kai. Zieht man diese von den erforderlichen 22 000 m² ab und teilt sie durch die Breite der Zufahrtsstraße von 60 m, so erhält man längs dieser insgesamt noch eine erforderliche Länge von 130 m, die für den betreffenden Kai zusätzlich erforderlich ist. Da die Häfen unter 45° in den Zufahrtskanal einmünden, muß der letztere Wert durch $\sqrt{2}$ dividiert werden, um die halbe Entfernung der Beckenachsen zu erhalten, die dann 92 m beträgt. Um die Landfläche von 10 ha unterzubringen, steht somit nach Abzug von 30 m Wasserstreifen im Hafenbecken eine halbe Kaizungenbreite von $92 - 30 = 62$ m zur Verfügung. Diese liefert insgesamt 30 000 m² Landfläche. Es verbleiben somit 70 000 m², die hinter den Hafenbecken für Verkehrsstreifen, Bahnhöfe usw. gebraucht werden. Würde man diese unmittelbar vor Kopf des Hafenbeckens und der Kaizunge unterbringen, so müßte das Gelände durchschnittlich $70 000 : 92 = 760$ m tief sein. Das erscheint im vorliegenden Fall zu reichlich. Es wurde deshalb das Verhältnis der Landfläche zur Wasserfläche nach Abb. 9 zu Hilfe genommen. Hiernach beträgt bei einer Wasserfläche von 22 000 m² die erforderliche

Landfläche nur 44 000 m² und nach Abzug der auf der Kaizunge bereits vorhandenen Fläche noch 14 000 m², die bei 92 m Breite eine Tiefe von rd. 150 m vor Kopf der Becken ergeben.

Bei dem oberen Becken von 90 m Breite beträgt je Kai die Wasserfläche $475 \cdot 45 = 21\,400\text{ m}^2$, wozu noch auf dem Zufahrtskanal ein Betrag von $(65 + 45) \cdot 60 \cdot \frac{1}{2}$ für den unteren und von $65 \cdot 60 \cdot \frac{1}{2}$ für den oberen Kai, im Mittel von 8200 m² je Kai hinzukommt, wenn die mittlere Kaibreite mit 65 m angesetzt wird. Man erhält dann insgesamt rd. 30 000 m² Wasserfläche und benötigt nach Abb. 9 mindestens das Doppelte, also 60 000 m² Landfläche, während nach Abb. 7 sogar 100 000 m² erforderlich wären. Wählt man eine Tiefe der vor Kopf gelegenen Fläche von 200 m, so ergibt sich insgesamt eine Landfläche von $65 \cdot 475 + 110 \cdot 200 = 31\,000 + 22\,000 =$

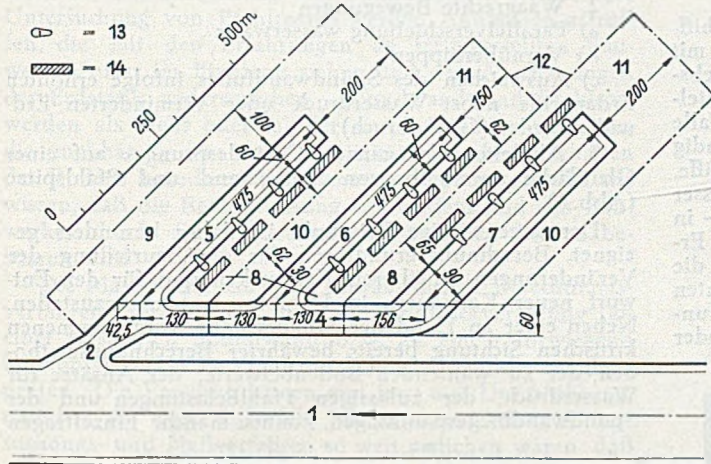


Abb. 18. Schematische Darstellung des häufigsten Hafens für Binnenschiffe.

- (1) Fluß,
- (2) Hafeneinfahrt,
- (3) Landzunge zwischen Fluß und Hafen mit Deich und geböschtem Ufer (wird nicht zum Umschlag benutzt),
- (4) Hafenskanal mit Liegeplätzen längs der Landzunge (3) für wartende Schiffe,
- (5) Hafenbecken 1 für 200 000 t Umschlag,
- (6) „ 2 „ 200 000 t „
- (7) „ 3 „ 200 000 t „
- (8) Stückgutumschlag mit Schuppen,
- (9) Massengutumschlag oder Industrie,
- (10) Massengutumschlag,
- (11) Flächen für Straßen und Bahnanlagen.
- (12) Hafengrenzen,
- (13) Hafenkran,
- (14) Schuppen.

53 000 m². Dazu kommen noch die Verkehrswege, so daß der vorgesehene Rahmen etwa innegehalten wird.

Bei dem unteren Becken wurde eine Breite von 60 m gewählt. Der obere Kai hat wieder die Breite von 62 m. Der untere ist für die Ansiedlung von wassergebundener Industrie vorgesehen und erhält 100 m Breite. Das vor Kopf des Beckens gelegene Gelände ist 200 m tief. Mit diesen Annahmen erhält man eine Landfläche von rund 130 000 m² und eine Wasserfläche von rd. 40 000 m², also ein Verhältnis von etwa 3,2 : 1.

Nach Abb. 10 erhält man 25 t Umschlag je m² Schuppenfläche, also insgesamt je Kai rd. 4000 m² Schuppenfläche. Da nach Abb. 15 die mittlere Schuppenbreite 7 m beträgt und nach den vorangegangenen Ausführungen etwa damit gerechnet werden muß, daß $\frac{1}{3}$ der Kailänge mit Schuppen gesetzt sein muß, erhält man unter Beachtung der zwischen den Schuppen befindlichen Zwischenräume von 40 m insgesamt $475/3 + 40 = 200\text{ m}$ Kailänge, die mit Schuppen besetzt sind, oder insgesamt 160 m reine Schuppenlänge, was etwa zwei Schuppen zu 80 · 20 m entspricht. Man käme damit auf rd. 3200 m² Schuppen-

fläche. Will man genau das Maß von 4000 m² erreichen, so müßte die Schuppenbreite 25 m betragen. Man sieht, daß in diesem Fall die Angaben der Abb. 10 und 15 gut miteinander übereinstimmen. Da die Schuppen voraussichtlich auf eine Seite des Hafenbeckens zusammengelegt werden, sind sie in Abb. 18 für zwei Kaistrecken gemeinsam auf einem Ufer eingetragene worden.

Nach Abb. 11 wird der Hafen mit 175 t Belastung/Schiff insgesamt 570 Schiffe/Kai als Jahresverkehr oder etwa 2 Schiffe je Tag zu erwarten haben. Bei sechs Liegeplätzen zu rd. 80 m Länge entspricht das einem durchschnittlichen Aufenthalt am Kai von 3 Arbeitstagen. Nach anderen Ermittlungen beträgt die durchschnittliche Liegezeit eines Kahns im Hafen (nicht ausschließlich am Kai) 5,8 Tage. Die mittlere Kaibreite nach Abb. 13 beträgt 65 m und stimmt gut mit dem zuvor errechneten Wert von 62 m nach Abb. 8 überein. Daß die Beckenbreite mit $2 \cdot 39 = 78\text{ m}$ als Mittelwert der gewählten Beckenbreiten von 60 und 90 m sich in den Gesamtrahmen einpaßt, wurde bereits zuvor erwähnt.

Die Bemessung der Umschlaggeräte führt zu folgenden Ergebnissen. Nach Abb. 16 sind mit 37 500 t Umschlag/Gerät 2,7 Geräte/Kai zu erwarten und nach Abb. 17 mit 170 m Abstand 2,8 Geräte. Es wurden vier Geräte gewählt, und zwar für jeden Schuppen eins.

Man sieht aus Abb. 18, daß es möglich ist, nach den häufigsten Werten der einzelnen Merkmale einen Durchschnittshafen zu konstruieren. Selbstverständlich hat ein derartiger Hafen nur eine schematische Bedeutung, da seine Aufteilung je nach dem vorhandenen Gelände und dessen Lage zur Wasserstraße und zum Eisenbahnschluß in jedem einzelnen Fall anders aussehen wird.

4. Zusammenfassung.

Man kann durch eine statistische Analyse der in der Wirklichkeit vorhandenen Betriebe zur Planung eines Hafens gelangen, wie er am ehesten nach den bisherigen Erfahrungen zu erwarten ist. Dieser Hafen weist entsprechend seiner Definition keine andere Charakteristik auf, als daß er eben der wahrscheinlichste Fall ist. Sobald aber ein zu entwerfender Hafen bestimmte Sonderaufgaben erhält und sich dadurch von einem gewöhnlichen Hafen mit Mischgut der üblichen Art und Menge unterscheidet, gelten die vorstehenden Richtlinien nicht mehr. Man muß dann auf die Eigentümlichkeiten des betreffenden Umschlaggutes näher eingehen und unter Ausnutzung der gewonnenen statistischen Werte eine Einzelberechnung des Kaiumschlages vornehmen [14].

Trotzdem dürften die vorstehenden Ausführungen gezeigt haben, daß es schon mit diesem verhältnismäßig überschläglichen Verfahren und des infolge der zeitbedingten, bei der Beschaffung der Unterlagen auftretenden Schwierigkeiten nicht ganz zufriedenstellenden statistischen Materials möglich ist, Aussagen über die Bemessung eines Hafens zu machen, die über die bisherigen unbestimmten Angaben in den Handbüchern hinausgehen und es auch erlauben, in einem bestimmten Fall den Plan eines Hafens zu entwerfen.

Literatur.

1. Ostendorf: Grundlagen für den Bau von Industrie- und Werfthäfen an Binnenwasserstraßen. Jb. H.T.G. 15 (1936) S. 42.
2. Bringolf: Der Bau von Binnenschiffahrtshäfen. Rheinquellen 37 (1942) S. 56.
3. Nordsieck: Binnenschiffahrt und Binnenhäfen als Faktoren der deutschen Verkehrs- und Gemeindepolitik. Die Häfen im Deutschen Reich, Berlin 1941, S. 29.
4. Hoffbauer: Binnenhafengewirtschaft und Vierjahresplan. Die Häfen im Deutschen Reich, Berlin 1941, S. 37.
5. Hoffbauer: Öffentliche Häfen im Städteplan. Zeitschrift Großdeutscher Verkehr 38 (1944) S. 13.

6. Seifert: Wasserbau. A. o.: Flußhäfen. Hütte III, Berlin 1936, S. 517.
7. Agatz: Seeverkehrswasserbau I B 7: Leistungsfähigkeit der Kaistrecke. II C: Massenguthäfen in Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, Berlin 1943, S. 1045 und 1072.
8. Statistik des Deutschen Reiches, Band 538: Die Binnenschiffahrt im Jahre 1938, Berlin 1939 (ähnlich für die übrigen Jahre der Vorkriegszeit).
9. Güterverkehr der wichtigeren deutschen Binnenhäfen im Jahre 1938. Z. für Binnenschiffahrt 71 (1939) S. 84.
10. Ostmann: Die Häfen im Deutschen Reich 1941, Berlin 1941.
11. Tillmann-Adressen-Agatz: Die Entwicklung der Umschlagseinrichtungen in den bremischen Häfen. Va: Flächenbedarf des Verkehrs. Jb. H.T.G. 9 (1926) S. 131.
12. Wehrspan: Kohlenverladung am Rhein-Herne-Kanal. Jb. H.T.G. 10 (1927) S. 58.
13. Bolle: Hafenanlagen für Stückgutumschlag. I B 3: Die Bemessung der Landflächen. Berlin 1941, S. 20.
14. Schultze: Verkehrsberechnung und Umschlagsleistung in Binnenhäfen. Strom und See 43 (1948) S. 75.
15. Ringleb: Mathematische Methoden der Biologie. Leipzig und Berlin 1937.
16. Hugerhoff: Ausgleichsrechnung, Kollektivmaßlehre und Korrelationsrechnung. Berlin 1940, S. 45.

Modellversuche über Biegebeanspruchung von Pfählen und Spundwänden.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Loos, Karlsruhe, und Dr.-Ing. H. Breth, Hamburg.

Zu vorliegender Arbeit gibt die Behörde Strom- und Hafenbau, Hamburg, folgende Einführung:

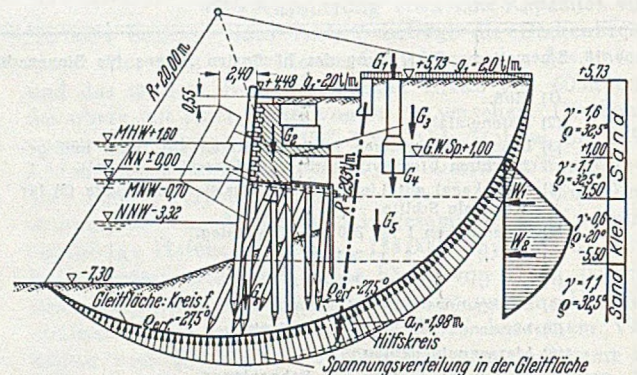
Im Hamburger Hafen sind von rd. 40 km Seeschiffkaimauern 15 % und von rd. 34 km Kaimauern mit Binnenschiffstiefe 11 % infolge von Kriegsschäden betriebsunfähig geworden. Dabei sind zu unterscheiden unmittelbare Schäden durch Bombenvolltreffer, die in jedem Falle einen Neubau der zerstörten Kaistrecke notwendig machen, und mittelbare Einwirkungen der Luftangriffe, bei denen die Detonationen im Hafenbecken unter Wasser oder an Land — dabei zum Teil unter Grundwasser — in der Nähe des Bauwerks stattgefunden haben. Diese Erschütterungen genügten aber, um ganze Kaistrecken, die sich gemäß der üblichen Bauweise in früheren Jahrzehnten oder infolge nachträglich vorgenommener Hafenvertiefungen erdstatisch dem „Grenzzustand“ näherten, mehr oder weniger in Gefahr zu bringen.



Abb. 1. Kai-Rutschung.

1. Setzung in lotrechter Richtung
2. Waagrechte Bewegungen
 - a) Parallelverschiebung wasserwärts
 - b) Vornüberkippen
 - c) Ausweichen des Spundwandfußes infolge erhöhten Erdangriffs nebst Wasserdruck oder verminderten Erdwiderstandes (Grundbruch)
3. Abgleiten des ganzen Geländesprunges auf einer Gleitfläche unterhalb von Spundwand und Pfahlspitze (Abb. 1).

Der gegenwärtige Zeitpunkt ist daher besonders geeignet, Berechnungsgrundlagen für die Beurteilung der Veränderungen an älteren Kaistrecken und für den Entwurf neuer Kaimauern in Hamburg zusammenzustellen. Neben einer an Hand der Schadensfälle vorgenommenen kritischen Sichtung bereits bewährter Berechnungsmethoden, der zu wählenden Bodenbeiwerte, der Ansätze für Wasserdruck, der zulässigen Pfahlbelastungen und der Spundwandbiegungsbeanspruchungen, können manche Einzelfragen



Die Wiederaufbauarbeiten im Hafen begannen im Einvernehmen mit und zunächst auf Befehl der Besatzungsmacht bereits im Frühsommer 1945. Es stand von vornherein fest, daß die Wiederherstellung der Kaimauern, abgesehen von kleinen örtlichen Flickarbeiten, technische Probleme größeren Umfangs aufwarf, die nicht in kurzer Zeit generell geklärt werden konnten, sondern die über Fragen der Wirtschaftlichkeit und der zu wählenden Baustoffe hinaus Untersuchungen, vor allem bodenkundlicher Art, notwendig machten. Insbesondere war es an der Zeit, die im Hafen Hamburg vorliegenden Baugrundverhältnisse nach den neueren Erkenntnissen der Bodenmechanik einheitlich für den Kaimauerbau auszuwerten. Dieses inzwischen zu einem vorläufigen Abschluß gekommene Forschungsgebiet — wenigstens was die sogenannte Grenzwerttheorie des Erddrucks betrifft, die mit den Namen Culmann und Krey verbunden ist — findet bei Ufermauern in den 3 großen Sparten

- A. Ansatz von Erdangriff und Erdwiderstand,
 - B. Ermittlung der Pfahlbeanspruchung lotrecht und waagrecht,
 - C. Sicherung des Geländesprunges im ganzen,
- seine wichtigsten Aufgaben vereinigt. Charakteristischweise lassen sich auch die beobachteten Kaimauerschäden auf drei Hauptursachen entsprechend obiger Einteilung zurückführen:

an Hand von Modellversuchen besser beurteilt werden als durch Rechnung allein. Es war daher zu begrüßen, daß sich bald nach dem Kriege die Gelegenheit bot, in Zusammenarbeit mit dem Erdbauinstitut von Prof. Dr.-Ing. W. Loos (dem seinerzeitigen Leiter der Degebo, Berlin-Charlottenburg) manche der aufgeworfenen Fragen sowohl in statisch-rechnerischer Hinsicht als auch durch Modellversuche der Lösung näherzubringen.

Ein umfassender Bericht über den Wiederaufbau des Hamburger Hafens soll in absehbarer Zeit weiteren Kreisen zugänglich gemacht werden. Es erscheint daher unzumutbar, die Wiederherstellung der Kaimauern vorwegzunehmen. Die nachfolgend beschriebenen Modellversuche, wie sie sich aus Überlegungen über den Einspannungsgrad der Spundwände — als Sonderproblem zu Punkt B — ergeben haben, behandeln jedoch ein Teilgebiet, für welches allgemeines Interesse vorausgesetzt werden darf. Strom- und Hafenbau als die für den Wiederaufbau des Hafens verantwortliche Behörde möchte daher dem Erdbauinstitut Prof. Dr.-Ing. Loos und seinem Mitarbeiter, Dr.-Ing. Breth, die Gelegenheit geben, einen auszugswweisen Versuchsbericht und die wissenschaftliche Auswertung zu veröffentlichen.

Die Arbeit scheint trotz ihrer sehr speziellen Fragestellung die Erkenntnis zu fördern, daß mit dem sogenannten „Grenzwertverfahren“ in der Erddrucktheorie

ein zwar zur Zeit praktisch brauchbarer Rechenansatz gegeben ist, der aber mehrfach in Widerspruch zu den neuen Anschauungen über Druckverteilung im Boden vor einer elastisch verformbaren Wand steht. Wenn auch der Einführung einer sogenannten Widerstandsziffer in der Praxis der Kaimauberechnung erhebliche Schwierigkeiten entgegenstehen, so ist doch die durch Modellversuche erhärtete theoretische Ableitung der Erdwiderstandsgrößen und des elastischen Verhaltens der Pfähle und Spundwände für ihren richtigen Ansatz auch beim Grenzwertverfahren von großem Nutzen.

1. Aufgabenstellung.

Die Ermittlung der Standfestigkeit und Beanspruchung von Pfählen und Spundwänden bildet einen Hauptteil der erdstatischen Untersuchung von Uferwänden, Leitwerken, Kaimauern und Baugrubenumschließungen. Sowohl bei der Berechnung von Spundwänden wie bei der Untersuchung von Pfahlrosten werden Annahmen getroffen, die mit den Erfahrungen an fertiggestellten Bauwerken nicht im Einklang stehen und den Anschauungen der Erdstatik widersprechen. Spundwand und Pfahlrost werden als mehr oder minder starre Gebilde angesehen, die unabhängig von ihrer Elastizität und dem Verhalten des Bodens berechnet und bemessen werden, obwohl wir wissen, daß die Beanspruchung des Bodens und des Bauwerkes durch die Wechselwirkung zwischen beiden bestimmt wird.

Die Mängel der zur Zeit gebräuchlichen Berechnungsverfahren veranlaßten uns, die Erddruckverteilung an einer elastischen Spundwand bzw. an einem vorwiegend horizontal belasteten Pfahl durch Modellversuche zu überprüfen. Die Versuche kamen erst jetzt zur Durchführung, nachdem die von uns seit Jahren entwickelten Untersuchungs- und Meßverfahren so weit gediehen waren, daß eine Lösung dieser Fragen Aussicht auf Erfolg hatte.

Bei der Anordnung und Durchführung der Versuche hielten wir es für richtig, die Untersuchungen an einem statisch einfachen Modell vorzunehmen, um unwesentliche

rohr konnten die Verhältnisse an einem freistehenden und oben festgehaltenen Pfahl bei horizontalem Zug studiert und die Ergebnisse auf die Spundwand übertragen werden. Wegen der Schwierigkeiten bei der Anbringung der Meßsaiten und einer gleichmäßigen Lastübertragung sind die Versuche an einem Spundwandmodell vorerst noch nicht durchgeführt worden.

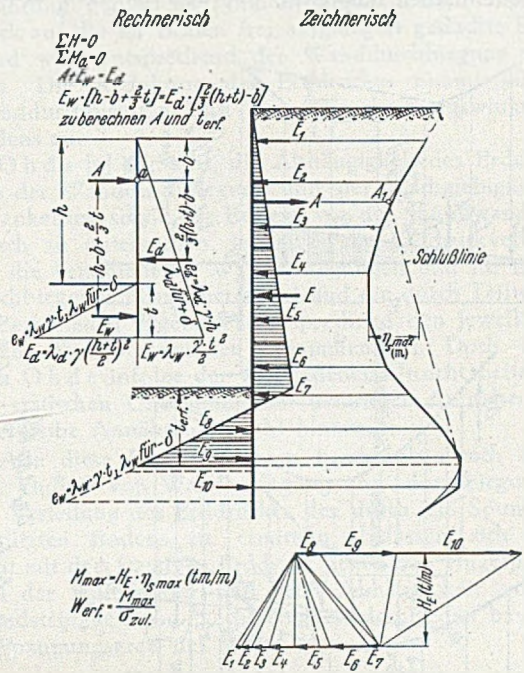


Abb. 3. Grenzwert-Verfahren. Verankerte Wand, im Boden frei aufgelagert, nicht eingespannt.

Mit diesen Untersuchungen stehen wir am Anfang einer Entwicklung, die uns vom Bruchzustand des Bodens als Berechnungsgrundlage hinüberführt zu Berechnungsverfahren, die mit den Formänderungen der Wand und des Bodens arbeiten. Weitere Untersuchungen sind erforderlich, um Anhaltspunkte über die Beziehung zwischen Wanddurchbiegung und Bodendruck bei Großausführungen und im gewachsenen Boden zu finden, damit die bisherigen Ergebnisse und die aus ihnen abgeleiteten Berechnungsverfahren für die Praxis anwendbar werden. Darüber hinaus wird man mit Diagrammen und Tafeln bemüht sein, die zur Zeit noch langwierige und unübersichtliche Berechnung abzukürzen und zu vereinfachen.

Zur Erreichung dieses Zieles soll dieser Bericht als Einführung und Diskussionsgrundlage dienen, wobei auf die aktive Mitarbeit aller Fachkollegen, besonders der Praxis, großer Wert gelegt wird.

2. Das Grenzwertverfahren.

Horizontal belastete Pfähle und Spundwände verdanken ihre Standfestigkeit und Einspannung dem passiven Erddruck des Bodens. Seine Größe und Verteilung hängen von der Belastung, Rammtiefe und Biegsamkeit der Wand, sowie vom Boden selbst ab und lassen sich wegen dieser Wechselwirkung nicht eindeutig angeben.

Da der Einfluß der Wandbewegungen bzw. Wandverformungen auf Größe und Verteilung des passiven Erddruckes nur schwer abschätzbar ist, wird er nach der klassischen Erddrucktheorie von Coulomb für den Grenzzustand des Bodens angegeben. Der Grenzzustand ist erreicht, wenn die Scherfestigkeit des Bodens überwunden wird und dieser unter Bildung von Gleitflächen ausweicht.

Der Druck des Bodens gegen eine feste und starre Wand wird als Ruhedruck bezeichnet. Gibt die Wand nach, so dehnt sich der Boden aus, der Druck auf die Wand nimmt ab und strebt bei zunehmender Wandbewe-

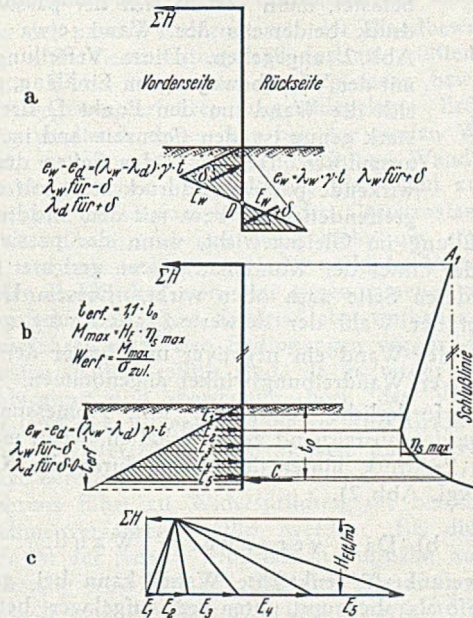


Abb. 2. Grenzwert-Verfahren. Freistehende unverankerte Wand, im Boden frei aufgelagert, nicht eingespannt.

- a) Verteilung des Erddruckes und Erdwiderstandes im Grenzzustand;
- b) vereinfachte Belastungsannahme;
- c) Momentenlinie.

und unerfaßbare Einflüsse ausschalten und die wesentlichen Faktoren besser überschauen zu können. Als Pfahlmodell wählten wir ein nahtlos gezogenes Stahlrohr, in das die Meßgeräte eingebaut werden konnten und mit dem die Auswertung der Ergebnisse bei dem überaus empfindlichen Meßverfahren möglich war. An diesem Stahl-

gung einem unteren Grenzwert zu. Infolge des geringen Ausdehnungsvermögens des Bodens genügen für das Hervorrufen des aktiven Erddruckes Wandbewegungen von nur wenigen Millimetern.

Der Druck des Bodens gegen die Wand wächst über den Ruhedruck hinaus, wenn die Wand gegen das Erdreich drückt und erreicht, sobald der Boden nachgibt und über Gleitflächen ausweicht, mit dem passiven Erddruck

gegebenen Werte. Ihre Größe und Verteilung wird durch die Wandbewegung und Wandverformung bestimmt und ist nach den zu erwartenden oder möglichen Bewegungen abzuschätzen.

a) Die unverankerte, freistehende Wand.

Die Standsicherheit der freistehenden, unverankerten Wand beruht auf der „Einspannung“ im Boden.

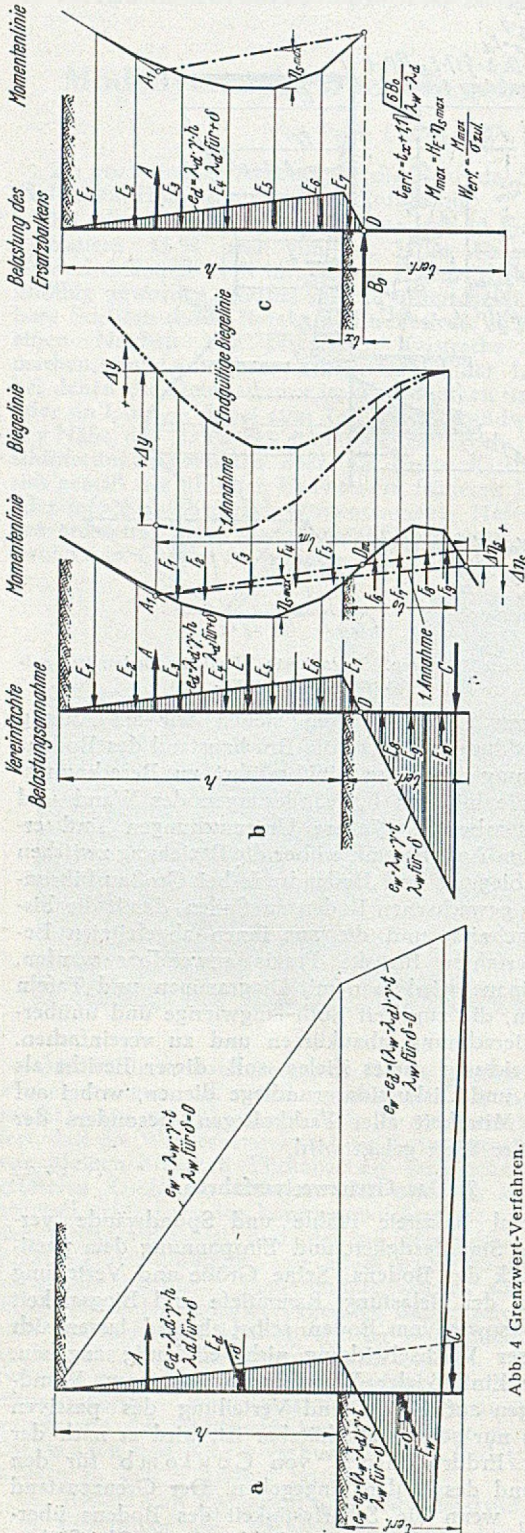


Abb. 4 Grenzwert-Verfahren.
Verankerte Wand, im Boden eingespannt.

- a) Verteilung des Erddruckes und Erdwiderstandes im Grenzzustand;
- b) Biegelinienvorgehen;
- c) Ersatzbalkenverfahren.

seinen oberen Grenzwert. Für den passiven Erddruck sind weitaus größere Wandbewegungen als für die Auslösung des aktiven Erddruckes erforderlich.

Der aktive und passive Erddruck sind also keine mit der Wandhöhe, Rammtiefe und dem Boden eindeutig ge-

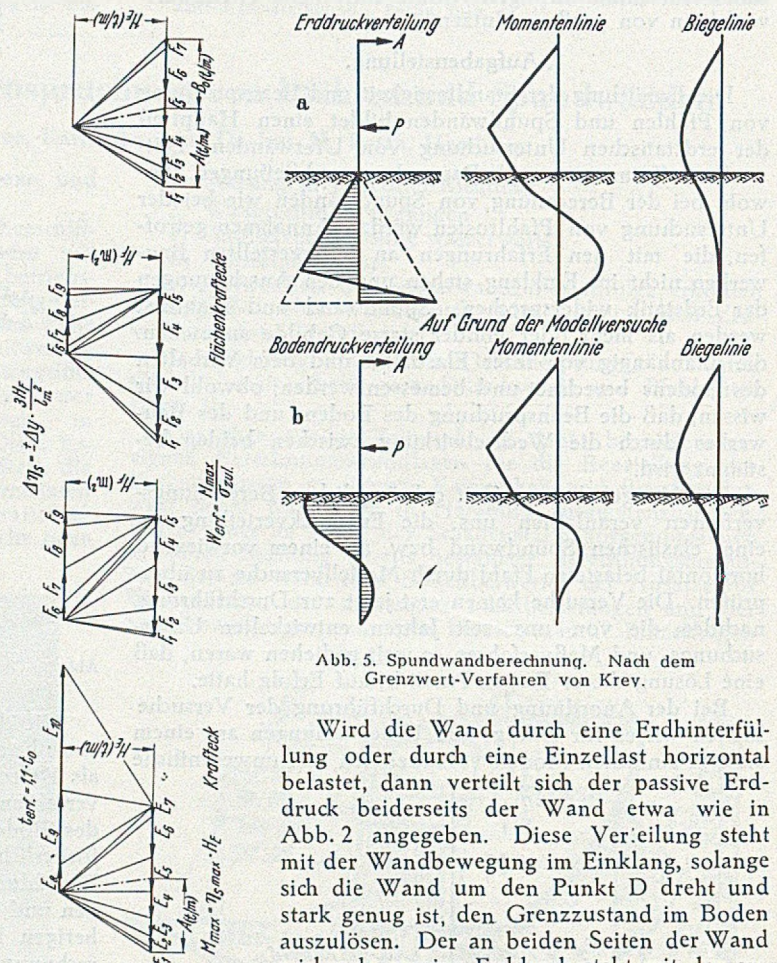


Abb. 5. Spundwandberechnung. Nach dem Grenzwert-Verfahren von Krey.

Wird die Wand durch eine Erdhinterfüllung oder durch eine Einzellast horizontal belastet, dann verteilt sich der passive Erddruck beiderseits der Wand etwa wie in Abb. 2 angegeben. Diese Verteilung steht mit der Wandbewegung im Einklang, solange sich die Wand um den Punkt D dreht und stark genug ist, den Grenzzustand im Boden auszulösen. Der an beiden Seiten der Wand wirkende passive Erddruck steht mit der angreifenden Kraft bzw. mit dem Erddruck der

Hinterfüllung im Gleichgewicht, wenn der passive Erddruck, der hinter der Wand nach unten gerichtet ist, auf der vorderen Seite nach oben wirkt. Diesem Umstand wird bei der Wahl der Beiwerte λ_w Rechnung getragen und vor der Wand ein negativer und hinter der Wand ein positiver Wandreibungswinkel angenommen.

Die erforderliche Rammtiefe und Abmessung der Wand werden ausreichend genau erhalten, wenn man den passiven Erddruck hinter der Wand durch die Kraft C ersetzt (vgl. Abb. 2).

b) Die verankerte Wand.

Die verankerte senkrechte Wand kann bei geringer Rammtiefe als oben und unten frei aufgelagert betrachtet werden. Ihre Biegelinie hat unter Gelände keinen Wendepunkt. Im unnachgiebigen Boden und mit zunehmender Einbindetiefe geht die untere freie Auflagerung in eine Einspannung über. Die Einspannung ist durch einen Wendepunkt der Wandbiegeline gekennzeichnet. Bei teilweiser Einspannung im Boden findet noch eine Bewegung des Wandfußes statt, während diese bei vollkommener Einspannung nicht mehr möglich ist.

Die frei aufgelagerte Wand ist statisch bestimmt. Ankerkraft und Rammtiefe ergeben sich aus der Gleichgewichtsbedingung $\sum H = 0$ und aus der Momenten-

gleichung um den Angriffspunkt der Ankerkraft (vgl. Abb. 3).

Sobald die Wand im Boden eingespannt ist, wird für ihre Bemessung die in Abb. 4 angegebene Verteilung des passiven Erddruckes zugrunde gelegt. Der passive Erddruck ist in Fußnähe am größten und wird dort bei vereinfachter Belastungsannahme durch die Kraft C ersetzt [1]. Die erforderliche Rammtiefe und Wandstärke ändern sich durch diese Vereinfachung nur unwesentlich. Gleichzeitig wird bei dem sog. Biegelinienverfahren vorausgesetzt, daß die Verankerung unnachgiebig ist und der Spundwandfuß sich nicht bewegt und keine Verdrehung erfährt (vgl. Abb. 4b).

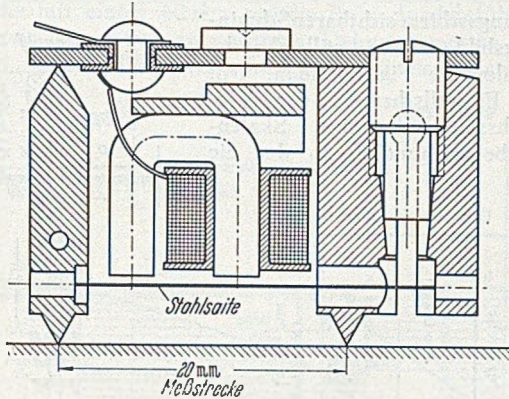


Abb. 6. Dehnungsmesser MDS 15 der Firma Maihak A.-G., Hamburg.

Für überschlägliche Be- und Nachrechnungen genügt mitunter das Ersatzbalkenverfahren von Blum [2]. Es setzt voraus, daß das obere Feldmoment größer als das Spannungsmoment im Boden ist und daß der Momentennullpunkt D_m mit dem der Belastungslinie B zusammenfällt (Abb. 4c). In diesem Falle verhält sich die Spundwand zwischen dem Ankerangriffspunkt und dem Belastungsnulldpunkt B wie ein Balken auf zwei Stützen.

Da der passive Erddruck mit der Wandbewegung zunimmt, muß dieser naturgemäß dort am größten sein, wo sich die Wand am meisten verbiegt oder bewegt. Die dem Grenzwertverfahren zugrundegelegte Erddruckverteilung wird sich daher nur bei der steifen Wand einstellen, weil dort passiver Erddruck und Wandbewegung in Einklang stehen. Sobald aber die Wand zu tief gerammt oder zu schwach ist, um den Grenzstand im Boden auszulösen, und sich nicht mehr um einen Punkt dreht, sondern verbiegt, wird die wirkliche Verteilung des passiven Erddruckes von der angenommenen abweichen. Das auf der klassischen Erddrucklehre aufbauende Grenzwertverfahren setzt also Bedingungen voraus, die in den seltensten Fällen erfüllt sind, da es weder die Wanddurchbiegung und -bewegung, noch den Verformungswiderstand des Bodens und deren Rückwirkung auf die Größe und Verteilung des aktiven und passiven Erddruckes berücksichtigt. Die Inkonsequenz des Grenzwertverfahrens führt zu Widersprüchen, die besonders beim Biegelinienverfahren deutlich werden. Bei diesem Verfahren ist der passive Erddruck in Fußnähe am größten. Gleichzeitig wird verlangt, daß der Wandfuß sich weder verdrehen noch bewegen soll. Der passive Erddruck kann aber infolge der Wandbewegungen nicht mehr, wie in Abb. 5a angegeben, linear mit der Tiefe zunehmen, sondern muß nach Durchlaufen eines Höchstwertes im unteren Wandteil wieder abnehmen und bei vollkommener Einspannung am Wandfuß zu Null werden (vgl. Abb. 5b). Trotz dieser Einschränkungen hat sich das Grenzwertverfahren wegen seiner übersichtlichen und einfachen Handhabung in der Praxis behauptet. Für tiefgerammte Spundwände und horizontalbelastete Pfähle (Dalben, Pfahlroste) ist daher der Grenzstand nur für deren Standfestigkeit,

nicht aber für ihre Bemessung, maßgebend. Diesem Umstand wird durch die Wahl niedriger zulässiger Spannungen für den Wandstoff Rechnung getragen.

Vorschläge für die Verbesserung der Berechnungsverfahren wurden wiederholt gemacht. Wir verweisen in diesem Zusammenhang auf die dänischen Bestimmungen [3] für die Berechnung und Ausführung von Wasserbauten, die den Einfluß der Wanddurchbiegung durch aus Erfahrung gefundene Formeln berücksichtigt. Der Erddruck auf die im Boden frei aufgelagert gedachte Spundwand wird entsprechend der Wanddurchbiegung verringert. Die Reduktion des Erddruckes nimmt mit der Wanddurchbiegung und dem Wandreibungswinkel des Bodens zu.

O h d e [4] versucht, die Abhängigkeit des Erddruckes von der Wanddurchbiegung und der Nachgiebigkeit der Verankerung sowie des Bodens vor der Spundwand theoretisch zu untersuchen, indem er die Erddruckverteilung für die verschiedenen Wandbewegungen und für die sich durchbiegende Wand berechnet und die durch Teilwirkungen erhaltenen Ergebnisse entsprechend den jeweils möglichen Wandbewegungen zusammensetzt. Doch kommt auch O h d e infolge der vorhandenen Unsicherheiten und der statischen Unbestimmtheit derartiger Aufgaben über eine grobe Annäherung nicht hinaus.

Alle diese Untersuchungen beschränken sich darauf, den Einfluß von Wandbewegung und -durchbiegung auf die Verteilung des Erddruckes des durch die Spundwand gestützten Bodens zu ermitteln, befassen sich jedoch nicht mit dem passiven Erddruck gegen den eingespannten Teil der Spundwand und seine Abhängigkeit von der Wandsteifigkeit und Nachgiebigkeit des Bodens bzw. vom Einspannungsgrad der Wand.

3. Modellversuche.

Die Unzulänglichkeit der gebräuchlichen Verfahren und Annahmen für die Berechnung eingespannter Spundwände gab wiederholt Veranlassung zu Messungen und Modellversuchen zur Klärung des Einflusses der Wandbewegung und des Bodenzustandes auf die Größe und Verteilung des passiven Erddruckes. Wir verweisen in diesem Zusammenhang auf die Arbeiten von S t r o y e r [5] und R i f a a t [6]. Während S t r o y e r lediglich den Einfluß der Wanddurchbiegung auf die Erddruckverteilung prüfte, nahm R i f a a t unmittelbare Druckmessungen an einer freistehenden horizontalbelasteten Spundwand vor.

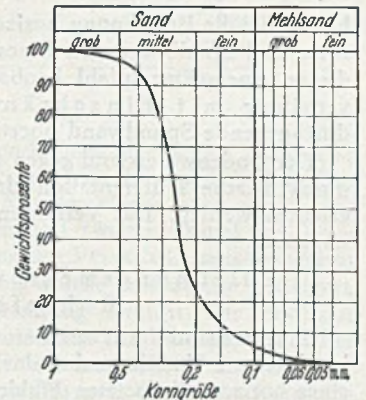


Abb. 7. Pfahl-Versuche. Kornverteilung des Versuchssandes.

a) Der Spundwandversuch von Rifaat.

Rifaat hat eine Modellspundwand 80 cm (T) tief in den Boden eingebaut. Die Meßergebnisse gelten für die freistehende biegeungssteife Wand. Es erfolgte eine Wanddrehung um einen etwa 60 cm (rd. $0,75 T$) unter der Oberfläche liegenden Punkt. Die Widerstandsziffer ($W = -\frac{\sigma}{y}$) nahm im Verhältnis $W = 0,04$ bis $0,06 T$ linear mit der Tiefe zu und wächst bei wiederholter Be- und Entlastung. Das gilt nicht mehr, wenn die Wand sich verbiegt und deshalb erst recht nicht für Pfähle mit großer Rammtiefe. Die Meßergebnisse der Versuche decken sich gut mit R's theoretischen Untersuchungen.

b) Die Durchbiegungsmessungen an einem Holzpfahl.

Auf der Suche nach einem Meßverfahren, das über die Verteilung des Bodenwiderstandes gegen eine biegsame Wand oder einen horizontal belasteten Pfahl Auskunft gibt, haben wir zunächst versucht, aus der Durchbiegung eines Holzpfahles auf die Bodendruckverteilung längs des Pfahlmantels zu schließen. Die Untersuchungen wurden an einem Pfahl durchgeführt, weil dessen Ver-

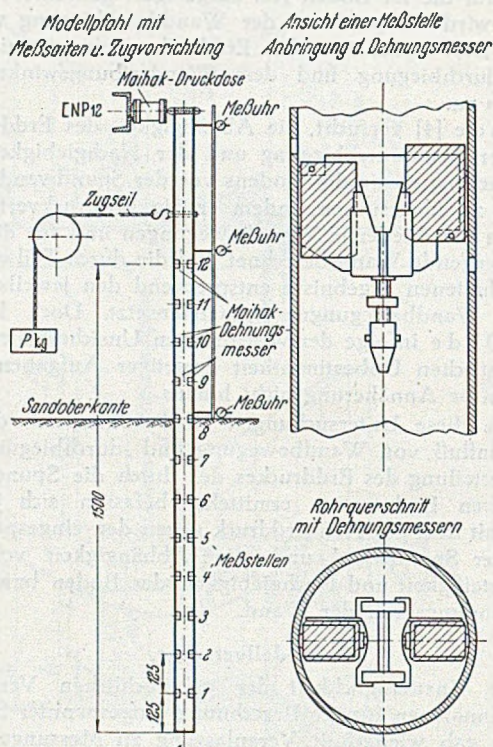


Abb. 8. Pfahl-Versuche. Modellpfahl: 2 m langes Stahlrohr 62/1 mm, Modellmaßstab ~ 1 : 5.

halten für die Berechnung horizontal beanspruchter Pfahlroste und Pfahlböcke von besonderem Interesse war und die an einem Einzelpfahl beobachtete Bodenwiderstandsverteilung mit Einschränkungen auch auf die durchgehende Spundwand übertragbar sein wird.

Der Bodenwiderstand gegen den belasteten Pfahl sollte durch 4-fache Differentiation der gemessenen Biegelinie erhalten werden. Das Verfahren erwies sich jedoch als zu ungenau.

c) Dehnungsmessungen an einem Rohrfpfahl.

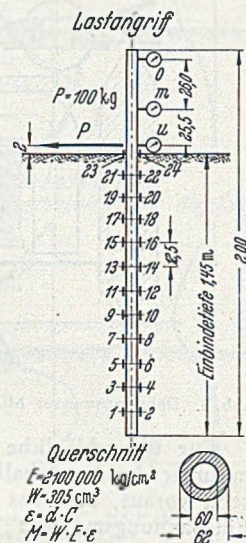
Eine wesentliche Verbesserung stellt das nachfolgend beschriebene Verfahren dar, das die Druckverteilung längs eines horizontalbelasteten Pfahles durch Dehnungsmessungen am Pfahlmantel ermittelt. Die Dehnungen wurden mit den von der Firma Maihak-Hamburg, entwickelten Meßsaiten MDS 15 gemessen, die bei ihren kleinen Abmessungen an dem Rohrmantel angebracht oder in das Rohr eingebaut wurden, so daß die Modellversuche ohne nennenswerte Störung des Bodengefüges durchgeführt werden konnten.

Der Aufbau des Meßgerätes ist in Abb. 6 zu crsehen. Das Meßgerät nutzt die Abhängigkeit der Eigenfrequenz einer transversal schwingenden Saite von ihrer mechanischen Spannung zu Dehnungsmessungen aus. Über zwei, fest an den Rohrmantel gepreßten Schneiden werden Längenänderungen des Rohrmantels innerhalb der 20 mm langen Meßstrecke auf die im Dehnungsmesser befindliche Stahlsaite übertragen und diese durch einen Magneten zu gedämpften Schwingungen angeregt. Die durch die Dehnung verursachte Spannungs- bzw. Eigenfrequenz-

änderung der Saite wird in einem Vergleichsmeßverfahren an einer zweiten, ebenfalls schwingfähig gespannten Saite gemessen. Diese Vergleichssaite befindet sich in einem Empfangsgerät, das durch Kabel mit den Meßsaiten verbunden ist. Für die Messungen werden die Schwingungen der Meß- und Vergleichssaite in elektrische Schwingungen umgewandelt und auf dem Beobachtungsschirm eines im Empfangsgerät untergebrachten Elektronenstrahlrohres als leuchtende Strichfigur sichtbar gemacht. Bei der Messung wird die Spannung bzw. Eigenfrequenz der Vergleichssaite mittels einer am Empfangsgerät angebrachten Einstellschraube der jeweiligen Spannung bzw. Eigenfrequenz der Stahlsaite des Dehnungsmessers angeglichen. Frequenzgleichheit ist vorhanden, wenn die auf dem Beobachtungsschirm sichtbaren Schwingungsbilder eine stillstehende, geschlossene Figur bilden. Mit der Einstellschraube der Vergleichssaite ist eine Skalenscheibe verbunden, an der die

Durchbiegungsmessungen.

Meßstelle	Nullmessung b_0 $P = 0$ kg	Ableseung b $P = 100$ kg	Pfahlbewegung $v = b - b_0$ in $\frac{1}{100}$ mm
	Meßuhrenableseung in $\frac{1}{100}$ mm		
o	876	1550	674
m	785	1265	480
u	786,5	1085	298,5



Dehnungsmessungen.

Meßstelle	Dehnungsmesser Nr.	Eichkonstante c	Nullmessung a_0 $P = 0$ kg	Ableseung a $P = 100$ kg	Differenz $d = a - a_0$ in Teilstrichen	Spezifische Dehnung $\epsilon = d \cdot c \cdot 10^{-4}$	Mittlere Dehnung ϵ_m	Biegemoment $M = W \cdot E \cdot \epsilon_m$ in kgm
11	24	1,86	222	227	5	9,3	18,15	1,19
	23	2,07	237	250	13	27		
10	22	1,88	243	309	66	124	156	10,0
	21	1,90	265	166	99	188		
9	20	1,75	259	415	156	273	290,5	18,4
	19	1,78	236	75	161	268		
8	18	1,59	215	438	223	355	355	22,8
	17	1,81	210	14	196	355		
7	16	1,79	239	—	—	—	344	22,0
	15	1,72	227	27	200	344		
6	14	1,69	250	425	175	295	282,5	18,2
	13	2,04	226	94	132	270		
5	11	1,30	261	393	132	172	172	11,0
	12	1,94	222	133	89	172		
4	10	1,88	255	297	42	79	74,5	4,75
	9	1,76	225	185	40	70		
3	8	1,81	237	254	17	30,8	21,4	1,375
	7	1,49	220	212	8	12,0		
2	6	1,91	250	253	3	5,75	10,375	0,67
	5	1,87	245	253	8	15,0		
1	4	1,77	224	223	1	1,77	9,535	0,612
	3	1,92	232	241	9	17,3		
0	2	1,87	232	234	2	3,74	8,47	0,54
	1	1,89	227	234	7	13,2		

Abb. 9. Pfahl-Versuche.

jeweilige Einstellung bzw. Spannung der Vergleichssaite ablesbar ist. Die Ablesung an dieser Skala ergibt, mit einem Eichfaktor multipliziert, die gemessene Längenänderung der Meßstrecke. Dem aus 500 Skalenteilen bestehenden Meßbereich entspricht eine Längenänderung der Meßstrecke von 0,02 mm. Die Meßempfindlichkeit des Empfangsgerätes beträgt 2.10^{-6} spez. Dehnung je Skalenteil. Das Verfahren kann mit Sicherheit Längenänderungen der Meßstrecke bis zu 4.10^{-5} mm angeben.

Die Untersuchungen wurden zunächst mit einem 30 mm weiten Rohr mit 1 mm Wandstärke begonnen und die Dehnungsmesser außen durch gelenkig gelagerte Stahlbügel am Rohrmantel befestigt. Zur Überprüfung der mit dem engen Rohr erhaltenen Ergebnisse wurden Parallelversuche mit einem 60 mm weiten Rohr durchgeführt, in dem zwei diametral angeordnete Dehnungsmesser Platz fanden, so daß die Untersuchungen an einem außen glat-

ten Rohr durchgeführt werden konnten. Die Präzisionsstahlrohre wurden von der Firma Mannesmann, Röhrenwerke GmbH., Düsseldorf, zur Verfügung gestellt. Die Rohre wurden nach dem Ziehen kalt gereckt, um Vorspannungen im Stahl zu beseitigen und dadurch eine möglichst gleichmäßige Elastizität des Materials zu erreichen. Diese Vorbehandlung erwies sich mit Rücksicht auf die Feinheit und Empfindlichkeit des Meßverfahrens als notwendig.

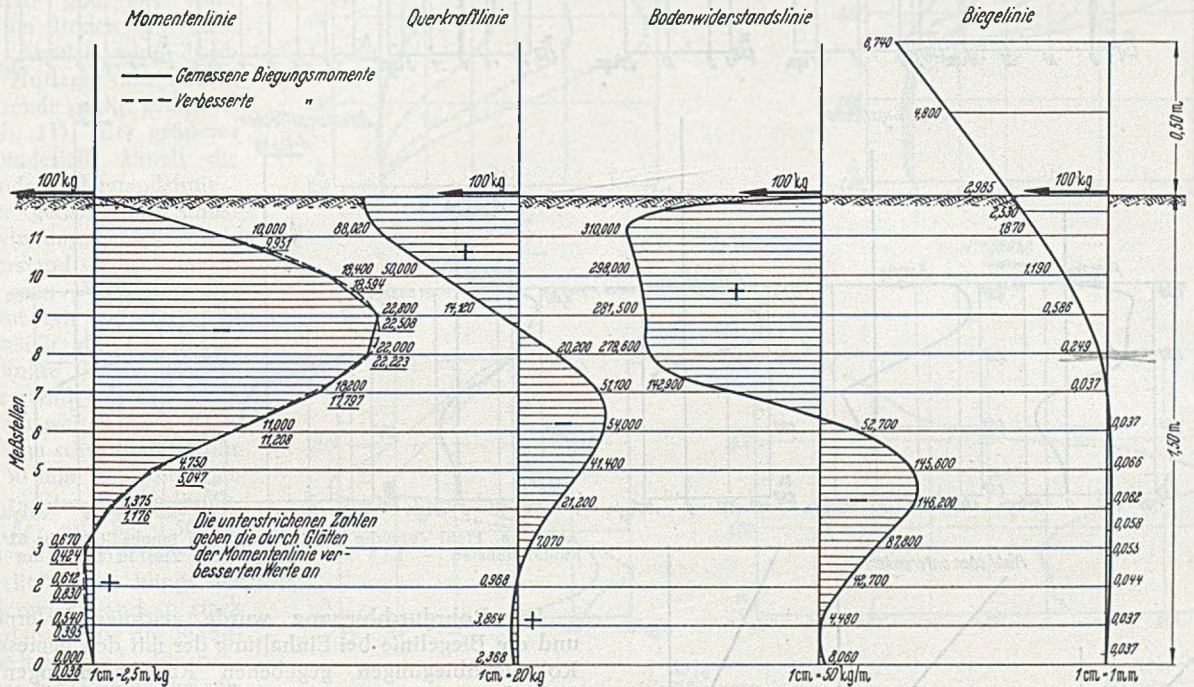


Abb. 10. Pfahl-Versuche. Ergebnisse des Versuches Nr. 26.

ten Rohr durchgeführt werden konnten. Die Präzisionsstahlrohre wurden von der Firma Mannesmann, Röhrenwerke GmbH., Düsseldorf, zur Verfügung gestellt. Die Rohre wurden nach dem Ziehen kalt gereckt, um Vorspannungen im Stahl zu beseitigen und dadurch eine möglichst gleichmäßige Elastizität des Materials zu erreichen. Diese Vorbehandlung erwies sich mit Rücksicht auf die Feinheit und Empfindlichkeit des Meßverfahrens als notwendig.

Der Einbau der Dehnungsmesser in das 60 mm weite Rohr erfolgte durch die Firma Maihak mittels einer eigens hierfür entwickelten Vorrichtung.

Die Dehnungsmesser wurden paarweise angeordnet, so daß in jeder Meßstelle des Rohres zugleich Druck- und Zugspannungen gemessen werden konnten. Der Abstand der Meßstellen betrug in der Rohrachse gemessen 12,5 cm. Als Versuchsboden wurde ein feinsandiger Mittelsand verwendet, dessen Kornverteilung in Abb. 7 zu ersehen ist.

Das Rohr wurde freistehend oder oben waagrecht aufgelagert in den Boden gestellt und die Versuche bei verschiedenen Einbindetiefen durchgeführt. Der Auflagerdruck wurde mittels einer zwischen Rohr und Widerlager befindlichen Druckdose gemessen. Die Druckdose arbeitete nach demselben Prinzip wie die Dehnungsmesser. Den Aufbau der Versuchseinrichtung für das Rohr mit oberem Widerlager zeigt Abb. 8. Der Modellpfahl wurde

recht gezogen. Anschließend wurde der Boden lagenweise abgetragen und das Rohr mit 1,50, 1,00 und 0,75 m Einbindetiefe in Höhe der Sandoberfläche bzw. am oberen Rohrende, sowie im ersten und zweiten Drittel der freien Rohrlänge in Längsrichtung des Versuchskastens waagrecht gezogen. Der Horizontalzug wurde stufenweise gesteigert, bis die zulässige Stahlspannung erreicht war und das Rohr anschließend schrittweise bis auf Null entlastet. Jeder Versuch wurde wiederholt und der Pfahl in unmittelbarer Folge nach beiden Längsrichtungen des Versuchskastens gezogen. Die entsprechenden Versuchsergebnisse wurden gemittelt. Lediglich bei einem Versuch wurde die zulässige Stahlspannung überschritten und das 30 mm weite Rohr bis zum Bruch belastet.

Der Horizontalzug wurde stufenweise gesteigert und jede Laststufe 5 Minuten, die jeweilige Höchstlast 2 Stunden lang, beibehalten, damit Rohr und Boden sich der Belastung angleichen könnten. Vor jeder Laststeigerung bzw. Lastverminderung wurden Dehnungsmessungen vorgenommen und die Rohrdurchbiegung an den Meßuhren abgelesen.

Das Ergebnis eines solchen Versuches ist in dem Versuchsprotokoll in Abb. 9 zusammengestellt. Die aus den Skalenablesungen ermittelten Dehnungen bildeten die Ausgangswerte für die Bestimmung der Biegemomente in den Meßstellen. Vor der Differentiation der versuchsmäßig ermittelten Momentenlinie wurde diese nach einem

Differenzenverfahren geglättet bzw. durch eine ganze rationale Funktion ersetzt. Die Differentiation der geglätteten Momentenlinie erfolgte numerisch. Mit der ersten

Differentiation wurde der Verlauf der Querkraft und mit der zweiten Differentiation die Ordinaten der zugehörigen Belastungsfunktion gefunden.

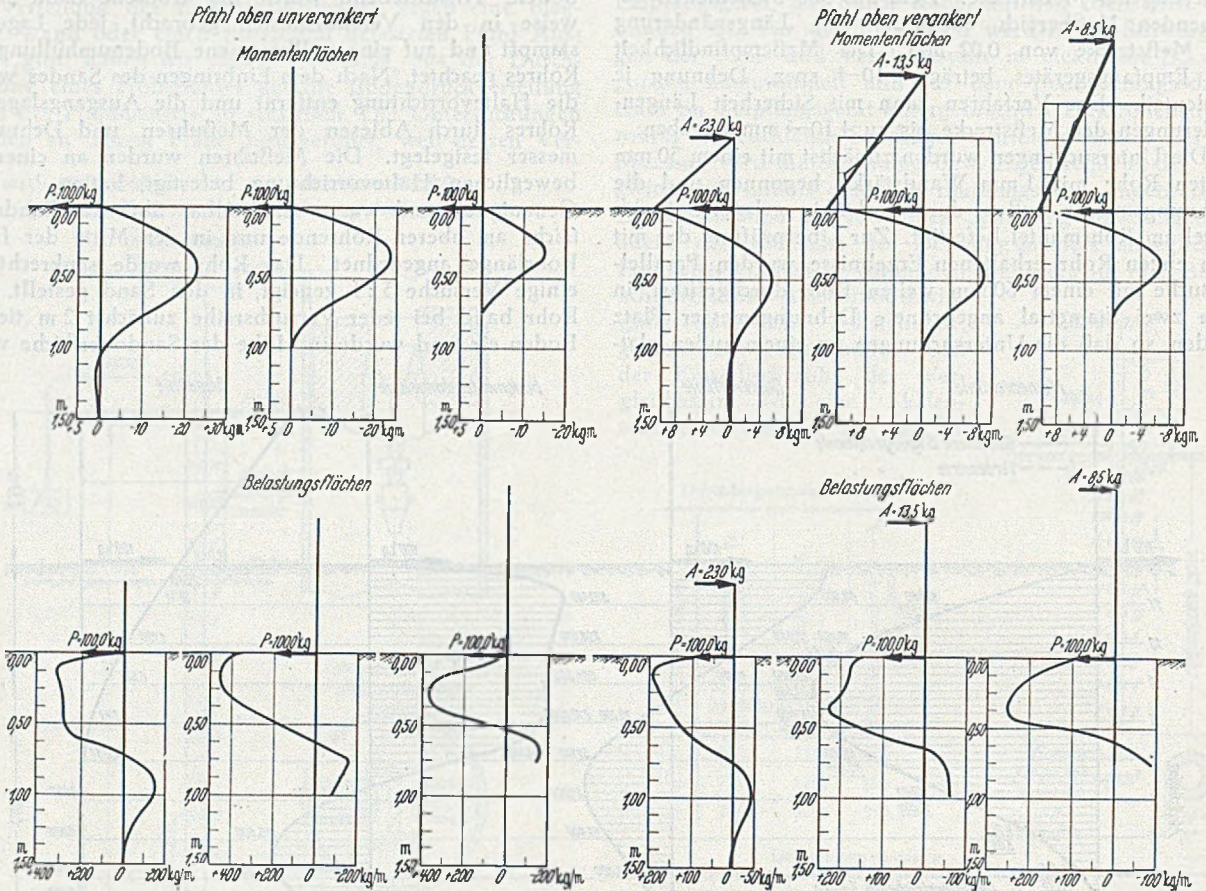


Abb. 11 a. Pfahl-Versuche. Modellpfahl: 2 m langes Stahlrohr 62/1 mm. Modellmaßstab ~ 1 : 5 — Waagrechtler Zug in Höhe der Sandoberfläche.

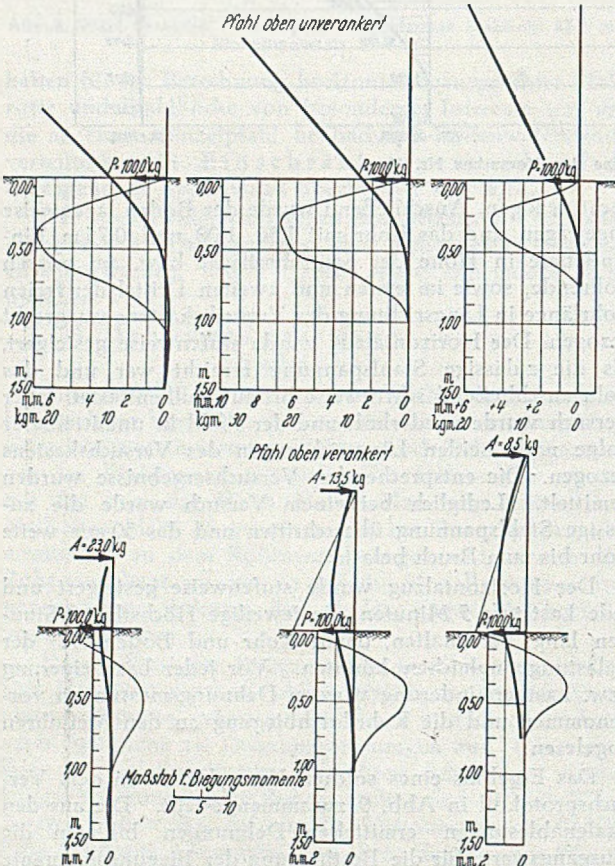


Abb. 11 b. Pfahl-Versuche. Modellpfahl: 2 m langes Stahlrohr 62/1 mm. Modellmaßstab ~ 1 : 5. — Pfahldurchbiegung und -verschiebung bei verschiedener Einbindetiefe. Kraftangriff in Höhe der Sandoberfläche.

Die Rohrdurchbiegung wurde zeichnerisch ermittelt und die Biegelinie bei Einhaltung der mit den gemessenen Rohrdurchbiegungen gegebenen Randbedingungen als Seilpolygon der als Belastung zugrunde gelegten Momentenfläche des horizontal gezogenen Rohres gefunden.

Das Ergebnis eines solchen Versuches ist in Abb. 10 zusammengestellt. Trotz der großen Genauigkeit des Meßverfahrens reichte die Empfindlichkeit des Dehnungsmessers für die Wiedergabe der kleinen Dehnungen und Biegemomente am unteren Rohrende nicht aus. In diesem nahezu spannungslosen Rohrabschnitt wurde die reine Durchbiegung durch Beulungserscheinungen überlagert, so daß die Dehnungsmessungen in den un'ersten Meßstellen stark streuten und mit Meßfehlern behaftet waren. Diese, nur wenige Skalenteile betragenden Meßfehler pflanzten sich in der numerischen Differentiation fort und trübten trotz ihrer geringen Größe die Querkraft- und Belastungswerte der oberen Meßstellen.

Ähnlich streuten die Messungen im Bereich der Sandoberfläche, wo der sprunghaft einsetzende Erdwiderstand vermutlich ebenfalls eine Rohrbeulung hervorrief.

Die Folge dieser Fehlmessungen war, daß die Bodenwiderstände die Gleichgewichtsbedingung $\sum H = 0$ nicht erfüllten und die Querkraftlinien wie bei dem ausgewerteten Versuch 26 (s. Abb. 10) Fehlbeträge aufwiesen. Die Genauigkeit der Meßergebnisse reichte aber aus, um das grundsätzliche Verhalten des Rohres bei waagrechtler Belastung und die wesentlichen Merkmale des Bodenwiderstandes aufzuzeigen. Hingegen konnten die absoluten Werte des Biegemomentes und des Bodenwiderstandes in den einzelnen Meßstellen infolge der Beulungserscheinungen nicht mit Sicherheit angegeben werden.

4. Die Versuchsergebnisse.

Die aus den gemessenen Rohrdehnungen abgeleiteten Biegemomente wechseln in einer bestimmten Tiefe ihr Vorzeichen, blieben jedoch unterhalb des Wechsellpunktes klein. Der Vorzeichenwechsel findet beim schwächeren Rohr in geringerer Tiefe statt als beim stärkeren Rohr. Durch die Absteifung des Rohres verschiebt sich der Wechsellpunkt nur unwesentlich (vgl. Abb. 11).

Der Bodenwiderstand erreicht bereits in geringer Tiefe seinen Größtwert. Der sprunghafte Anstieg des Erdwiderstandes ist besonders deutlich, wenn die Kraft unmittelbar über der Sandoberfläche angreift und das Rohr tief im Boden einbindet. Der Anstieg wird durch das Auflager am oberen Rohrende nicht gemildert (Abb. 11). Bei größerer Einbindetiefe ähnelt die

Bodenwiderstandslinie einer gedämpften Sinusschwingung. Der Erdwiderstand wechselt mehrfach sein Vorzeichen und nimmt mit der Tiefe an Intensität ab. Die Wechsellpunkte des Bodenwiderstandes liegen beim 60 mm weiten Rohr tiefer als beim schwächeren Rohr mit 30 mm \varnothing . Unterhalb des zweiten Wechsellpunktes, der nur bei 1,50 bis 2,00 m Einbindetiefe festgestellt wurde, klingt der Bodenwiderstand so stark ab, daß er für die Standicherheit und Einspannung des Rohres keinen nennenswerten Beitrag mehr liefert. Bei kleiner Einbindetiefe verteilt sich der Bodenwiderstand am Rohrmantel ähnlich wie der Erdwiderstand im Grenzzustand.

Die Abb. 12 zeigt, daß die Lagerungsdichte des Bodens einen wesentlichen stärkeren Einfluß auf die Tiefenlage der Bodenwiderstands- und Momentenwechsellpunkte und damit auf den Einspannungsgrad des Rohres ausübt als die angreifende Kraft.

Während das 1,5 m tief im Boden stehende Rohr im festgelagerten Sand vollkommen eingespannt war und das untere Rohrende selbst bei 40 kg Horizontalzug sich nicht bewegte, wurden unter derselben Last im locker gelagerten Sand eine 15 mm große Verschiebung des Rohrfußes und eine deutliche Schiefstellung des Rohres beobachtet. Das unterschiedliche Verhalten des Rohres im locker und dicht gelagerten Sand spiegelt sich in den bei den Vergleichsversuchen ermittelten Momentenflächen wider. Im locker gelagerten Sand trat kein Vorzeichenwechsel der Biegemomente ein, während dieser im dicht gelagerten

Sand in etwa 80 cm Tiefe festgestellt wurde. Ebenso läßt das Abklingen des Bodenwiderstandes im unteren Rohr die vollkommene Einspannung des Rohres im dicht gelagerten Sand und im Gegensatz hierzu der geringe Abfall des Bodenwiderstandes mit lockeren, nachgiebigen Boden die teilweise Einspannung erkennen.

Die Versuche wiesen eine Beziehung zwischen Rohrdurchbiegung und Bodenwiderstand nach, die durch das

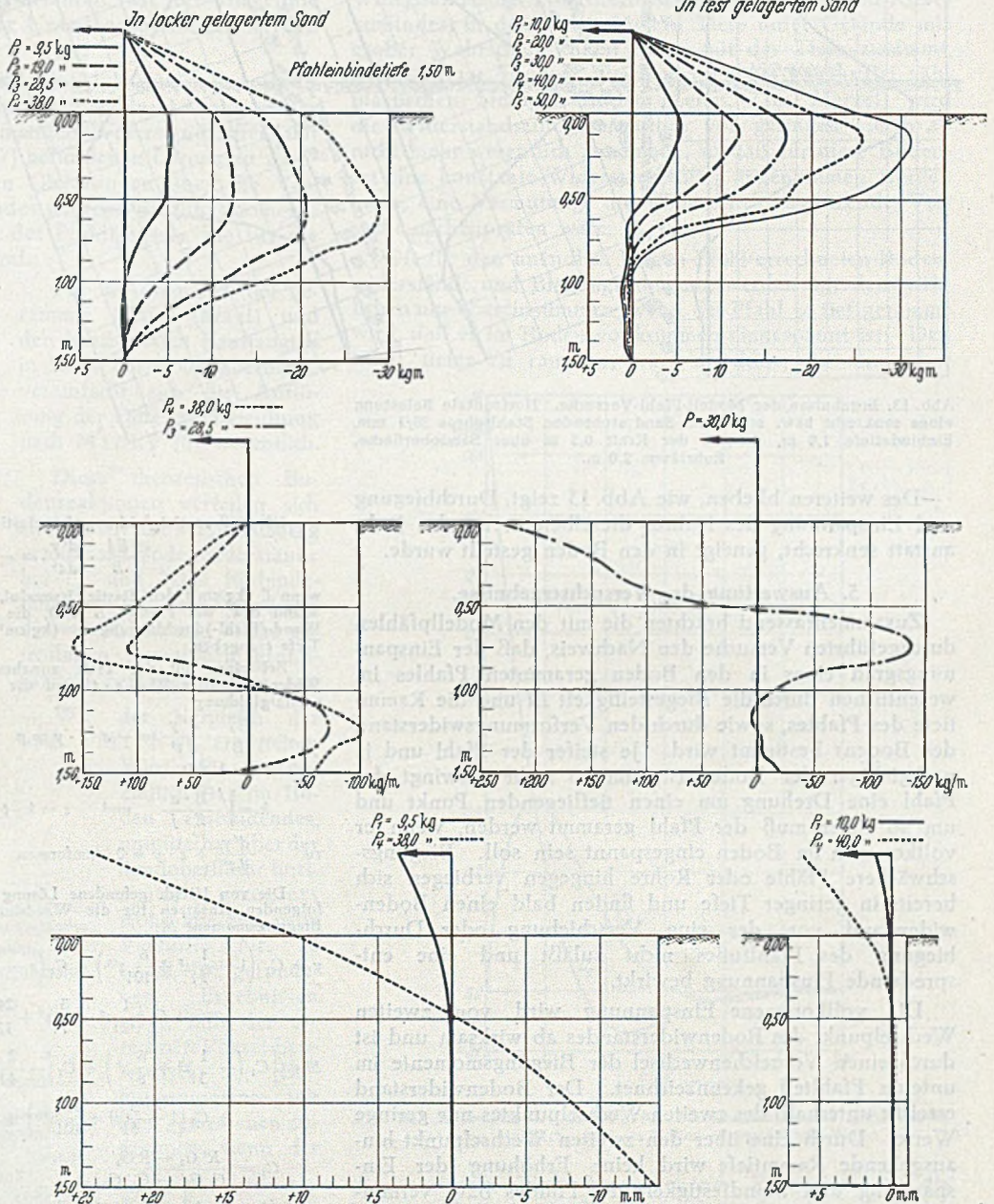


Abb. 12. Pfahl-Versuche. Modellpfahl: 2 m langes Stahlrohr 62/1 mm, Modellmaßstab ~ 1 : 5. Momentenverlauf, Belastungsfläche und Pfahl durchbiegung bei zunehmender Horizontalkraft.

Kreysche Grenzwertverfahren nicht erfaßt wird. Die vollkommene Einspannung des 60 mm weiten Rohres wurde bei einem unmittelbar über der Sandoberfläche wirkenden Horizontalzug von 100 kg ab 1,0 m Einbindetiefe beobachtet. Das schwächere Rohr war bereits in 80 bis 90 cm Einbindetiefe voll eingespannt.

Bei dem bis zum Rohrbruch gesteigerten Horizontalzug nahmen die Biegemomente über dem Wechsellpunkt stetig zu, während sie unter diesem nahezu unverändert blieben. Der Rohrbruch trat dort auf, wo die maximalen Biegemomente gemessen wurden.

Die an dem freistehenden Rohr gefundenen Gesetzmäßigkeiten änderten sich nicht, wenn das Rohr oben abgesteift war. Das Widerlager beeinflusste den Einspannungsgrad des Rohres nur unwesentlich.

Widerstandsziffer des Bodens ändert sich mit der Tiefe und mit der Form und Breite des Pfahles. Sie nimmt mit der Pfahlbreite ab und ist bei einer durchgehenden Spundwand kleiner als bei einem Einzelpfahl.

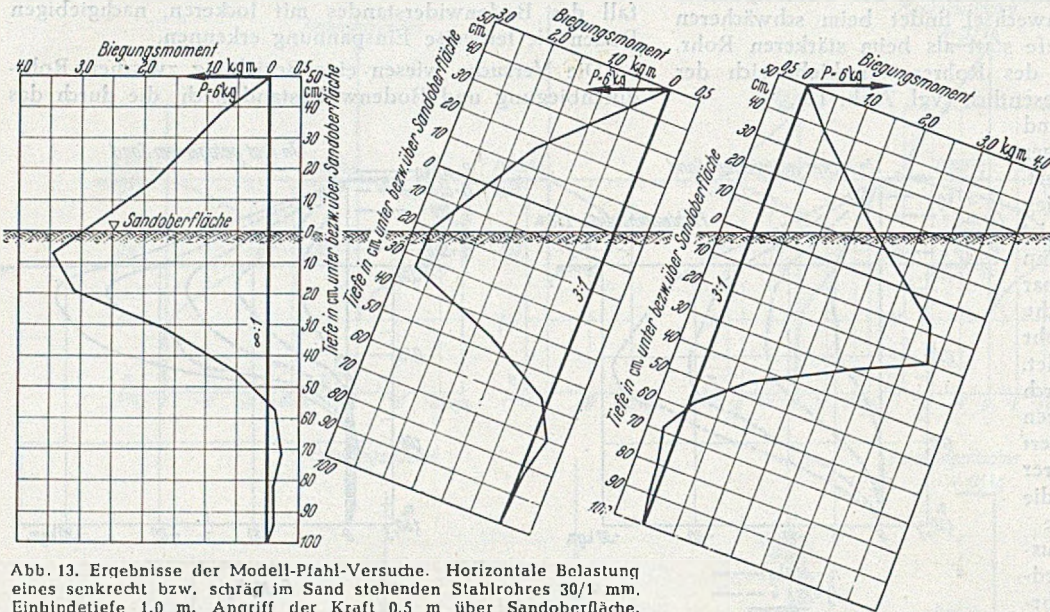


Abb. 13. Ergebnisse der Modell-Pfahl-Versuche. Horizontale Belastung eines senkrecht bzw. schräg im Sand stehenden Stahlrohres 30/1 mm. Einbindetiefe 1,0 m, Angriff der Kraft 0,5 m über Sandoberfläche, Rohrlänge 2,0 m.

Des weiteren blieben, wie Abb. 13 zeigt, Durchbiegung und Einspannung des Rohres dieselben, wenn das Rohr anstatt senkrecht, geneigt in den Boden gestellt wurde.

5. Auswertung der Versuchsergebnisse.

Zusammenfassend brachten die mit den Modellpfählen durchgeführten Versuche den Nachweis, daß der Einspannungsgrad eines in den Boden gerammten Pfahles im wesentlichen durch die Biegesteifigkeit EI und die Rammtiefe des Bodens bestimmt wird. Je steifer der Pfahl und je nachgiebiger der Boden ist, um so mehr erzwingt der Pfahl eine Drehung um einen tiefliegenden Punkt und um so tiefer muß der Pfahl gerammt werden, wenn er vollkommen im Boden eingespannt sein soll. Biegeschwächere Pfähle oder Rohre hingegen verbiegen sich bereits in geringer Tiefe und finden bald einen Bodenwiderstand vor, der eine Verschiebung oder Durchbiegung des Pfahlfußes nicht zuläßt und eine entsprechende Einspannung bewirkt.

Die vollkommene Einspannung wird vom zweiten Wechselpunkt des Bodenwiderstandes ab wirksam und ist durch einen Vorzeichenwechsel der Biegemomente im unteren Pfahlteil gekennzeichnet. Der Bodenwiderstand erreicht unterhalb des zweiten Wechselpunktes nur geringe Werte. Durch eine über den zweiten Wechselpunkt hinausgehende Rammtiefe wird keine Erhöhung der Einspannung und Standfestigkeit des Pfahles bzw. verminderte Beanspruchung des Pfahles und Bodens erreicht. Die Tiefe des zweiten Bodenwiderstandswechsels wird im folgenden als kritische Rammtiefe bezeichnet. Sie gibt die für die vollkommene Einspannung erforderliche Mindestrammtiefe des Pfahles an. Bei geringerer Einbindetiefe verlagert sich der Bodendruck nach oben, nimmt dort an Größe zu und verteilt sich ähnlich wie an der von Rifaat untersuchten biegeungssteifen Wand, da der Pfahl bei kleiner werdenden Rammtiefen relativ biegeungssteifer wird und so eine Drehung um einen tiefliegenden Punkt anstrebt.

Die Rammtiefe, bei der der Pfahl von der vollkommenen in die teilweise Einspannung übergeht, wird somit im wesentlichen von der Biegesteifigkeit des Pfahles EI und der Widerstandsziffer W des Bodens bestimmt. Die

Die horizontal belastete Spundwand wird sich ähnlich verhalten wie der untersuchte Modellpfahl. Es verschieben sich lediglich die Wechselpunkte der Biegemomente und Bodenwiderstände nach der Tiefe, wodurch die kritische Rammtiefe größer wird. Die am Einzelpfahl ermittelten Ergebnisse sind somit auf die Spundwand übertragbar, wenn deren größere Biegesteifigkeit und die mit dem durchgehenden Kraftangriff verbundene größere Bodennachgiebigkeit Berücksichtigung finden.

Die Differentialgleichung der elastischen Linie lautet:

$$\frac{EJ}{B} \cdot \frac{d^4 y}{dt^4} = -W \cdot y = p,$$

wenn E (kg/cm^2) den Elastizitätsmodul, J (cm^4) das Trägheitsmoment der Wand bzw. des Pfahles B (cm), die Wand-(Pfahl-)breite y (cm), die Wand-(Pfahl-)durchbiegung p (kg/cm^2) den Bodenwiderstand in der Tiefe t angeben.

Bei einer mit der Tiefe zunehmenden Widerstandsziffer $W = a \cdot t$ wird die Differentialgleichung

$$\frac{EJ}{B} \cdot \frac{d^4 y}{dt^4} = -a \cdot t \cdot y = p$$

und läßt sich mit

$$k = \sqrt[4]{\frac{B \cdot a}{E \cdot J}} \quad \text{und} \quad z = k \cdot t$$

zu $\frac{d^4 y}{dz^4} + z \cdot y = 0$ umformen.

Die von Hirsch gefundene Lösung der Differentialgleichung führt zu folgenden Ansätzen für die Wanddurchbiegung y und das zugehörige Biegemoment M :

$$y = C_1 \left(1 - \frac{1}{51} z^6 + \frac{6}{101} z^{10} \right) + C_2 \left(z - \frac{2}{61} z^6 + \frac{14}{111} z^{11} \right) + C_3 \left(\frac{1}{21} z^2 - \frac{3}{71} z^7 + \frac{24}{121} z^{12} \right) + C_4 \left(\frac{1}{31} z^3 - \frac{4}{81} z^8 + \frac{36}{131} z^{13} \right)$$

$$M = \left[C_1 \left(-\frac{1}{31} z^3 + \frac{6}{81} z^8 \right) + C_2 \left(-\frac{2}{41} z^4 + \frac{14}{91} z^9 \right) + C_3 \left(1 - \frac{3}{51} z^6 + \frac{24}{101} z^{10} \right) + C_4 \left(z - \frac{4}{61} z^6 + \frac{36}{111} z^{11} \right) \right] \cdot E \cdot J \cdot k^2$$

$$C_1 = \frac{R' G_2 - R G_2'}{G_1 G_2' - G_1' G_2} \quad C_2 = \frac{R' G_1 - R G_1'}{G_2 G_1' - G_2' G_1}$$

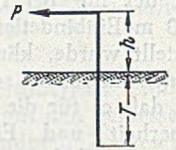
$$G_1 = -\frac{1}{31} k^3 \cdot T^3 + \frac{6}{81} k^8 T^8 \quad G_2 = -\frac{2}{41} k^4 \cdot T^4 + \frac{14}{91} k^9 T^9$$

$$G_1' = -\frac{1}{21} k^2 \cdot T^2 + \frac{6}{71} k^7 T^7 \quad G_2' = -\frac{2}{31} k^3 \cdot T^3 + \frac{14}{81} k^8 T^8$$

$$R' = \frac{-P \cdot h}{E J k^2} \left(-\frac{3}{41} k^4 T^4 + \frac{24}{91} k^9 T^9 \right) + \frac{P}{k^2 E J} \left(1 - \frac{4}{51} k^6 T^6 + \frac{36}{101} k^{10} T^{10} \right)$$

$$R = -\frac{P \cdot h}{E J k^2} \left(1 - \frac{3}{51} k^6 T^6 + \frac{24}{101} k^{10} T^{10} \right) + \frac{P}{k^2 E J} \left(k T - \frac{4}{61} k^6 T^6 + \frac{36}{111} k^{11} T^{11} \right)$$

$$C_3 = \frac{-P \cdot h}{E J k^2} \quad C_4 = \frac{P}{E J k^2}$$



T (cm) = Rammtiefe der Wand (Pfahl),
 P (kg) = horizontal angreifende Kraft.

Abb. 14. Berechnung der im Boden eingespannten elastischen Wand bei linear mit der Tiefe zunehmender Widerstandsziffer W (nach Rifaat u. Hirsch).

6. Die Berechnung der Spundwand und des horizontal belasteten Pfahles mit Hilfe der Widerstandsziffer.

a) Die biegsame Wand.

Rifaat faßte in seinen theoretischen Betrachtungen die horizontal belastete Spundwand als einen im Boden elastisch eingespannten Träger auf, dessen Durchbiegung sich der Nachgiebigkeit des Bodens anpaßt und mit Hilfe der Widerstandsziffer in Anlehnung an das in der Baustatik übliche Bettungszifferverfahren, wie die Biegelinie eines Balkens auf elastischer Unterlage berechnet werden kann.

Von der allgemeinen Differentialgleichung der elastischen Linie ausgehend, kommt er unter der Annahme einer linear mit der Tiefe zunehmenden Widerstandsziffer, mit Hilfe einer von Hirsch [7] gefundenen Lösung zu ziemlich kompliziert aufgebauten Gleichungen über die Verteilung des Bodenwiderstandes und der Biegemomente längs der Spundwand bzw. des Pfahlmantels, die für die Praxis kaum verwendbar sind.

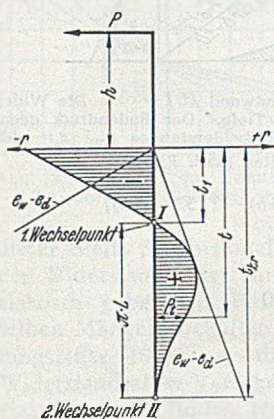


Abb. 15. Berechnung der im Boden eingespannten elastischen Wand bei konstanter Widerstandsziffer W (nach Bäumelt).

$$r_t = \frac{2}{L} \left(Q_0 + \frac{M_0}{L} \right) \cdot U_1 - \frac{2M_0}{L^2} \cdot U_2$$

$$t_1 = L \cdot \arctg \left(1 + \frac{Q_0}{M_0} \cdot L \right)$$

$$t_{kr} = t_1 + \pi \cdot L$$

r_t (t/m²) = Bodendruck gegen die Wand in „t“ m Tiefe unter Gelände

Q_0 (t) = Querkraft in Geländehöhe

M_0 (tm) = Moment (Ph) in Geländehöhe

$$L = \frac{1}{100} \sqrt[4]{\frac{E \cdot J}{B \cdot W}}$$

L (m) = elastische Wandlänge

E (kg/cm²) = Elastizitätsmodul der Spundwand

Stahl 2 100 000 kg/cm²
Holz 100 000 kg/cm²

J (cm⁴) = Trägheitsmoment der Spundbohlen je lfd. m Wand

W (kr/cm²) = Widerstandsziffer des Bodens

U_1, U_2 = ändern sich mit der Tiefe t und werden den Diagrammen auf Abb. 16 b entnommen.

T (cm) = voraussichtliche Spundwandtiefe

B (cm) = Wandbreite bei durchgehender Wand 1 lfdm (100 cm).

keit $EI = 18,67 \cdot 10^6$ km/cm² des verwendeten Rohres eine Widerstandsziffer des Sandes, die in dem Verhältnis $W = at = 0,3$ t/kg/cm³ mit der Tiefe zunimmt, während Rifaat an einer 100 cm breiten, steifen und 80 cm im Boden einbindenden Versuchswand bei entsprechender Belastung einen wesentlich geringeren Zuwachs der Widerstandsziffer mit der Tiefe, etwa $W = 0,04$ bis 0,08 t feststellte. Die Widerstandsziffer hängt also neben der Elastizität des Bodens und der Wand bzw. des

Für die unendlich tief gerammte Wand (Pfahl) und den horizontalen Kraftangriff in Höhe der Bodenoberfläche vereinfacht sich die Auflösung der Differentialgleichung nach Mische [8] wesentlich.

Diese theoretischen Bodenreaktionen verteilen sich ähnlich wie die versuchsmäßig ermittelten Bodenwiderstände bei 1,5 und 2,0 m Einbindetiefe des Rohres, wodurch die von Rifaat und Mische getroffenen Annahmen grundsätzlich bestätigt werden.

Wie der Vergleich der nach Mische ermittelten Werte für ein unendlich tief im Boden einbindendes, unmittelbar über der Sandoberfläche horizontal gezogenes Rohr mit den beim Versuch Nr. 26 (Abb. 10) gefundenen Ergebnissen zeigt, fällt der errechnete Vorzeichenwechsel der Biegemomente mit dem gemessenen zusammen, wenn der

$$\text{Wert } k = \sqrt[5]{\frac{B \cdot a}{E \cdot J}}$$

0,038 cm⁻¹ ist. Diesem Wert entspricht bei dem Durchmesser $B = 6,2$ cm und der Biegesteifig-

keitswertes errechneten Biegemomente, Bodenwiderstände und Rohrdurchbiegungen stimmen mit den Versuchsergebnissen soweit überein, wie dies bei derartigen Untersuchungen erwartet werden darf. Mit dieser Übereinstimmung ist der Nachweis erbracht, daß die Widerstandsziffer kohäsionsloser Böden (Sande und Kiese) zumindest in den ersten Metern Tiefe unter Gelände mit großer Wahrscheinlichkeit linear mit der Tiefe zunimmt, zumal Rifaat zu dem gleichen Ergebnis kam. Bei zähplastischen bindigen Böden (Lehm, Ton, Mergel) wird die Widerstandsziffer vermutlich von geringen Tiefen ab nicht mehr wesentlich zunehmen, so daß für diese Bodenart eine konstante Widerstandsziffer angenommen werden kann, eine Vermutung, die noch durch ergänzende Versuche nachzuprüfen wäre.

Die für den unendlich langen Pfahl errechneten Bodenwiderstände und Biegemomente werden mit den wirklichen nur übereinstimmen, wenn der Pfahl so tief gerammt wird, daß er im Boden vollkommen eingespannt ist. Den Pfahl tiefer zu rammen, wäre zwecklos, da eine über

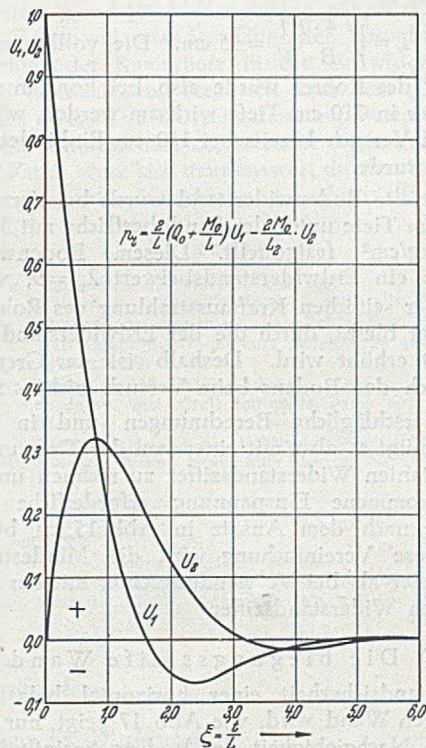


Abb. 16. Hilfwerte U_1 und U_2 für die Ermittlung des Bodendrucks auf eine elastische und im Boden eingespannte Wand.

diese kritische Tiefe hinausgehende Rammtiefe auf die Beanspruchungen des Bodens und die Standsicherheit des Pfahles ohne Einfluß ist. Auf Pfähle mit geringeren Rammtiefen ist der von Mische gelöste Sonderfall nicht anwendbar, da bei der teilweisen Pfahleinspannung der Bodenwiderstand am Pfahlfuß nicht auf Null zurückgeht.

Dieselben Gesetzmäßigkeiten gelten auch für die durchgehend gerammte elastische Spundwand, wenn die Biegesteifigkeit EI der Wand und eine entsprechende Widerstandsziffer des Bodens zugrunde gelegt werden.

Durch die vereinfachte Annahme einer konstanten Widerstandsziffer verlagern sich die durch die Spundwand (Pfahl) ausgelösten Bodenreaktionen nach oben. Der Bodenwiderstand ist an der Bodenoberfläche am größten und fällt allmählich nach der Tiefe zu ab. Diese in Abb. 15 skizzierte Bodenwiderstandsverteilung ist im

kohäsionslosen Boden (Sand) unwahrscheinlich, hingegen in einem steifplastischen Boden, wie ihn mitunter Ton und Geschiebemergel darstellen, denkbar. Durch die konstante, von der Tiefe unabhängige Widerstandsziffer werden die Lösung der Differentialgleichung der elastischen Linie sowie der Aufbau der Gleichungen für den Bodenwiderstand längs der Spundwand bzw. des Pfahles wesentlich vereinfacht [9]. Aus Abb. 16 können die Hilfs-werte U_1 und U_2 für die Ermittlung des Bodenwiderstandes entnommen werden. Die kritische Tiefe bzw. die Tiefenlage des zweiten Wechsellages des Bodenwiderstandes $t_k = t_1 + \pi \cdot L$ ist im wesentlichen von der elastischen Wandlänge L , d. h. von der Biegesteifigkeit der Wand und der Nachgiebigkeit des Bodens abhängig.

Beim Versuch 26 beträgt z. B. die kritische Rammtiefe nach Abb. 15 $t_k = L + L \cdot \arctg \left(1 + \frac{Q_0}{M_0} \cdot L \right)$ mit $M_0 = 0$ und $\arctg 1 = \frac{\pi}{2}$, $t_k = \pi \cdot L + \frac{\pi}{2} \cdot L = \frac{3\pi}{2} \cdot L$. Die elastische Länge des verwendeten Rohres beträgt bei einer mittleren Widerstandsziffer $W = a \cdot \frac{T}{2} = 0,038 \cdot \frac{150}{2} = 3 \text{ kg/cm}^2$ ($T = 150 \text{ cm}$ Einbindetiefe des Rohres bei Versuch 26). $L = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{B \cdot W}} = 45 \text{ cm}$. Die vollkommene Einspannung des Rohres würde also bei konstanter Widerstandsziffer in 210 cm Tiefe wirksam werden, während sie durch den Versuch bereits bei 150 cm Einbindetiefe nachgewiesen wurde.

Der größte Bodenwiderstand wurde bei Versuch 26 in etwa 35 cm Tiefe unter der Sandoberfläche mit 315 kg/lfm = 0,527 kg/cm² festgestellt. Diesem Bodenwiderstand entspricht ein Erdwiderstandsbeiwert $\lambda_w = 9$, wenn der Einfluß der seitlichen Kraftausstrahlung des Rohres unberücksichtigt bleibt, durch die der Erdwiderstand (passiver Erddruck) erhöht wird. Deshalb ist der Grenzzustand bzw. Bruch des Bodens beim Versuch nicht eingetreten.

Für überschlägliche Berechnungen und in bindigen Böden genügt es also, mit einer von der Tiefe unabhängigen konstanten Widerstandsziffer zu rechnen und die für die vollkommene Einspannung erforderliche Mindestrammtiefe nach dem Ansatz in Abb. 15 zu bestimmen. Durch diese Vereinfachung wird die Mindestrammtiefe etwas größer als bei Verwendung einer mit der Tiefe zunehmenden Widerstandsziffer.

b) Die biegeungssteife Wand.

Die Standsicherheit einer horizontal belasteten biegeungssteifen Wand wird, wie Abb. 17 zeigt, nur mittelbar durch die Nachgiebigkeit des Bodens beeinflusst, da die Widerstandsziffer je nach ihrer Zunahme die Tiefenlage des Drehpunktes D und damit die zu erwartende Verschiebung der Wand bestimmt. Wenn die Widerstandsziffer, wie in Abb. 17 angenommen, linear mit der Tiefe wächst, wandert der Drehpunkt je nach der Höhenlage der angreifenden Kraft zwischen 0,7 und 0,75 T ($T =$ Rammtiefe der Wand). Der Bodenwiderstand gegen die Wand wird lediglich von der Größe und Höhe der angreifenden Kraft sowie von der Einbindetiefe der Wand bestimmt und kann den Erdwiderstand (passiver Erddruck) nicht übersteigen. Das Diagramm in Abb. 18 dient zur schnellen Ermittlung der Bodenwiderstandsverteilung an einer biegeungssteifen Wand. Die auf diese Weise berechnete Verteilungslinie verläuft ähnlich wie die von Krey für eine freistehende horizontal belastete Wand und für den Grenzzustand des Bodens gefundene Erdwiderstandslinie, da beide Berechnungsverfahren von einer steifen, sich um einen Punkt drehenden Wand ausgehen.

Die für die biegeungssteife Wand gefundenen Formeln sind jedoch in den seltensten Fällen für die Berechnung einer Spundwand anwendbar, da diese sich normalerweise elastisch verformt und somit andere Bodenreaktionen auslöst. Dies gilt in erhöhtem Maße für Pfähle, die meist tief gerammt, infolge ihrer geringen Steifigkeit in größeren Tiefen keinen nennenswerten Bodenwiderstand auslösen.

Mit diesen theoretischen Untersuchungen wären somit die Voraussetzungen für die mathematische Behandlung der elastischen und steifen Spundwand (Pfahl) gegeben, falls es gelänge, die Widerstandsziffer des Bodens ebenso

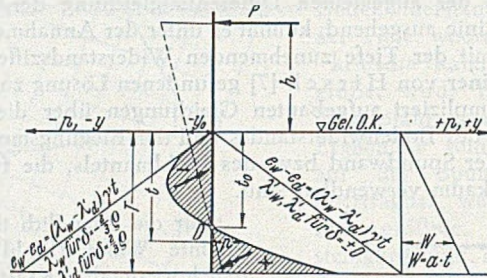


Abb. 17. Berechnung der steifen Spundwand ($EJ \rightarrow \infty$). Die Widerstandsziffer W wächst linear mit der Tiefe. Der Bodendruck gegen die Wand darf die Grenzwerte des Erdwiderstandes $e_w - e_d$ nicht erreichen bzw. überschreiten (nach Rifaat).

$$p = \frac{6 \cdot P \cdot t}{B \cdot T^3} [2t(2T + 3h) - T(3T + 4h)]$$

$$t_0 = \frac{T}{2} \cdot \frac{3T + 4h}{2T + 3h}$$

$$y_0 = \frac{6 \cdot P}{B \cdot a \cdot T^3} (3T + 4h)$$

- $P(t)$ = Kraft
- h (m) = Angriffshöhe der Kraft P
- T (m) = Spundwandtiefe
- t (m) = Tiefe unter Gelände
- t_0 (m) = Tiefe des Drehpunktes unter Gelände
- y_0 (m) = Spundwandverschiebung in Höhe der Geländeoberfläche
- p (t/m²) = Bodendruck gegen die Wand
- W (t/m²) = $a \cdot t$ Widerstandsziffer des Bodens
- a (t/m⁴) = Konstante für die Sande unter Hafensohle ~ 1000
- B (m) = Wandbreite; bei durchgehender Wand 1 lfdm.

eindeutig wie die Elastizität und Festigkeit der Spundwand bzw. des Pfahles anzugeben. Die Widerstandsziffer unterliegt aber infolge ihrer Abhängigkeit vom Verhalten des Bodens (bestimmt durch Kornaufbau, Durchlässigkeit, Lagerungsdichte, Wassergehalt und Schichtenfolge), sowie von der Art und dem Ausmaß der Wand-(Pfahl-)bewegung und -durchbiegung großen Schwankungen und muß fallweise durch Abschätzen der sie bestimmenden Faktoren oder durch planmäßige Versuche an Ort und Stelle ermittelt werden.

7. Zusammenfassung und Schlußfolgerung.

Die bisherigen Berechnungsverfahren nehmen an, daß bei horizontal belasteten Spundwänden und Pfählen der Boden als der schwächere Teil nachgibt, und bemessen die Wand bzw. den Pfahl für diesen Grenzzustand. Sie werden unter dem Sammelbegriff „Grenzwertverfahren“ zusammengefaßt.

Die Versuche zeigen jedoch, daß durch die Horizontalbelastung einer Spundwand oder eines Pfahles die Festigkeit des Bodens in den seltensten Fällen überwunden wird und die Wand (Pfahl) bereits vor dem Eintritt des Grenzzustandes bis zur Streckgrenze beansprucht ist.

Der Grenzzustand des Bodens ist somit im allgemeinen nicht der ungünstigste Belastungsfall für die Spundwand oder den Pfahl und kann lediglich für den Standsicherheitsnachweis der Wand (Pfahl) herangezogen werden.

Die bisherigen Verfahren lassen die Wechselwirkung zwischen dem Boden und der Wand-(Pfahl-)durchbiegung unberücksichtigt, so daß der der Berechnung zugrunde gelegte Erdwiderstand mit der Wand-(Pfahl-)durchbiegung nicht im Einklang steht und die Berechnungsergebnisse den getroffenen Annahmen widersprechen. Der auf der Elastizität der Wand (Pfahl) und des Bodens beruhenden Wechselwirkung wird man in grober Annäherung durch die Annahme gerecht, daß die Durchbiegung bzw. Verschiebung der Wand (Pfahl) dem Bodenwiderstand an

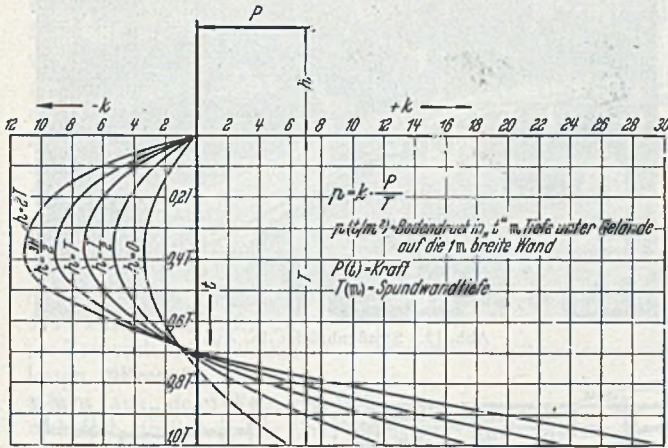


Abb. 18. Hilfsblatt zur Ermittlung des Erdwiderstandes gegen eine horizontal belastete unverankerte steife Spundwand.

an dieser Stelle proportional ist. Diese Beziehung kommt in der Widerstandsziffer zum Ausdruck, die der Theorie des elastisch gebetteten Balkens entnommen und mit denselben Mängeln behaftet ist wie die dort verwendete Bettungsziffer [10]. Trotz dieser Einschränkungen liefert das Widerstandsziffer-Verfahren bei der Berechnung der elastischen im Boden eingespannten Spundwand (Pfahl) bessere Ergebnisse, als die vom Grenzzustand ausgehenden Verfahren.

Die Widerstandsziffer ist keine Bodenkennziffer und hängt außer von der Festigkeit und Elastizität des Bodens auch von der Durchbiegung, Biegesteifigkeit und Breite der Wand bzw. des Pfahles ab. Sie nimmt im allgemeinen mit der Tiefe zu. Infolge dieser Wechselwirkung muß die Widerstandsziffer fallweise geschätzt oder auf der Baustelle bestimmt werden.

Die Einspannung der Wand bzw. des Pfahles wird etwa von der kritischen Tiefe ab vollkommen. Diese

Tiefe wird im wesentlichen durch die Biegesteifigkeit und Breite der Wand bzw. des Pfahles und das mit der Widerstandsziffer gekennzeichnete Verhalten des Bodens bestimmt. Sie ist um so größer, je steifer die Wand und je nachgiebiger der Boden ist und kann bei Vernachlässigung der Zunahme des Bodenwiderstandes mit der

Tiefe zu $t_k = L \cdot \arctan \left(1 + \frac{Q_0}{M_0} \cdot L \right) + \pi \cdot L$ angenommen

werden, wenn $L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{B \cdot W}}$ die elastische Wand- bzw. Pfahlänge bezeichnet.

Wird die kritische Tiefe erreicht bzw. überschritten, dann ist der Grenzzustand im Boden für die Bemessung der Wand bzw. des Pfahles nicht maßgebend. Die Wand (Pfahl) wird dann überbeansprucht, bevor der Grenzzustand erreicht ist. Die Spundwand (Pfahl) ist unter Berücksichtigung der Wand-(Pfahl-)elastizität und der Bodennachgiebigkeit zu berechnen. Die Biegemomente und Bodendrucke sind nach dem Widerstandszifferverfahren zu ermitteln.

Teilweise Einspannung ist vorhanden, wenn die Wand (Pfahl) die kritische Tiefe nicht erreicht. Die Wand-(Pfahl-)durchbiegung wird von einer Wand-(Pfahl-)verschiebung überlagert, die sich der im Grenzzustand angenommenen Wand-(Pfahl-)bewegung nähert. Die Verteilung des Bodenwiderstandes längs der Spundwand geht mit abnehmender Rammtiefe in die Erdwiderstandsverteilung im Grenzzustand (ermittelt nach dem „Grenzwertverfahren“) über. Die Übereinstimmung ist um so besser, je mehr die Einbindetiefe die kritische Tiefe unterschreitet und die Wand, ohne sich nennenswert durchzubiegen, eine Drehbewegung oder Verschiebung ausführt.

Literatur.

1. Hedde: Bautechnik 15 (1937) S. 659, und Krey: Erddruck und Erdwiderstand, 5. Aufl. Berlin 1936.
2. Blum: Spannungsverhältnisse bei Bohlwerken, Berlin 1930.
3. Agatz: Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau, Berlin 1936, S. 96.
4. Ohde: Bautechnik 19 (1938) S. 150.
5. Stroyer: Journ. Inst. Civil Engineers, Paper Nr. 5024, Vol. V (1935) S. 94.
6. Rifaat: Die Spundwand als Erddruckproblem. Mitt. Inst. für Baustatik Eidgen. Techn. Hochschule Zürich, Nr. 5. Leipzig u. Zürich 1935.
7. Hirsch: Siehe [6].
8. Miche: The Journal of the school of engineering, Gisa, Nr. 4, Kairo, May 1930.
9. Baumelt: Bautechnik 21 (1942) S. 262.
10. Loos-Breth: Kritische Betrachtung des Bettungszifferverfahrens. Bautechn. Hefte, Reihe VI, Heft 3, Bremen 1948.

Weitgespannte Tragwerke.

Von Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. Fr. Dischinger,
o. Prof. a. d. Techn. Universität Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 7.)

B. Weitgespannte Stahlbetonbrücken mit Vorspannung.

Ich gehe nun zu den vorgespannten Stahlbetonbrücken insbesondere unter Berücksichtigung der Eisenbahnbrücken über. Die erste Bogenbrücke mit Vorspannung, die Saalebrücke Alsleben mit 68,0 m Spannweite, wurde in den Jahren 1927—1928 nach meinem Entwurf erbaut (Abb. 11). Durch die Vorspannung des Zugbandes der nach der Seillinie geformten Zweigelenkbogenbrücke wurden die Eigengewichtsmomente infolge der Zugbanddehnung und der Bogenverkürzung beseitigt und damit erreicht, daß das Gewölbe nach der Ausrüstung der projektierten Form affin und damit biegungsfrei ist. Wir bezeichnen diesen Zustand als formtreu.

Durch das später einsetzende Kriechen und Schwinden wird der formtreue Zustand gestört und es werden Bie-

gemomente ausgelöst, die sich durch Nachspannen der Zugbänder ausschalten lassen. Genau genommen müßte das Nachspannen laufend entsprechend den eingetretenen Verkürzungen erfolgen. Praktisch dagegen genügt es, wenn man zwei- oder dreimal nachspannt, da die dann noch verbleibenden Biegemomente gering sind.

Die Übertragung des Gedankens der formtreuen Vorspannung auf die frei aufliegenden und durchlaufenden Balken erfolgte erst sechs Jahre später. Mein Beitrag [3] zum internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau in Berlin 1936 zeigte, daß sich bei Anwendung des Prinzips der formtreuen Vorspannung Stahlbeton-Balkenbrücken mit 150 m Spannweite herstellen lassen, während man auf Grund der heutigen Erkenntnisse sogar Brücken bis zu 200 m Spannweite errichten kann. Das Grund-

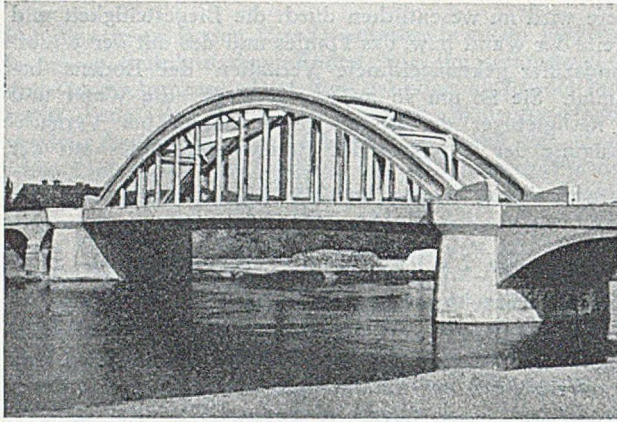


Abb. 11 Saalebrücke Alsleben.

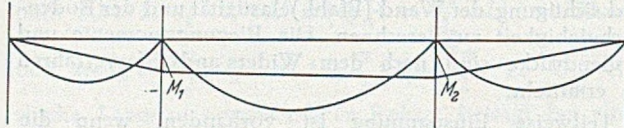


Abb. 12.

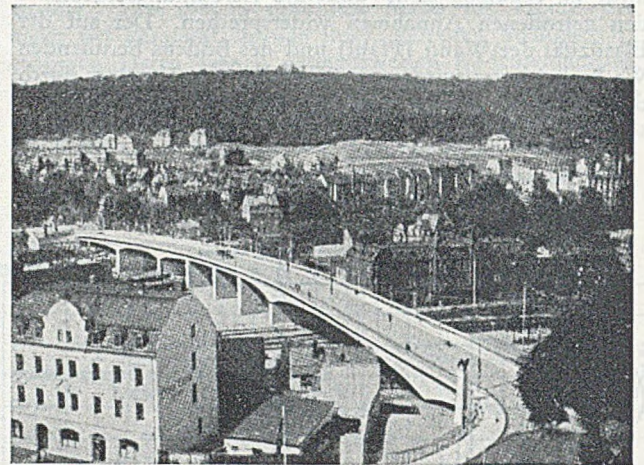


Abb. 13. Straßenbrücke in Aue.

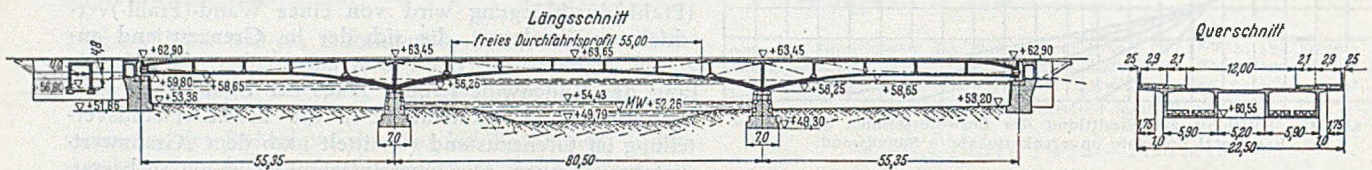


Abb. 14. Projekt für Warthe-Brücke in Posen.

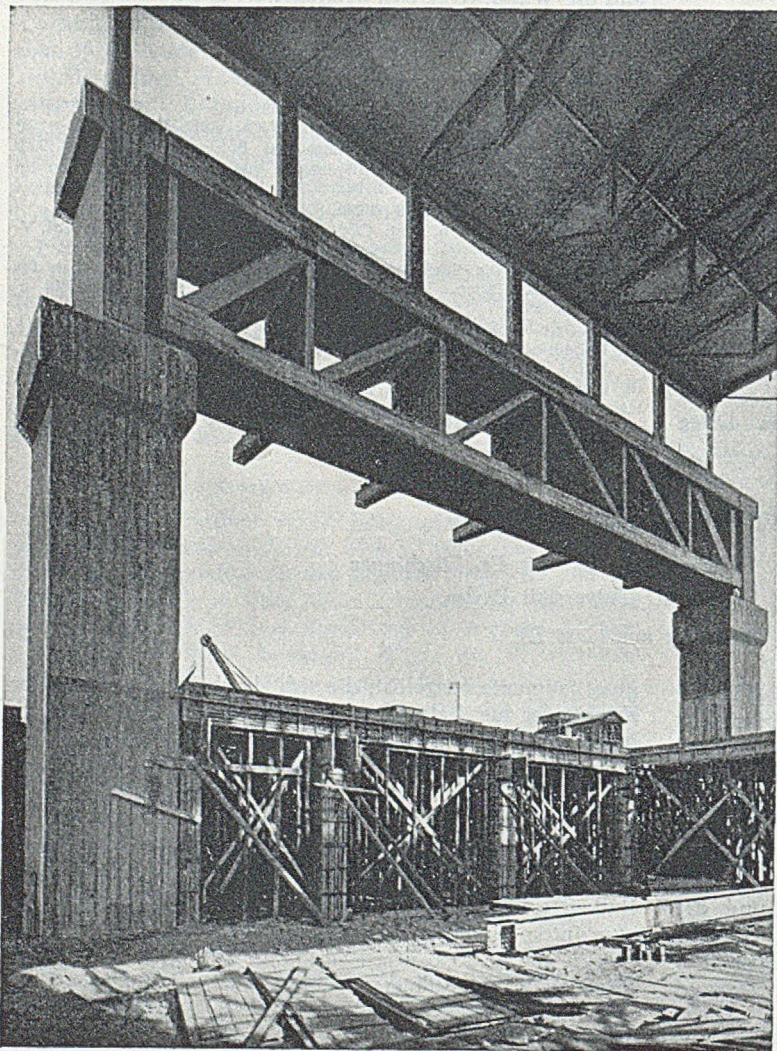


Abb. 15. Stahlwerkhalle der Laura- und Königshütte in Oberschlesien.

prinzip dieser Vorspannung nach dem Erhärten des Betons besteht darin, daß man den vorgespannten Rundstählen bzw. den Drahtseilen eine solche Form gibt, daß in gleicher Weise wie bei den obigen Gewölben durch die Vorspann-

kräfte Momente erzeugt werden, die den Eigengewichtsmomenten der Balken bei entgegengesetzten Vorzeichen affin sind. Wählt man die Vorspannkräfte hierbei so groß, daß die genannten Momente gleich groß und entgegengesetzt den Eigengewichtsmomenten sind, so sprechen wir von einer formtreuen Vorspannung. Es läßt sich leicht zeigen, daß bei der formtreuen Vorspannung, bei welcher die Momentensumme gleich Null ist, der durchlaufende Balken ein statisch bestimmtes Tragwerk darstellt, bei dem die Größen der Stützmomente M_1 und M_2 (Abb. 12) frei angenommen werden. Deshalb ergeben sich für diesen Sonderfall der Vorspannung bezüglich der Verteilung der Vorspannkräfte auf das Feld und die Stützen unendlich viele Lösungen. Sobald man jedoch durch Überspannen der Seile von der formtreuen Vorspannung abweicht, ist für diese Differenz das Tragwerk statisch unbestimmt, und es folgt aus den Formänderungsbedingungen nur eine Lösung für die Größe der Stützmomente.

Um das Nachspannen der Vorspannseile zu ermöglichen, müssen diese gegenüber den Balkenträgern mittels Rollen oder Pendeln beweglich gelagert werden.

Bezüglich der Verkehrslasten haben die vorgespannten Seile nur eine geringe Wirkung, weil sie im Vergleich zu dem starren Stahlbetonbalken zu elastisch sind. Infolgedessen müssen die Verkehrslastmomente im wesentlichen durch Balkenwirkung getragen werden. Dies ist aber leicht möglich, weil die Biegezugspannungen aus diesen Momenten durch die hohen Druckvorspannungen aus den Eigengewichtslasten überlagert werden.

Die erste Balkenbrücke, die nach diesem System ausgeführt wurde, war die Brücke

über den Bahnhof in Aue (Abb. 13), die bei einer Spannweite der Mittelöffnung von 69,0 m nur eine Konstruktionshöhe von 1,90 m in Brückenmitte hat. Im Kriege wurde dann der Bau der Warthe-Brücke in Posen mit der größeren Spannweite von 80,5 m begonnen (Abb. 14), der aber nicht mehr vollendet werden konnte. Die 65 mm starken Vorspannseile, die schon für den Einbau bereitlagen, mußten bei einem wichtigeren Bauwerk, dem großen, in Stahlbeton errichteten Stahlwerk der Laura-Königshütte in Oberschlesien für die Vorspannung der 30 m weit gespannten Fachwerk-Kranbahnträger verwendet werden. Herr Kollege R ü s c h berichtete am Betontag 1944 ausführlich über dieses Bauwerk. Die Verkehrslasten dieser Fachwerkträger aus den Gießereikranen sind mehrfach größer als die eines N-Lastenzuges der Reichsbahn. Die Abb. 15 zeigt diese gewaltigen Fachwerkträger, die von Säulen mit den Querschnittsflächen von etwa 10 m² getragen werden. Die Vorspannseile der Fachwerkträger, die in den Beton eingebettet waren, wurden nach der Erhärtung des Betons angespannt und, um dieses zu ermöglichen, mit einer elastischen Umwicklung versehen. Mit deren Hilfe konnte die Anspannung ohne Schwierigkeit durchgeführt werden. Auch für die Halleneindeckung wurden Fachwerkträger, die als Fertigteile versetzt wurden, verwendet. Auf diesen Fachwerkträgern wurden fertige Betonschalen mit rd. 50 m² Grundfläche bei 3 cm Schalen-

aufliegenden Trägern aber auch annähernd gerade Seile verwenden, wenn wir der neutralen Achse des Balkens durch Anordnung einer gewölbten Druckplatte eine gekrümmte Form geben, wie die Abb. 16 und 17 zeigen, die

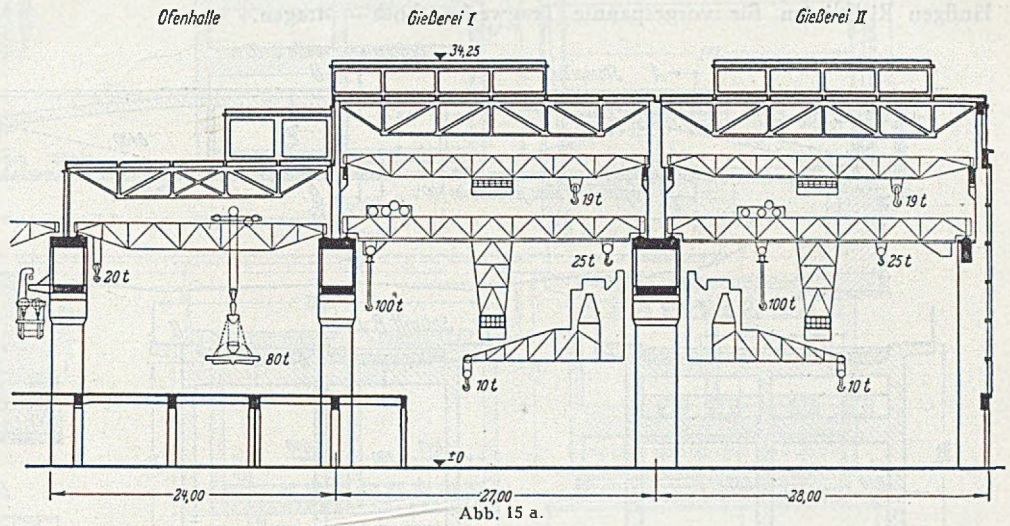


Abb. 15 a.

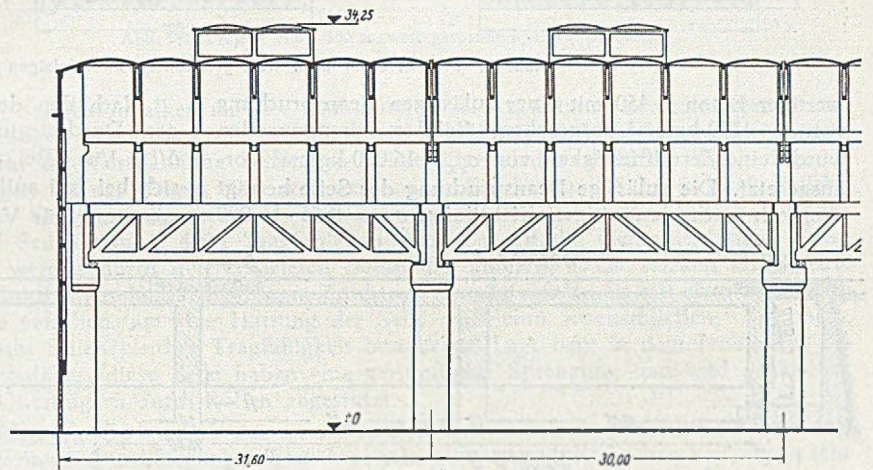


Abb. 15 b.

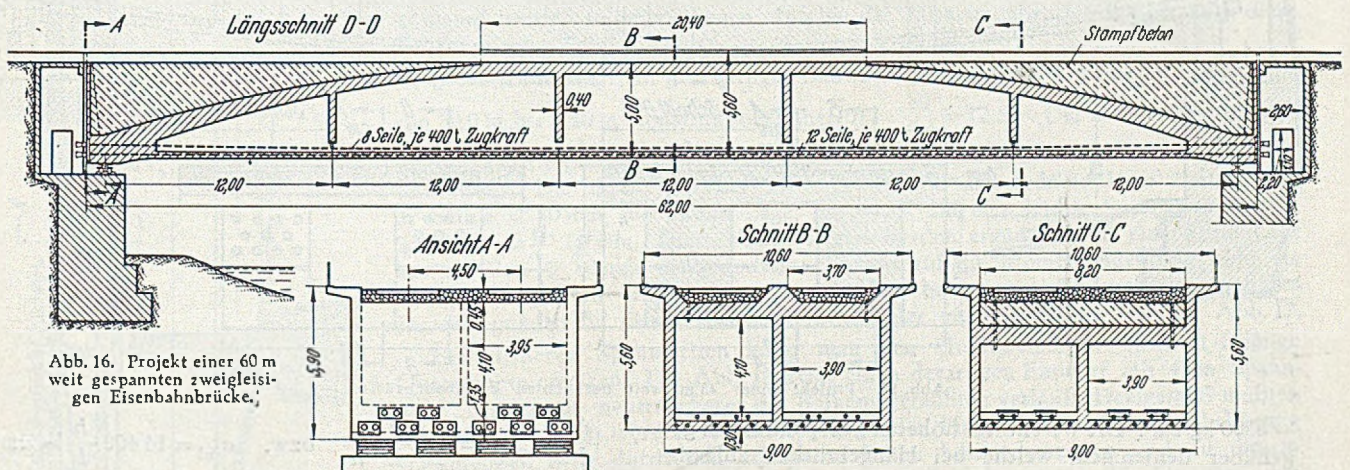


Abb. 16. Projekt einer 60 m weit gespannten zweigleisigen Eisenbahnbrücke.

stärke verlegt. Die Halle besitzt eine Höhe von fast 35 m. Ich bespreche nun die frei aufliegenden, durch Seile vorgespannten Eisenbahnbrücken. Wie schon dargelegt, müssen bei einer formtreuen Vorspannung die Hebelarme z der Vorspannseile gegenüber der neutralen Faser des Balkens affin zu den Eigengewichtsmomenten sein. Das läßt sich auf zwei Arten erreichen. Bei einer annähernd geradlinigen neutralen Achse müssen die Vorspannseile nach der Momentenlinie gekrümmt werden. Wir können bei frei

ich ebenso wie die weiteren Projekte in den Jahren 1946/47 für das russische Verkehrsministerium bearbeitet habe.

Die Abb. 16 zeigt eine frei aufliegende zweigleisige Balkenbrücke von 60,0 m Spannweite. Die Konstruktionshöhe des Hohlkastenträgers beträgt 5,0 m = 1/12 bei 9,0 m Breite. Das Schotterbett ist über die Brücke durchgeführt. Bei formtreuer Vorspannung ist eine Vorspannkraft von 7100 t notwendig. Mit Rücksicht auf die Verkehrslastmomente wurde jedoch die Vorspannkraft auf 8000 t er-

hört, so daß bei Eigengewicht der Träger durch negative Momente beansprucht wird. Damit wurde erreicht, daß auch bei ungünstigsten Verkehrslasten in dem Stahlbetonträger keine Zugspannungen auftreten. Für die Ausführung der Stahlbetonbalken wurde entsprechend den vorläufigen Richtlinien für vorgespannte Tragwerke hoch-

ständig intakt, ihre Beanspruchung liegt noch weit unter der Streckgrenze. Die außerordentlich hohe Steifigkeit dieser vorgespannten Balken zeigt sich in den geringen Durchbiegungen bei Verkehrslasten, die trotz der etwas höheren russischen Verkehrslasten nur $\delta = 1/3500$ betragen.

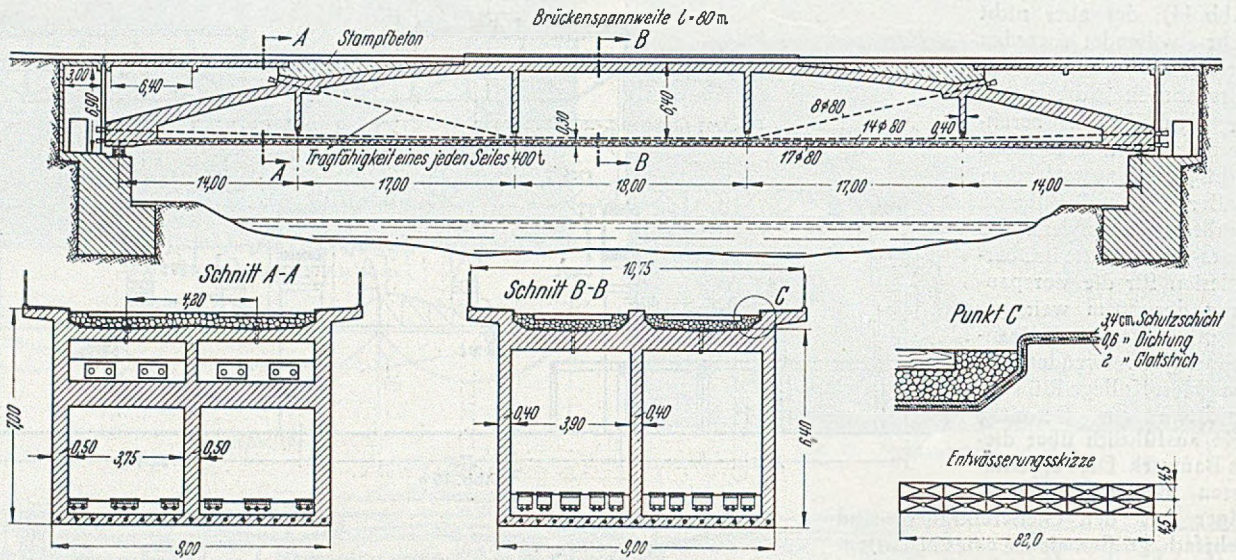


Abb. 17. Projekt einer 80 m weit gespannten zweigleisigen Eisenbahnbrücke.

wertiger Beton B 450 mit einer zulässigen Beanspruchung von $\sigma_b = 130 \text{ kg/cm}^2$ vorgesehen. Bei den Vorspannseilen wurde eine Zerreißfestigkeit von $\sigma_{e,z} = 16\,000 \text{ kg/cm}^2$ vorausgesetzt. Die zulässige Beanspruchung der Seile beträgt demnach nach den obigen Richtlinien $\sigma_{zul} = 0,55 \cdot 16\,000$

Nach den deutschen Bestimmungen sind die zulässigen Durchbiegungen bei St 37 $\delta/l = 1/1000$ und bei St 52 $\delta/l = 1/700$. Bei diesen zulässigen Durchbiegungen ergibt sich bei frei aufliegenden Stahlbalken die zulässige Stahlspannung für Verkehrslast aus der Beziehung.

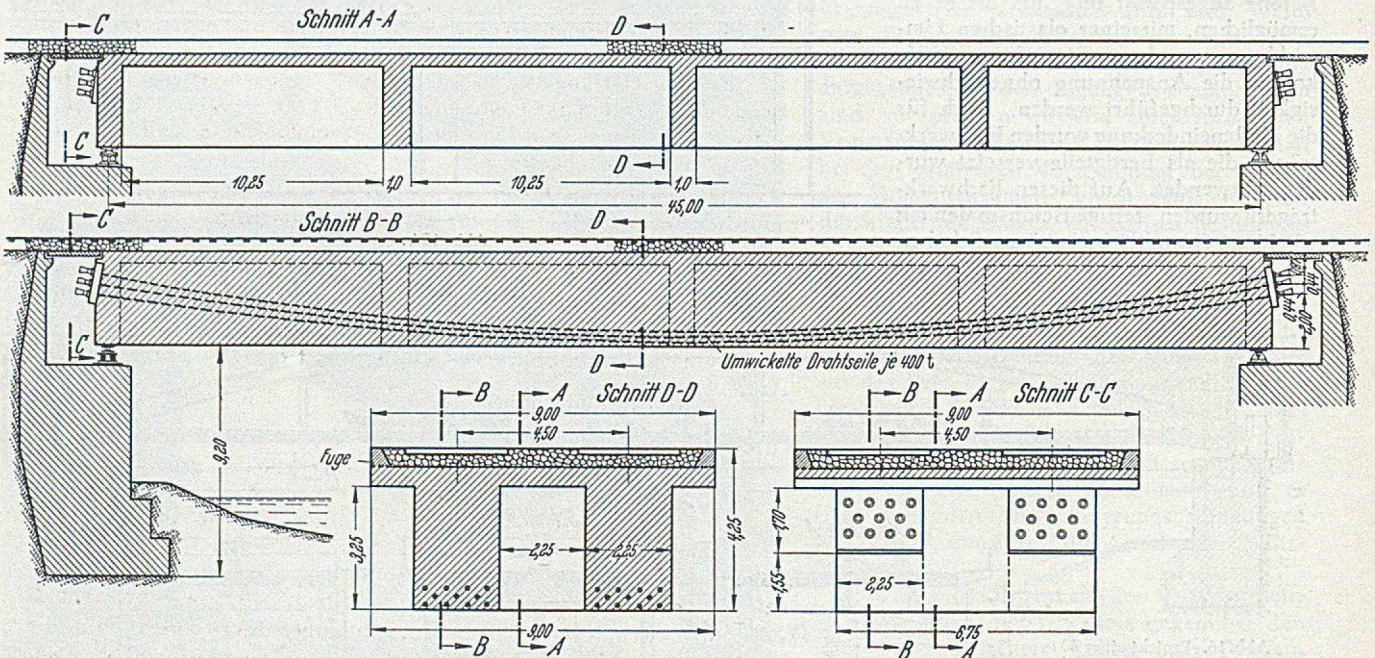


Abb. 18. Projekt einer 45 m weit gespannten Eisenbahnbrücke.

= 8800 kg/cm^2 . Die wesentlich höheren Seilspannungen gegenüber denjenigen, welche bei Hängebrücken zulässig sind, haben ihre Ursache darin, daß bei diesen vorgespannten Konstruktionen die Seilkräfte durch die Verkehrslasten kaum beeinflusst werden. Die Verkehrslasten werden fast im vollen Umfang von dem Balken durch Biegemomente getragen. Verfolgt man den Spannungszustand eines derartig vorgespannten Balkens bis zum Bruch, so erkennt man, daß hierbei nur Seilspannungen von höchstens $10\,000$ bis $11\,000 \text{ kg/cm}^2$ auftreten können, d. h. die Seile bleiben bis zum Bruch des Balkens voll-

$$\frac{\delta}{l} = \frac{1}{700} = \frac{5}{24} \frac{\sigma}{E} \frac{l}{h} \quad \text{bzw.} \quad \sigma_{zul} = 14\,400 \frac{h}{l} \text{ kg/cm}^2$$

$l/h = 10$	12	14	16	18
$\sigma_{zul} = 1440$	1200	1028	900	800 kg/cm ²

Wir ersehen daraus, daß bei den Stahlbrücken die Durchbiegungen unter der Verkehrslast mehrfach größer sind als bei den vorgespannten Balken und daß die zulässigen Spannungen der Stahlbrücken kleinerer Spannweite nur ausgenützt werden können, wenn das Eigengewicht der Brücke hoch gewählt wird, d. h. bei Durchführung des Schotterbettes.

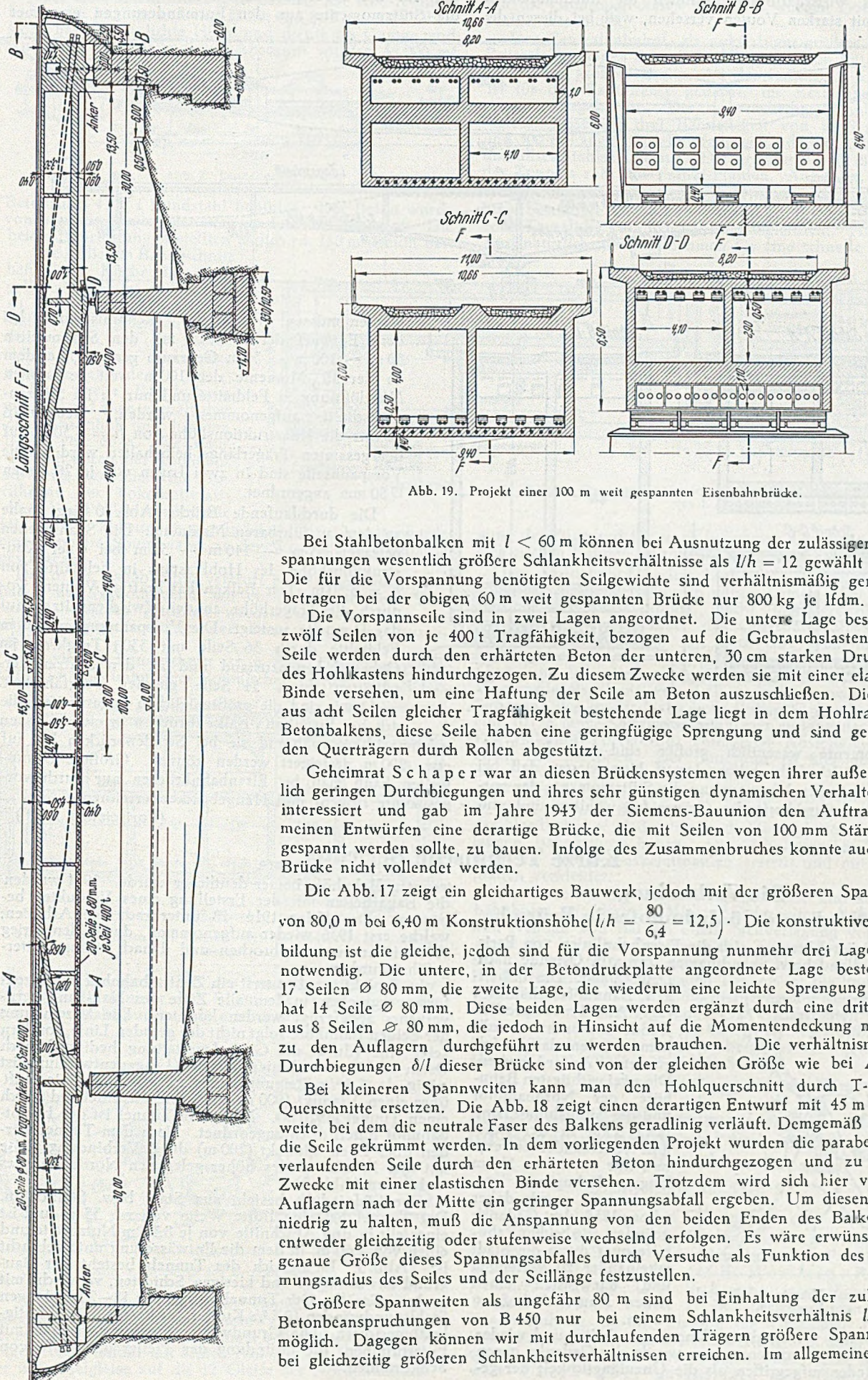


Abb. 19. Projekt einer 100 m weit gespannten Eisenbahnbrücke.

Bei Stahlbetonbalken mit $l < 60$ m können bei Ausnutzung der zulässigen Betonspannungen wesentlich größere Schlankheitsverhältnisse als $l/h = 12$ gewählt werden. Die für die Vorspannung benötigten Seilgewichte sind verhältnismäßig gering, sie betragen bei der obigen 60 m weit gespannten Brücke nur 800 kg je lfdm. Brücke.

Die Vorspannseile sind in zwei Lagen angeordnet. Die untere Lage besteht aus zwölf Seilen von je 400 t Tragfähigkeit, bezogen auf die Gebrauchslasten. Diese Seile werden durch den erhärteten Beton der unteren, 30 cm starken Druckplatte des Hohlkastens hindurchgezogen. Zu diesem Zwecke werden sie mit einer elastischen Binde versehen, um eine Haftung der Seile am Beton auszuschließen. Die obere, aus acht Seilen gleicher Tragfähigkeit bestehende Lage liegt in dem Hohlraum des Betonbalkens, diese Seile haben eine geringfügige Sprengung und sind gegenüber den Querträgern durch Rollen abgestützt.

Geheimrat Schaper war an diesen Brückensystemen wegen ihrer außerordentlich geringen Durchbiegungen und ihres sehr günstigen dynamischen Verhaltens sehr interessiert und gab im Jahre 1943 der Siemens-Bauunion den Auftrag, nach meinen Entwürfen eine derartige Brücke, die mit Seilen von 100 mm Stärke vorgespannt werden sollte, zu bauen. Infolge des Zusammenbruches konnte auch diese Brücke nicht vollendet werden.

Die Abb. 17 zeigt ein gleichartiges Bauwerk, jedoch mit der größeren Spannweite von 80,0 m bei 6,40 m Konstruktionshöhe ($l/h = \frac{80}{6,4} = 12,5$). Die konstruktive Durchbildung ist die gleiche, jedoch sind für die Vorspannung nunmehr drei Lagen Seile notwendig. Die untere, in der Betondruckplatte angeordnete Lage besteht aus 17 Seilen $\varnothing 80$ mm, die zweite Lage, die wiederum eine leichte Sprengung besitzt, hat 14 Seile $\varnothing 80$ mm. Diese beiden Lagen werden ergänzt durch eine dritte Lage aus 8 Seilen $\varnothing 80$ mm, die jedoch in Hinsicht auf die Momentendeckung nicht bis zu den Auflagern durchgeführt zu werden brauchen. Die verhältnismäßigen Durchbiegungen δ/l dieser Brücke sind von der gleichen Größe wie bei Abb. 17.

Bei kleineren Spannweiten kann man den Hohlquerschnitt durch T-förmige Querschnitte ersetzen. Die Abb. 18 zeigt einen derartigen Entwurf mit 45 m Spannweite, bei dem die neutrale Faser des Balkens geradlinig verläuft. Demgemäß mußten die Seile gekrümmt werden. In dem vorliegenden Projekt wurden die parabelförmig verlaufenden Seile durch den erhärteten Beton hindurchgezogen und zu diesem Zwecke mit einer elastischen Binde versehen. Trotzdem wird sich hier von den Auflagern nach der Mitte ein geringer Spannungsabfall ergeben. Um diesen Abfall niedrig zu halten, muß die Anspannung von den beiden Enden des Balkens aus entweder gleichzeitig oder stufenweise wechselnd erfolgen. Es wäre erwünscht, die genaue Größe dieses Spannungsabfalles durch Versuche als Funktion des Krümmungsradius des Seiles und der Seillänge festzustellen.

Größere Spannweiten als ungefähr 80 m sind bei Einhaltung der zulässigen Betonbeanspruchungen von B 450 nur bei einem Schlankheitsverhältnis $l/h < 12$ möglich. Dagegen können wir mit durchlaufenden Trägern größere Spannweiten bei gleichzeitig größeren Schlankheitsverhältnissen erreichen. Im allgemeinen wird

man aus wirtschaftlichen Gründen die durchlaufenden Träger mit starken Vouten versehen, weil bei diesen die nur für die Überspannungen und die Verkehrslasten die Stützmomente aus den Formänderungen errechnet

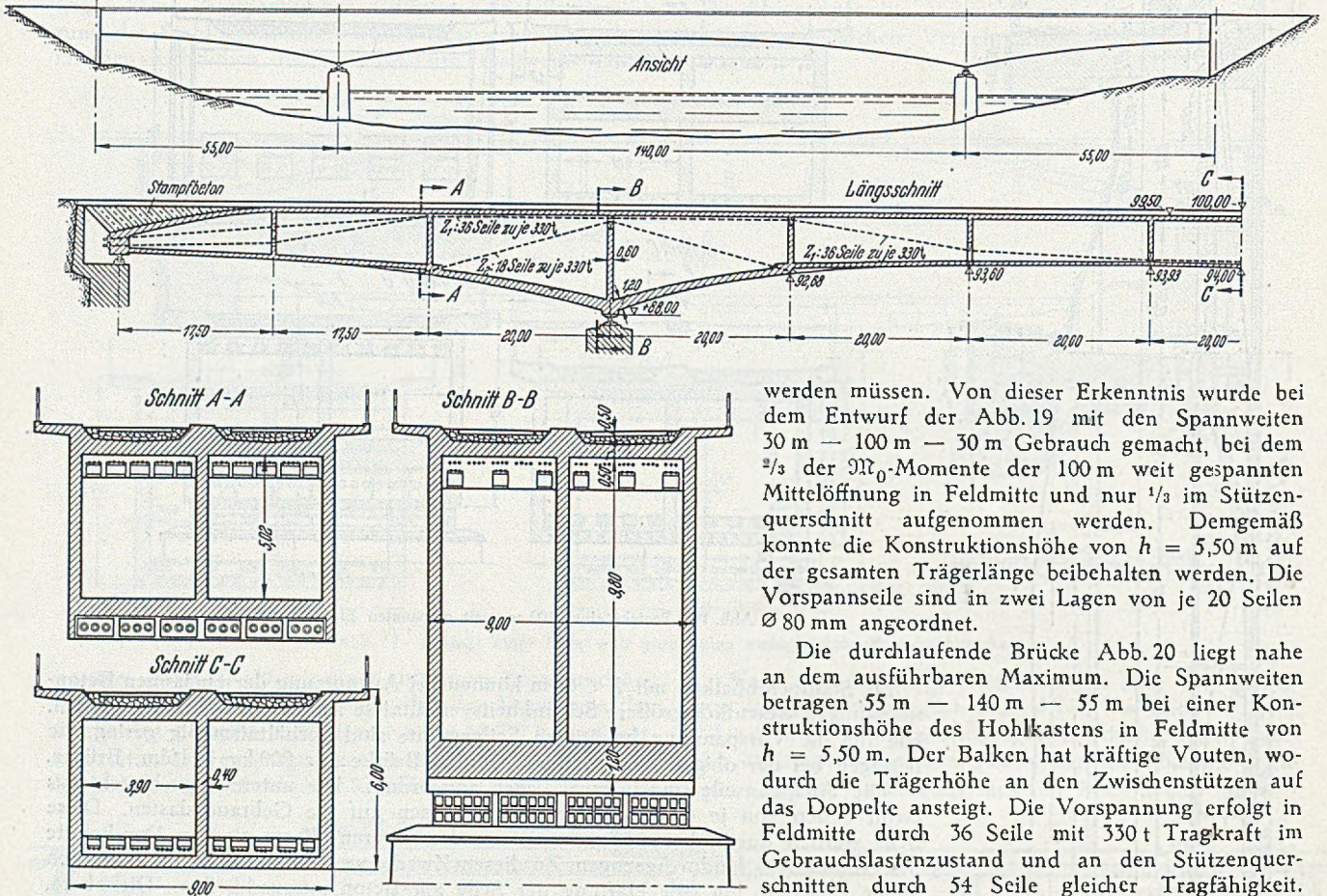


Abb. 20. Projekt einer 140 m weit gespannten zweigleisigen Eisenbahnbrücke.

werden müssen. Von dieser Erkenntnis wurde bei dem Entwurf der Abb. 19 mit den Spannweiten 30 m — 100 m — 30 m Gebrauch gemacht, bei dem $\frac{2}{3}$ der M_0 -Momente der 100 m weit gespannten Mittelöffnung in Feldmitte und nur $\frac{1}{3}$ im Stützenquerschnitt aufgenommen werden. Demgemäß konnte die Konstruktionshöhe von $h = 5,50$ m auf der gesamten Trägerlänge beibehalten werden. Die Vorspannseile sind in zwei Lagen von je 20 Seilen $\varnothing 80$ mm angeordnet.

Die durchlaufende Brücke Abb. 20 liegt nahe an dem ausführbaren Maximum. Die Spannweiten betragen 55 m — 140 m — 55 m bei einer Konstruktionshöhe des Hohlkastens in Feldmitte von $h = 5,50$ m. Der Balken hat kräftige Vouten, wodurch die Trägerhöhe an den Zwischenstützen auf das Doppelte ansteigt. Die Vorspannung erfolgt in Feldmitte durch 36 Seile mit 330 t Tragkraft im Gebrauchslastenzustand und an den Stützenquerschnitten durch 54 Seile gleicher Tragfähigkeit.

Damit sind die größtmöglichen Spannweiten, die sich bei Eisenbahn-Balkenbrücken erreichen lassen gekennzeichnet, während sie bei Straßenbrücken bis auf etwa 200 m gesteigert werden können. Größere Spannweiten kann man bei Eisenbahnbrücken nur durch vorgespannte Bogen- und Hängebrücken erreichen.

(Fortsetzung folgt.)

Stützmomente wesentlich größer sind als die Feldmomente. Ich habe schon darauf hingewiesen, daß bei einer formtreuen Vorspannung die Stützmomente der vorgespannten durchlaufenden Träger frei wählbar sind und

Kurze Technische Berichte.

Die Verbindung des Nord- und Südbahnhofes in Brüssel.

In Brüssel kreuzen sich die Eisenbahnlinien von Paris nach Holland bzw. Skandinavien und von Ostende nach Deutschland. Die bisherigen Bahnhofsverhältnisse (vgl. Abb. 1) entsprechen jedoch nur sehr unvollkommen den daraus folgenden Anforderungen. Die zwei wichtigsten Bahnhöfe, der Nordbahnhof und der Südbahnhof, sind etwa 3 km in der Luftlinie voneinander entfernt und nur mit einem 11 km langen Bahngürtel verbunden. Es wurde daher schon 1835 der Gedanke geäußert, die beiden Bahnhöfe quer durch die Stadt miteinander zu verbinden und dazwischen einen neuen Hauptbahnhof zu bauen.

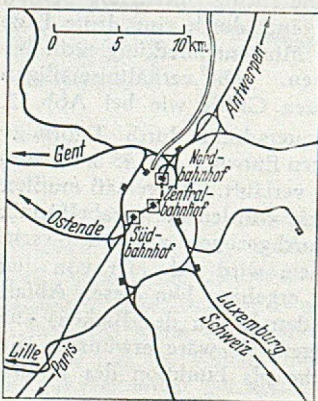


Abb. 1 Eisenbahnkarte von Brüssel und Umgegend.

Nachdem verschiedene Pläne ausgearbeitet und wieder fallen gelassen worden waren, wurde der Gedanke gegen 1900 wieder aufgegriffen, als die Unzulänglichkeit der ge-

trennten Bahnhöfe immer deutlicher wurde. 1911 wurden die Bauarbeiten mit der Erstellung eines Viaduktes begonnen. Der Krieg 1914—18 unterbrach die Arbeiten, welche erst 1936 wieder aufgenommen, durch den Krieg 1939—45 erneut unterbrochen und danach erneut weitergeführt wurden.

Im Projekt wurde zuerst ein Zentralbahnhof in Etagenform vorgesehen, in dem alle Züge des Nah- und Fernverkehrs abgefertigt werden konnten. Die Vereinigung der beiden Bahnhöfe folgt nicht der geraden Linie, sondern zeigt eine (durch die Geländegestaltung bedingte) nach Osten ausbiegende Linienführung (Längsentwicklung ist nötig, da $\leq 5 \text{ ‰}$ Steigung gefordert ist). Die Linie läuft über einen Viadukt (900 m lang) und anschließend durch einen Tunnel (1920 m). Mitten im Tunnel ist der Hauptbahnhof unterirdisch angeordnet. Nach dem Tunnel werden über einen Viadukt (200 m) die 6 Verbindungsgleise mit den 12 Gleisen des höher gelegenen Nordbahnhofes verbunden (Abb. 2).

Der Südiviadukt besteht aus Stahl bzw. Stahlbeton. Der Tunnel hat eine lichte Weite von rd. 35 m und ist eingeteilt in drei Abschnitte von je 8,35 m Nutzbreite und einen von 2,60 m, in dem die Entwässerung untergebracht ist. Abb. 3. Im Bereich des Tunnels besteht der Baugrund aus sandigen und kiesigen Schichten, vermischt mit grobem Geröll. Der Tunnel wurde mit 18—20 m langen Stahlspundwänden (0,5 ‰ Kupfer, 50 kg/mm² Bruchfestigkeit) gesichert. Die Grundwasserabsenkung geschah mit Filterbrunnen, die Gründung der Pfeiler mit Hilfe von Senkbrunnen.

Der erste Bauabschnitt des Tunnels hat eine Normalbreite von 34,17 m und eine Höhe von 8,15 m. Der Oberstock hat 3,10 m lichte Höhe und diente als Garage und Luftschutzraum. Für diesen Abschnitt wurden 55 000 m³

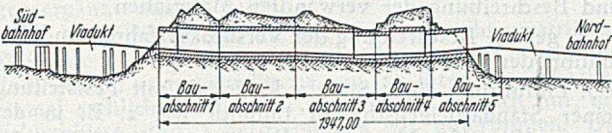


Abb. 2. Längsprofil.

Beton und 4300 t Rundstahl benötigt. Der Beton wurde von zwei Stellen an die Verwendungsort gepumpt. Die beiden Einrichtungen stellten täglich rd. 150 m³ Beton her.

Die in diesem Bauabschnitt befindliche Kirche La Chapelle wies einige Risse auf, so daß besondere Vorsichtsmaßnahmen getroffen werden mußten, um die Standfestigkeit dieses Bauwerkes nicht zu gefährden.

Der zweite Bauabschnitt von 500 m Länge enthält den Zentralbahnhof und hat eine Breite von 60 m. Die Bauarbeiten waren hier besonders schwierig, vor allem die Abführung des Lokomotivraumes. Die Pfeiler wurden mit Hilfe von Senkbrunnen gegründet. An der Ostseite wurde eine doppelte Spundwand, an der Westseite eine einfache geschlagen.

Der dritte Bauabschnitt verläuft unter dem großen Gebäude der Nationalbank, wo ebenfalls besondere Vorsichtsmaßnahmen getroffen werden mußten, um eine ungleichmäßige Senkung der Fundamentierung auszuschließen.

Im vierten Bauabschnitt ist in dem Tunnel in seiner Längsrichtung unter dem Botanischen Garten eine Straße

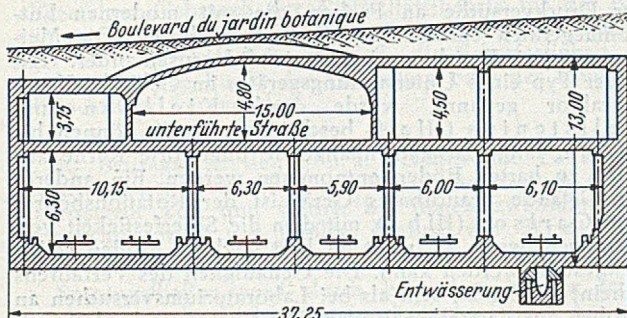


Abb. 4. Schnitt durch den Tunnel unter den Boulevard du Jardin Botanique.

eingebaut. Da dieser Teil des Tunnels große Tiefen erreicht (bis 18 m unter dem Botanischen Garten), wurden sehr lange Stahlspundwände erforderlich Abb. 4.

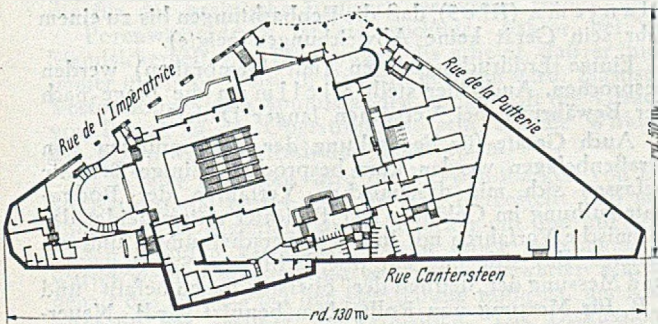


Abb. 5. Grundriß des Zentralbahnhofs.

Im fünften Bauabschnitt des Tunnels wird in offener Baugrube ebenfalls unter Grundwasserabsenkung gearbeitet. Im Anschluß an den Tunnel befindet sich der 120 m lange Nord-Viadukt mit seinen Anlagen zur Überführung der 6 Tunnelgleise auf die 12 Gleise des Nordbahnhofs.

Für die Gründung dieses Viaduktes wurden 1960 Franki-Pfähle verwendet.

Der Zentralbahnhof, als zukünftiger größter Bahnhof Brüssels, hat einen dreieckigen Grundriß von 130 m Länge und 50 m größter Breite. $\frac{1}{3}$ des 5stöckigen Gebäudes ist für den Bahndienst gedacht, im Rest sind Ämter usw. untergebracht. Der unterirdische Bahnhof enthält 6 Gleise mit drei Bahnsteigen von je 8 m Breite und 300 m Länge. Das Empfangsgebäude weist ein betonummülltes Stahlskelett auf. Der dreieckige Teil außerhalb des Tunnels ruht auf Franki-Pfählen. Abb. 5.

Der Bahnhof ist mit einer Klimaanlage ausgestattet. Eine besondere Beleuchtungsanlage soll den Übergang vom Tageslicht zum Kunstlicht ausgleichen. Außerdem sind natürlich alle Maßnahmen für eine schnelle Abfertigung

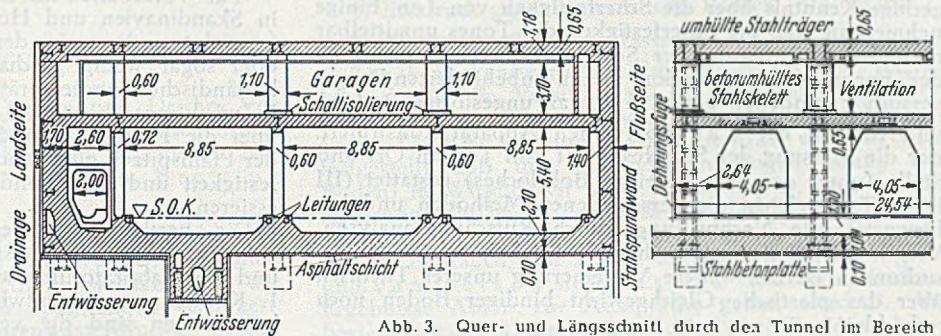


Abb. 3. Quer- und Längsschnitt durch den Tunnel im Bereich des 1. Bauabschnitts.

der Züge und für einen bequemen Übergang auf die elektrischen Bahnen getroffen.

Der Südbahnhof besitzt 22 Gleise. Es wurden verschiedene Straßenverlegungen vorgenommen. Die Umgestaltung des Südbahnhofs macht umfangreiche Bauarbeiten in Nachbarschaft des Güterbahnhofes Forest-Midi notwendig. U. a. war auch eine Umleitung der Senne mit Aushebung eines neuen Flußbettes von 240 m Länge und 20 m Breite erforderlich. Die damit erreichte Wasserspiegelsenkung von 1,50 m bedingte wieder eine Sicherung des in der Nähe befindlichen Gaswerkes durch eine 105 m lange Stahlbetonstützmauer entlang der Senne. Der Bahnhof Forest-Midi enthält 34 Abstellgleise und einen Lok-Schuppen. Der Baugrund ist hier im allgemeinen von schlechter Beschaffenheit.

Vor dem Umbau lagen im nördlichen Kopfbahnhof 16 Gleise. Nach der Vollendung der Bauarbeiten wird der Nordbahnhof 12 durchgehende Hauptgleise mit 300 m langen Bahnsteigen haben. Die Bahnhofsgebäude sind meist als Stahlbetonskelettbauten erstellt und mit Steinplatten verkleidet.

Die Arbeiten zur Verbindung des Nord- und des Südbahnhofs erforderten 2 Mio. m³ Erdarbeiten, Aufnehmen und Neubau von 100 km Gleis, Neuverlegung von mehreren 100 km Signalkabeln. Zur Zeit sind ganz fertig der 1., 2. und 5. Tunnelabschnitt, der 3. und 4. zu 60%. Die Fertigstellung des gesamten Tunnels ist für Ende 1949 vorgesehen. Der Nord-Viadukt ist fertig, der Süd-Viadukt steht vor seiner Fertigstellung. Die Gleisarbeiten in den Bahnhöfen sind ebenfalls im Gang. Der Gesamtbau soll Ende 1952 dem Verkehr übergeben werden. [Nach Le Génie Civil Nr. 3238, 125 (1948) S. 361.]

Dipl.-Ing. W. G e r g a n o w, Darmstadt.

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

(Fortsetzung aus Heft 8.)

h) Vibration und mathematische Fragen.

Auf dem Gebiet der bodendynamischen Untersuchungen ist nur ein Beitrag vorhanden. In diesem Punkte sind unsere Veröffentlichungen (z. B. Hertwig, Ramspeck, Lorenz, G. A. Schulze) wesentlich weiter. Zwischen Gruppe I und II besteht ein weitgehender Zusammenhang, da die Theorie die Grundlage für die Versuchsanordnung und die Auswertung der unter II beschriebenen Prüfraumuntersuchungen bildet. Das Schlusswort Therzaghis zu Berichten und Diskussionen

dieser Gruppe ist besonders wertvoll, weil es eine Übersicht von hoher Warte gibt und die Einzelthemen in den großen Zusammenhang unserer Arbeiten einfügt. Er propagiert auch hier die Beobachtung im Gelände und am Bauwerk und nennt ganz offen die noch vorhandenen Unvollkommenheiten zusammen mit den Fortschritten in der theoretischen Bodenmechanik mit ihren Lücken: elastische Verformung unter Last, Konsolidierung von Ton, „sekundärer Zeiteffekt“, Stabilität der Böschungen u. a. m. Die Auswertung für praktische Aufgaben mit bindigen Böden wird noch beeinträchtigt durch die Auswertung der Bodenbeiwerte für die theoretischen Gleichungen. Z. B. ist der Elastizitätsmodul ungestörter Tone meist viel größer als nach den Laboratoriumsversuchen. Eine der größten Lücken ist die geringe Kenntnis über die Scherfestigkeit von Ton. Einige nehmen an, daß die Scherfestigkeit des Tones unmittelbar nach der Aufbringung der Scherkraft ungefähr gleich $\frac{1}{2}$ der „unconfined compression“ (= im unbehinderten Druckversuch gefundenen Kraft $\frac{1}{2} q_u$ an ungestörten Proben) sei. Kürzlich hat Carlson einen Apparat konstruiert, der die Messung der Scherfestigkeit von Ton an Ort und Stelle (unter dem Boden eines Bohrloches) gestattet (III b 5). T. vergleicht die verschiedenen Methoden und befragt die Nachprüfung durch Rutschungsanalysen. Verglichen mit der praktischen Wichtigkeit solcher Untersuchungen ist die weitere Verfeinerung unserer Theorien über das plastische Gleichgewicht bindiger Böden noch recht klein¹.

II. Prüfraumuntersuchungen.

(Generalberichter: Kjellman - Schweden.)

In der Prüfraumarbeit herrschten zwei Fragenkomplexe vor: die Konsolidierung der Böden und ihre Scherfestigkeit. Die Verfahren der Bestimmung der Verdichtungseigenschaften sind mehr oder weniger vereinheitlicht. Zwei Fragen bleiben ungelöst, die Erscheinung der sekundären Setzung und der Einfluß der Größe der Last auf den Verdichtungsvorgang². Die drei Berichte bringen dafür keine Erhärtung. Die Verfahren zur Bestimmung der Scherfestigkeit einer Bodenprobe sind in den einzelnen Ländern verschieden. Der dreiaxige Druckversuch findet mehr und mehr Eingang an Stelle des Druckversuchs mit unbehinderter Seitenausdehnung und des direkten Scherversuches. Wenn ein dreiaxiger Druckversuch an einer wassergesättigten Probe schnell durchgeführt wird, erscheint es klar, daß die Scherfestigkeit unabhängig von der Größe des allseitig aufgebrachtten Druckes bleibt (gleich der Minimum-Hauptspannung). Versuche dieser Art können leicht irreführend werden durch kleine Undichtigkeiten oder kleine Mengen Luft, die in die Probe bei der Entnahme oder dem Einbau in den Apparat eindringen... Die Anwendung der reinen Scherspannungen in einem langsamen Versuch bei normalem Ton würde Konsolidierung bewirken... Eine nicht entwässerte luftfreie Tonprobe verliert Teile ihrer ursprünglichen Scherfestigkeit, sobald versucht wird, sie zu messen oder auszunutzen... Nach den andeutungsweise zitierten Einblicken ist die Frage der Bestimmung der Scherfestigkeit verwickelter als bisher angenommen wurde. Dazu äußern sich Tschebotarioff (II d 5) u. a. Geuze verwirft die übliche Durchführung des dreiaxigen Druckversuches und empfiehlt, die Normalspannung in der künftigen Bruchebene konstant zu halten. Einige Berichte behandeln die Entwässerung durch Elektroosmose und die elektrochemische Verfestigung von Ton. Ein Schlußwort wurde zu dieser Gruppe nicht gesprochen, wahrscheinlich da Terzaghi unter I einen Teil der Fragen bereits gestreift hatte.

Die zum Teil auseinandergehenden Ansichten der Einsender, besonders zwischen englischen Fachleuten einerseits, Kjellman (Schweden) sowie holländischen und belgischen Kollegen andererseits kommen in den Diskussionsbeiträgen II b 7 bis II g 16 zum Ausdruck. Auch diese Gruppe verdient eine spätere ausführlichere Bespre-

chung. Zu erwähnen wäre ein Vorschlag von Schaad und Bjerrum, die üblichen Versuche zu standardisieren¹. Die Verfasser schlagen vor, hierbei festzulegen:

1. Beschreibung der Apparate einschl. Abmessungen und Beschreibung der verwandten Materialien,
2. genaue Beschreibung der Versuchsverfahren und Definition der Bodenbeiwerte,
3. Einführung eines Standardmaterials mit Feststellung seiner Standardeigenschaften (ähnlich wie z. B. in der Betonprüfung der Normensand).

III. Untersuchungen im Gelände.

(Generalberichter: Kjellman - Schweden.)

Für Vorarbeiten im Gelände werden Sondierverfahren in Skandinavien und Holland ausgiebig gebraucht, aber in vielen anderen Ländern werden sie kaum angewandt oder sogar wenig geschätzt. Nach Plantema ist das holländische Sondiergerät inzwischen verbessert worden. Es wird sogar behauptet, daß es brauchbaren Aufschluß über die Fähigkeit von Sand- und Kieslagen im Tragen der Pfahlspitzen gibt. Auch die Beziehung zwischen Scherfestigkeit und dem Sondierversuch in Ton würde interessieren.

Die Fertigkeit, „ungestörte“ Bodenproben zu entnehmen, die für die meisten Untersuchungen im Gelände und im Laboratorium wesentlich ist, hat sich seit der 1. Konferenz weiterentwickelt. Die hauptsächlichsten Verbesserungen sind die verringerte Wandstärke des Entnahmegertes, der innere Lichtraum und das schnelle fortgesetzte Eindringen. Hvorslev hat ausführliche Untersuchungen darüber angestellt. Fadum und Parsons haben die Störung in Entnahmegerten alter und neuer Art verglichen, u. a. im Hinblick auf den schnellen dreiaxigen Druckversuch. Fadum meint sogar, daß der Elastizitätsmodul von der Störung stark beeinflusst wird und deshalb während der Entnahme auf einen Bruchteil seines ursprünglichen Wertes, sogar bei modernen Entnahmegerten, zurückgeht.

Für einige aufgetretene Rutschungen im Ton wurde die errechnete Scherfestigkeit mit den Ergebnissen unbehinderter Druckversuche an Proben, die mit modernen Entnahmegerten entnommen wurden, verglichen. Die Meinungen der Berichter gingen ziemlich auseinander. Ein neuer Typ eines Untersuchungsgerätes im Gelände, Kernextraktor genannt, wurde durch Kjellman und Kallstenius (III a 4) beschrieben. Damit können bis zu 20 m lange zusammenhängende ungestörte Kerne aus nicht zu harten Böden entnommen werden. Ein anderes im Gelände brauchbares Gerät ist der Rotationsbohrer von Carlson (III b 5), mit dem die Scherfestigkeit von Tonlagen, wenn sie nicht zu hart sind, im Boden selbst festgestellt werden kann. Die Genauigkeit des Verfahrens scheint größer zu sein als bei Laboratoriumsversuchen an Proben aus demselben Boden. Die Kosten sind relativ gering.

In den letzten Jahren hat die Messung des Porenwasserdruckes im Boden an Interesse gewonnen. Einige Geräte und Versuche werden beschrieben. Kjellman bezweifelt, daß die Geräte auch für Beobachtungen längerer Dauer geeignet sind (in der Diskussion betont Plantema (III c 9), daß die Beobachtungen bis zu einem Jahr sein Gerät keine Abweichungen zeigte).

Einige Erddruckmeßdosen (mit Membranen) werden besprochen. Auch hier stellt Kjellman die Frage nach der Bewahrung bei Versuchen langer Dauer².

Auch Geräte für Feststellung der Verformungen von Straßenbelägen werden kurz besprochen. Einige Berichte befassen sich mit dynamischen Verfahren der Bodenuntersuchung im Gelände. Der Berichter unterscheidet das seismische Verfahren mit Interferenzerscheinungen und ein anderes, das sich nur mit oberflächlichen Schwingungen und Messung der Steifheit der obersten Lagen befaßt und z. B. für Messung von Rollfeldern benutzt wird³. Neuer-

¹ Lo.: Die Materialprüfung ging früher ähnliche Wege. Hier sind die Schwierigkeiten größer, z. B. durch Einflüsse der Benetzbarkeit, Thixotropie, Verschiedenartigkeit des Wassergehaltes u. dgl. mehr.

² Lo.: Die in den letzten Jahren erfolgte Verbesserung der Maihak-Meßdose wurde nicht erwähnt.

³ Lo.: Es werden auch „neue“ Verfahren erwähnt, die u. a. bei der Degebo bereits bekannt waren.

¹ Lo.: Besprechung dieser Fragen im einzelnen bleibt einem späteren Bericht vorbehalten.

² Lo.: Das Fremdwort Konsolidierung wird angewandt, weil es etwas mehr bedeutet als in unserem Sprachgebrauch „Verdichtung“.

dings sind auch fotografische Luftaufnahmen im Zusammenhang mit Bodenmechanik angewandt worden, besonders dort, wo noch keine geologischen Karten vorhanden waren. Sie bedeuten selbstverständlich zunächst nur eine allgemeine Orientierung, die noch durch Bohrungen ergänzt werden muß¹.

Es ist auffällig, daß die bei uns noch sehr umstrittene Wünschelrute überhaupt nicht erwähnt wird, und doch scheint es notwendig zu sein, zu ihrer Brauchbarkeit einmal sachlich Stellung zu nehmen, sei es auch nur, um Fehlschlüsse und Übertreibungen zu unterbinden. Die Diskussionsbeiträge zu dieser Gruppe III sind gering. Ein Schlußwort wurde nicht gesprochen.

IV. Stabilität und Verformung von Erdbauten.

(Generalberichter: Bretting - Dänemark.)

Zunächst werden

a) zwei Berichte über die Verfestigung von Straßen- und Bahnkörpern besprochen,

b) dann 14 Berichte über Dämme und Deiche. Vor allem werden darin die Zusammenhänge zwischen Scherfestigkeit des Bodens und Rutschungen behandelt. Anlehnungen an Gruppe II sind vorhanden. Bretting faßt a) und b) zusammen:

Die Scherfestigkeit in der rutschenden Oberfläche wird jetzt oft auf Grund dreiachsiger Druckversuche bestimmt. In diesem Falle muß berücksichtigt werden, daß der Porenwasserdruck die wirklichen Spannungen verringert. Die genaue Bestimmung des Porenwasserdruckes, besonders an im Bau befindlichen Dämmen, ist schwierig, aber die Erfahrung zeigt, daß erheblicher Überdruck im Inneren eines ungesättigten gewalzten Dammes vorhanden sein kann. Es werden Verfahren vorgeschlagen für die Überwachung und mögliche Vermeidung des Porenwasserdruckes. Es scheint wichtig, auch die Luft in den Hohlräumen zu beachten.

Die Messung des wirklichen Porenwasserdruckes während des Baues und im Betrieb wird empfohlen und wird wahrscheinlich in Zukunft für wichtige Dämme allgemein angewandt werden. Es sollte erwogen werden, ob ein allgemeiner Gebrauch der Elastizitätstheorie für die Bestimmung der wirklichen Scherspannungen zu empfehlen und ob es erforderlich ist, daß die Scherfestigkeit in keinem einzigen Punkt der Gründung oder des Dammes überschritten werden darf.

c) Aushub und Böschungen.

16 Beiträge, in denen u. a. verschiedene Fälle von Böschungsließen berichtet werden, darunter auch einige in rissigem Ton und solche, bei denen zweifellos der Porenwasserdruck von großem Einfluß war. Bretting faßt c) zusammen:

Setzungsließen wird durch besonders lockere feine Sande verursacht. Es besteht eine kritische Dichte, bei der die Gefahr des Setzungsließens droht; die Dichte kann auf der Baustelle durch einen Eindringversuch ermittelt werden. Rissiger Ton erfordert besondere Vorsicht bei Anwendung der üblichen Verfahren der Bodenmechanik. Bisher sind keine systematischen Verfahren der Berechnung möglich, aber empirische Ergebnisse verfügbar, die für das praktische Bauwerk wertvoller sind.

Porenwasserdruck ist ein wichtiger Faktor bei der Standsicherheit von Böschungen. Es scheint, daß er nicht immer in klarer Weise in Betracht gezogen wird. Elastische Verformungen von Spundwänden können oft die Ursache von Rissen an der Oberstromseite sein, die die Wirkung der Spundwand beträchtlich herabsetzen.

d) In vier Berichten wird die Verwendbarkeit von Löß als Baumaterial besprochen. Es wird festgestellt, daß man auch wichtige Ingenieurbauwerke sicher mit und auf Lößhöden gründen kann, daß jedoch große Setzungen erwartet werden müssen und ein bemerkenswerter Wassergehalt des Bodens bei der Herstellung nötig ist, um Risse während der Setzung zu vermeiden. Die Diskussionsbeiträge brachten nichts Neues; ein Schlußwort wurde nicht gesprochen.

¹ Lo.: Dies wird jedem deutlich sein, der einmal die Küste der Ostsee, die Donauniederung zwischen Wien und Budapest oder die Rheinebene zwischen Basel und Mainz überflogen hat.

V. Erddruck, Stabilität und Verschiebung von Stützwänden.

(Generalberichter: Bretting - Dänemark.)

a) Behandelt Erddruck gegen starre senkrechte Mauer, 5 Berichte.

b) Erddruck gegen nachgiebige senkrechte Wände, 12 Berichte.

Hierbei betont Bretting, daß die Versuche an der Princeton-University einen wichtigen Beitrag zu unserer Kenntnis von Erddruck gegen nachgiebige Wände bieten. Er bedauert jedoch, daß nicht die direkten Ablesungen angegeben werden und daß einige Angaben über die Abmessungen des Modells fehlen. Tschebotarioff hat darauf in der Diskussion (V b 10) ausführlich geantwortet.

c) Erddruck gegen unterirdische Bauten (Stollen usw.)¹.

Bretttings Zusammenfassung:

Die bemerkenswertesten Ergebnisse aus den letzten Jahren sind die Versuche an der Princeton-University, über die in den Beiträgen von Epstein, Tschebotarioff, Brown und Welch berichtet wird. Es wird festgestellt, daß die wohlbekannte Bogenwirkung (im Boden) in Wirklichkeit nicht vorhanden ist, eine Schlußfolgerung, die im Widerspruch mit der Erfahrung vieler Jahre zu stehen scheint, ebenso zu den Ergebnissen, die in den Beiträgen von Beck und Berman, Golder und van Iterson stehen. Es wird vermutet, daß diese Ergebnisse Anlaß zur Aussprache geben werden². Am besten beleuchtet dieses das Schlußwort Terzaghis:

Die Frage des seitlichen Erddruckes gegen Stützwände war die erste auf dem Gebiet der Bodenmechanik, die analytisch veranlagte Geister anzog, und Bemühungen, das Problem zu lösen, erstreckten sich über mehr als 150 Jahre. Dennoch zeigen Berichte und Diskussionen, daß wir von der völligen Lösung noch weit entfernt sind. Am dringendsten erscheint unter den gegensätzlichen Meinungen die Frage nach der Stärke und Verteilung des Erddruckes gegen nachgiebige Wände. Während der letzten Jahre hat Tschebotarioff ausführliche Prüfungsversuche gemacht, um das Problem zu lösen. Jedoch scheint der Gegenstand seiner Untersuchungen ebenso dehnbar zu sein, wie es die elastischen Eigenschaften von Ton im ungestörten Zustande sind. Infolgedessen lassen die Ergebnisse seiner Versuche noch einen großen Spielraum für die Erklärung, und es würde voreilig sein, die Schlußfolgerungen anzunehmen, bis sie bestätigt werden durch die Ergebnisse von Druckmessungen an Spundwänden großen Maßstabes, die in verschiedene Böden gerammt und durch verschiedene Hinterfüllungen beansprucht werden. Tatsächlich ist es zweifelhaft, ob eine endgültige Formel für die Druckverteilung auf nachgiebige Wände überhaupt aufgestellt werden kann, die unter all den Bedingungen, die man in der Praxis antrifft, Gültigkeit behält³.

VI. Bodenpressung und Setzung von Bauwerken auf Flachgründungen.

(Generalberichter: Caquot - Frankreich.)

Die Gruppe ist unterteilt in vier Untergruppen

a) Messung von Setzungen und Vergleich mit der Theorie,

b) Messung der Druckverteilung in der Fundamentfuge,

c) Einfluß des Grundwassers,

d) Besondere Fragen des Gründungswesens.

Zu a) ist eine große Anzahl von Berichten eingegangen, die ein erfreuliches Maß von Übereinstimmung zwischen errechneten und beobachteten Setzungen zeigen.

¹ Lo.: Dazu vgl. man Loos-Breth: Kritische Betrachtung des Tunnel- und Stollenbaues und der Berechnung des Gebirgsdruckes. Bauingenieur 24 (1949) S. 129.

² Lo.: Das war auch der Fall. Vor allem hat sich Tschebotarioff gegen zu weitgehende Verallgemeinerung gewandt.

³ Lo.: Auch hier werden sich unsere Versuche der letzten Jahre und deren — hoffentlich — mögliche Fortsetzung klärend einfügen können. Siehe u. a. Loos-Breth: Modellversuche über Biegebeanspruchung von Pfählen und Spundwänden. Bauingenieur 24 (1949) S. 264.

Einige Berichtersteller weisen auf die Vorsorge beim Transport der zu untersuchenden Proben hin. De Nie z. B. erklärt bemerkenswerte Abweichungen zwischen Vorausberechnung und beobachteter Setzung mit der Störung der Proben während des Transportes. Fadum diskutiert die Bewertung aller Annahmen bei Spannungsanalysen für Setzberechnungen. Er stellt fest,

1. daß die beobachteten Setzungen in der Größenordnung vom errechneten Wert bis zu der Hälfte dieses Wertes für korrespondierende Punkte schwanken,

2. daß der Ort, an dem die beobachtete Setzung etwa gleich der errechneten ist, sich auf den Punkt mit der geringsten beobachteten Setzung bezieht, während der Ort, an dem die beobachtete Setzung etwa gleich 1 : 2 der errechneten ist, sich auf den Punkt mit der größten beobachteten Setzung bezieht.

Im Hinblick auf die beobachteten Unvollkommenheiten schlagen einige Berichtersteller vor, die Setzungsvorhersage mit Hilfe beobachteter Setzungen auszubauen. Aus der Fülle anderer Berichte sei nur erwähnt der von Jeppensen (Dänemark), der die Pfeiler der 60 m hohen Kleinen-Belt-Brücke beobachtete und dabei jahreszeitliche Schwankungen der Setzung und Neigung ihrer Pfeiler unter dem Einfluß der Sonne feststellte, wodurch der Angriffspunkt der resultierenden Kräfte verlagert wird.

Zu b) Über Messungen der Spannungsverteilung in der Fundamentfuge lag nur ein Bericht vor. Ohne neue Gesichtspunkte.

Zu c). Grundwassereinfluß. Ohne Neues¹.

Zu d). Besondere Fragen. Ein Bericht allgemeiner Art: Bewegung der Fundamente infolge anderer Ursache als Gebäudelasten. Es werden hier u. a. klimatische Einflüsse besprochen, natürliche Austrocknung von Ton unter Gründungen, künstliche Trocknung unter Industriebauten und künstliche Frosthörungen unter Kühlhäusern usw. Einige befassen sich mit Permafrost. Außerdem ging ein sehr ausführlicher Bericht über die Gebäudegründungen in Bergbausenungsgebieten von K. W. Mautner ein, dessen Arbeiten in Deutschland bekannt sind. Dann noch einige Betrachtungen über ausgeführte Gründungen. Das Schlußwort Terzaghi faßt die Gruppen VI und VII zusammen, würdigt den ausgezeichneten Generalbericht Caquots und stellt fest, daß die Erfahrung über Flach- und Pfahlgründungen sich in der letzten Dekade wesentlich vergrößert hat. Er weist jedoch darauf hin, daß zwei Erscheinungen, nämlich der „sekundäre Zeiteffekt“ und die Auswirkung von Pfahlrammung in ungestörtem Ton auf die Zusammendrückbarkeit des Tones, noch nicht ganz erfaßt sind. Der „sekundäre Zeiteffekt“ scheint abhängig zu sein von der hohen Viskosität der adsorbierten Wasserschichten, die die Bodenteilchen untereinander trennen. Alle vorhandenen Theorien darüber gründen sich auf die Annahme, daß die Tonlagen, auf die die Lasten wirken, seitlich begrenzt sind. Ein Teil der sekundären Setzungen geht auf Kriechen zurück. Dafür nennt T. ein Beispiel aus den letzten Jahren. Sobald die Last ungefähr gleich der Hälfte der (unconfined) = „unbegrenzten“ Druckfestigkeit des Tones wurde, begann ein Fließen in horizontaler Richtung. Seitliche Ausbreitung einer belasteten Tonlage ist unvermeidlich gepaart mit einer Setzung der belasteten Bodenoberfläche.

Die zweite noch unerforschte Erscheinung ist die Wirkung der Pfahlrammung in ungestörtem Ton auf die Zusammendrückbarkeit des Tones zwischen den Pfählen. Das kann sogar so weit kommen, daß negative Mantelreibung auftritt, die den Pfahl herunterzieht und seine Spitze tiefer in die Lage eindringt, in der er steht². Die Erfahrung lehrt, daß weder das Kriechen des ungestörten Tones noch die Störung seiner Struktur durch Pfahlrammung auch nur annähernd im Prüfraum nachgemacht werden können. Deshalb kann eine brauchbare Auskunft über diese Erscheinungen nur durch Vergleich zwischen Beobachtungen an ausgeführten Bauten mit Ver-

suchen an Tonproben gegeben werden. Zur Zeit erkennen wir nur die vorhandenen Möglichkeiten. Genügende Anhaltspunkte für das Schließen der Lücke zwischen Laborversuch und Verhalten im Gelände sind noch nicht verfügbar.

VII. Pfahlgründungen, Pfahlprobelastungen.

(Generalberichter: Kerisel - Frankreich.)

Einteilung in drei Unterabschnitte:

- a) Setzung und Tragfähigkeit von Pfählen,
- b) Horizontaler Druck auf Pfahlgründungen,
- c) Sonderfragen.

Die meisten Berichte befassen sich mit a). Die klassische Art der Frage hat die Einsender nicht abgeschreckt, und die übermittelten Schlußfolgerungen erweitern den schon vorhandenen Überblick des Gegenstandes. Es gibt drei Arten, die Tragfähigkeit der Pfähle zu bestimmen:

1. aus dem Eindringungswiderstand beim Rammen,
2. durch unmittelbare Belastung des Pfahles,
3. aus den physikalischen Bodenbeiwerten.

Zu 1. Die Rammformeln, die als eine der meist abgedroschenen Gepflogenheiten in der Bodenmechanik gelten, werden im großen ganzen abgelehnt. Das wird in einigen Berichten belegt.

Zu 2. Einer der interessantesten Berichte ist der von Plantema und Franx (Holland). Sie besprechen die Anwendung des neuen Pfahl-Sondierapparates, fragen sich allerdings, ob der Konuswiderstand mit dem Spitzenwiderstand des Pfahles vergleichbar ist. Die Antwort lautet bejahend. In anderen Berichten werden die direkten Belastungsversuche besprochen, stellenweise auch die Kraft oder der Widerstand beim Ziehen des Pfahles herangezogen¹.

Zu 3. Hier wird u. a. auch das Verhältnis der Tragfähigkeit von Pfahlgruppen besprochen und im übrigen versucht, die verschiedenen Einflüsse in Rechnung zu stellen. Ein Bericht schätzt den Widerstand gegen Ziehen des Pfahles auf $\frac{1}{4}$ des Widerstandes bei der Probelastung². Die Berichte dieser Gruppe stehen auf sehr verschiedenem Niveau, und doch bieten sie einige wertvolle Anregungen für die Praxis.

b) Nur wenige Berichte befassen sich mit dem horizontalen Erddruck gegen Pfahlreihen. Es wird versucht, die Schäden zu vermeiden oder die Wirkung zu berechnen, ausgehend von Scherversuchen an ungestörten Proben.

c) Sonderfragen. Zwei Berichte nennt Kerisel interessant: Die Wirkung der Drainage durch Brunnen auf Pfahlgründungen, die bis zur Auslösung „negativer Mantelreibung“ gehen kann, und die Anpassung an Setzungen durch nachstellbare Pfähle mit Hilfe von Schraubenspindeln³. Der Bericht sieht Vorteile in dieser Anordnung, regt aber an, sich zunächst mit den Kosten der neuen Ausführungsweise zu befassen. Auch die Diskussionsbeiträge sind nicht uninteressant. Ihre Wiedergabe führt aber zu weit. In seinem Schlußwort betont Kerisel:

1. Viele Berichte nehmen in ihren Versuchen als das Maß des Widerstandes, der durch den Boden in der Oberfläche beim Rammen des Pfahles ausgeübt wird, die Differenz der Gesamtkraft und der Kraft an der Spitze an. Er (K.) hält diese Berechnung für nicht richtig.

2. Für Böden mit einem geringen Reibungsbeiwert ist der seitliche Widerstand beim Rammen und Ziehen zwar mathematisch nicht sehr verschieden, K. ist jedoch überzeugt, daß z. B. in einem Sand mit hohem Reibungsbeiwert der Versuch wesentlich andere Ergebnisse zeitigt.

¹ Lo.: Dafür haben wir bereits 1934 einen zerlegbaren Versuchspfahl entwickelt. Dissertation von Rudolf Müller: Modellversuche über das Zusammenwirken von Mantelreibung, Spitzenwiderstand und Tragfähigkeit von Pfählen. Veröff. d. Degebo, Heft 7, Berlin 1939.

² Lo.: Selbstverständlich wird dieses Verhältnis sehr stark von der Bodenart abhängen. Siehe auch „Über die Tragfähigkeit von Rammfähnen“ von Dr. Ing. H. Breth, Mitteilung Nr. 1 des Ingenieurbüros Prof. Dr. Ing. W. Loos vom 16. 8. 1945.

³ Lo.: Ähnliches ist bei uns zur Ausschaltung von Bergbausenungen vorgeschlagen worden.

¹ Loos. Anordnung und Prüfung einer Grundwasserisolation (Metall). Bauing. 24 (1949) S. 213.

² Lo.: Wir haben ähnliche Beobachtungen gemacht und belegt. Loos: Krit. Betrachtung von Flach- und Pfahlgründungen, Veröff. d. Degebo, Heft 3 Berlin 1932.

VIII. Fragen des Straßen- und Rollfeldbaues.

(Generalberichter: Wilson - England.)

W. bemerkt zunächst allgemein, daß Berichte über Entwurf der Beläge, starr oder biegsam, eine Reihe von Beispielen ausgeführter Entwürfe, einige Berichte über Drainage oder Frostwirkung, über Schäden an Straßenbettungen, Straßen- und Eisenbahndämmen und Einschnitten, zwei Vorschläge über Einteilung der Böden, einer über die Art des Verschleißes und einer über die Befahrbarkeit von Böden, eingegangen seien. Zum Entwurf des Belages erwähnt er die Theorien über nachgiebige und starre Beläge, solche, die nur den Belag und solche, die nur den Boden unter dem Belag betrachten, und schließlich Theorien, die beide in Betracht ziehen. Als die wichtigste Entwicklung bezeichnet er das Verfahren der C. B. R. (Californian Bearing Ratio) für die Bemessung nachgiebiger Beläge (es ist ein empirisches Verfahren zur Messung der relativen Tragfähigkeit von Untergrund, Bettungsmaterial oder Baustoffen für nachgiebige Beläge durch einen Standardeindringungsversuch) und die Theorie von Burmister über gelagerte elastische Systeme. Sie sind wichtig, weil sie sowohl den Boden wie den Belag in Betracht ziehen. Das C. B. R.-Verfahren besteht im wesentlichen in dem Vergleich der versuchsweise gefundenen Tragfähigkeit des Bodens mit der Dicke eines Belages, der in der Praxis ohne Schäden blieb. Die Theorie von Burmister gestattet die Berechnung der Spannungen und Verformungen an jedem Punkte des Belages oder des Untergrundes. Er streift noch andere Theorien und bemerkt, daß keine wirklich die Stärke und Nachgiebigkeit des Belages berücksichtigt. Über nachgiebige Beläge wird noch gesagt, daß die C. B. R. zunächst 1929 beschrieben wurde und seit 1938 ausführliche Untersuchungen nachgiebiger Beläge zeigen, daß gewöhnlich Schäden nicht eintraten, wenn die Gesamtdicke des Belages einschl. Oberfläche und Unterlage den Werten der C. B. R.-Probe entsprachen. Allein sieben Berichte diskutieren dieses Verfahren. 1942 berichteten einige Fachleute, darunter A. Casagrande, dem Highway-Research-Board über seine Ausdehnung auf schwerere Radlasten.

Über steife Beläge wird nur gesagt, daß die Erfahrungen der vergangenen 12 Jahre die Methode von Westergaard zu bestätigen scheinen, nach der die Bemessung ausreichend ist in allen Fällen, in denen der Belag eher nachgibt als der Untergrund. Dazu bemerken Glossop und Golder, daß die Theorie von Westergaard die Stärke des Untergrundes nicht in Betracht zieht. Sie gehen jedoch nach Wilsons Meinung in der umgekehrten Richtung zu weit, indem sie die Stärke und Elastizität des Belages vernachlässigen. W. stimmt ihnen jedoch zu, wenn sie die Spannungen in plastischen Böden mit der Scherfestigkeit des Materials vergleichen. Auch dehnbare membranartige Oberflächen werden besprochen. Einige Beispiele über Ausbildung des Belages enthalten u. a. die Beschreibung der „Sandwich“-Konstruktion, wobei der Betonbelag nicht nur gegen den Witterungswechsel geschützt ist, sondern auch infolge der lastverteilenden Wirkung der oberen Lagen der Konstruktion ein schwerere Last tragen kann. W. sagt diesem Belag erweiterte Anwendung voraus.

Auch auf dem Wege der Einteilung der Böden wird ein direktes Verfahren der Bemessung versucht. Dies scheint dem Berichter zu leicht. Über Drainage und Frost berichtet u. a. Riis (Dänemark)¹. Einzelne Berichte befassen sich mit Oberflächenverschleiß von Erdstraßen, Befahrbarkeit von Böden, der Anregung von Beobachtungen und Auswertungen durch Behörden. Stabilität von Einschnitten und Dämmen wird ebenfalls gestreift (siehe auch Gruppe IV).

(Wilson's Schlußwort betr. Gruppe VIII und IX wird bei IX kurz zitiert!)

IX. Verbesserung der mechanischen Eigenschaften des Bodens.

(Generalberichter: Wilson - England.)

Die Berichte dieser Gruppe befassen sich mit allgemeinen Fragen chemischer Verfestigung, Elektroosmose,

Stabilisierung des Untergrundes, Verbesserung der Materialien für Erddämme, Beschleunigung der Verdichtung durch senkrechte Drainage und mechanische Verdichtung der Böden.

Zunächst wird Winterkorns ausgezeichnete Übersicht der Zusammenhänge herausgestellt und seine Feststellung gewürdigt, daß die Bodenstabilisierung sowohl eine Kunst wie eine Wissenschaft ist. Dann wird die Stabilisierung durch Tränkung und Einpressung besprochen. Es folgt ein Hinweis darauf, daß durch Elektroosmose entwässerter Boden zusammendrückungsfähiger sei als im natürlichen Zustand. Dieses Ergebnis stimmt jedoch nicht mit dem anderer Forscher auf diesem Gebiet überein. Dann folgen Berichte über Bodenstabilisierung aus aller Welt, besonders für Straßen und im Dammbau, wobei auch geringe Zugaben von Bentonit zu einem sandigen Kies vorgeschlagen werden. Die beschleunigte Konsolidierung durch lotrechte Drainage, die in Amerika eine starke Entwicklung genommen hat, wird durch einige Berichte belegt. Durch Kjellman werden auch die Kosten der Sanddrainagen und der Pappkartondochte gegenübergestellt, nach denen die letzteren niedriger sind. Einige größere Berichte befassen sich mit der mechanischen Bodenverdichtung, die besonders durch Proctor weiter ausgebaut wurde, ohne jedoch wesentlich Neues zu bringen. In der Diskussion ist besonders bemerkenswert ein kurzer Beitrag von Mayer (Frankreich) (IX c 17), der u. a. eine Ausführung der Dichtungsschürze unter dem Staudamm in Genissiat erwähnt. Nach einigen kurzen Klarstellungen bemerkt Wilson in seinem Schlußwort zu VIII und IX:

Bezüglich der Bemessung von Belägen und der Verdichtung des Bodens sagt W., daß er sie gern zusammen behandelt, nicht nur wegen ihrer Beziehung, sondern auch, weil Fortschritte in beiden Fällen auf ähnliche Weise erreichbar sind. Der Vorteil der Konferenz sei hierbei besonders, daß sie die Unterschiede in der Betrachtungsweise aufgezeigt habe. Man könne nicht den größten Nutzen aus der Erfahrung ziehen, wenn man nicht genügend Messungen macht, um jede Arbeit nach den verschiedenen Theorien zu beurteilen. Vor allem aber müsse man Material sammeln, um die Beurteilung der verschiedenen Theorien durch die praktischen Fälle zu belegen. Zur Zeit verlöre man eine Reihe von Erfahrungen, weil nur nach der Theorie gemessen wurde, die der Einzelne sich gerade für den betreffenden Auftrag ausgedacht habe.

Das Schlußwort Terzaghis sei deshalb etwas ausführlicher erwähnt, weil es in erfreulicher Weise unterstreicht, wie durch Konstrukteure und Benutzer manchmal auf Grund irgendwelcher empirischen Versuche Forderungen gestellt werden, die unklar sind. Er sagt zunächst, daß der erschöpfenden Darstellung durch Berichter und Generalberichter zur Zeit wenig hinzuzufügen ist. Aber eine Erfahrung möge vielleicht interessieren: Er hatte den Untergrund für Rollfelder eines sehr großen Flugplatzes zu beurteilen. Der Untergrund bestand aus grobem Sand und Kies, sogar mit Rollsteinen bis zu 10 cm Ø. Vorher hatte man versucht, die Beschaffenheit der Unterlage mit C. B. R.-Versuchen zu bestimmen. Terzaghi machte Einwände gegen dieses Verfahren, weil die Größe der Belastungsfläche viel kleiner ist als die größten Brocken im Untergrund, und schlug deshalb die Durchführung einer größeren Probelastung vor mit wiederholter Be- und Entlastung. Die Versuche wurden durchgeführt, aber als T. die Frage stellte nach der maximalen Durchbiegung, die man für zulässig halte, bekam er keine befriedigende Antwort. T. sagte wörtlich, daß er sich fühlte wie ein Schneider, der ein Paar Hosen machen soll, ohne daß man ihm sage, wie lang und wie weit sie sein müssen. Es sei deshalb erfreulich, aus der Diskussion zu hören, daß die Länge und die Weite der Hosen anfängt, in Betracht gezogen zu werden¹.

(Schluß folgt.)

W. Loos, Karlsruhe.

¹ Lo.: Die Frosterscheinungen verdienen m. M. nach mehr Beachtung, als man bei vielen Flugplatzbauleitungen beobachtet.

¹ Lo.: Bei Bauwerksgründungen geht es uns oft ähnlich: Wir sollen für den Boden das „zul“ angeben, ohne daß man uns die zulässige Deformation des Bauwerkes nennt.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Blasius, Dr. Heinrich: Mechanik. Physikalische Grundlagen vom technischen Standpunkt. Erster Teil: Statik. VIII + 247 S. Gr. DIN A 5. Mit 260 Abb. und 113 Aufgaben. Vierte, wenig veränderte Auflage, Hamburg: Eckardt & Messtorff Verlag, 1948. Preis geh. DMark 9,—. Zweiter Teil: Elastizität und Festigkeit. VIII + 250 S. Gr. DIN A 5. Mit 194 Abb. und 84 Aufgaben. Dritte, unveränderte Auflage. Hamburg: Boysen & Maasch Verlag, 1949. Preis geh. DMark 9,50, geb. DMark 11,50.

Die vorliegende Sammlung ist kein Lehrbuch im üblichen Sinne. Während normalerweise die allgemeine Theorie den Hauptteil des Werkes bildet und die Beispiele in der Regel nur als Sonderfälle erscheinen, stellen die vorliegenden Bände eine einzige Beispielsammlung dar. An Hand dieser Beispiele kann dann der Leser an den vielerlei Sonderfällen die allgemeine Theorie selbst erarbeiten.

Der erste Band bringt nach einer Übersicht über die Grundbegriffe der Mechanik eine Reihe von Gleichgewichtsaufgaben aus der Statik. Beispiele zur Erläuterung des Arbeitsbegriffes, der Stabilität und der Reibung bilden den Abschluß.

Im zweiten Band werden zunächst die einfachen Spannungszustände (Zug, Druck, Schub und Biegung) besprochen. Daran schließen sich Aufgaben über zusammengesetzte Beanspruchung, über Formänderungen sowie Knickfestigkeit. Einige einfache Beispiele aus dem Gebiet der Flächentragwerke eröffnen dem Leser einen Ausblick in die Probleme der höheren Festigkeitslehre.

Der Verfasser ist Oberstudienrat an der Ingenieurschule zu Hamburg und hat das Werk in erster Linie für den Gebrauch an techn. Mittelschulen geschrieben. Von der Mathematik macht er daher nur zögernd Gebrauch; so ersetzt er z. B. bei der Berechnung der Trägheitsmomente das Integral durch eine Summe. Erst bei den Formänderungs- und Knickaufgaben, bei denen man anders nicht mehr durchkommt, wird die Differentialrechnung verwendet. Das Bestreben des Verfassers, den statischen Kern der Aufgabe gegenüber den mathematischen Ausführungen klar herauszuarbeiten — eine Aufgabe, mit der sich jeder Statiklehrer auseinanderzusetzen hat —, wird dadurch natürlich nicht erleichtert.

Aus den gleichen Überlegungen heraus beschränkt sich der Verfasser in der Regel auf die Betrachtung kleiner Formänderungen. Bei der Mehrzahl der vorliegenden einfachen Aufgaben verursacht indessen die Betrachtung endlicher Verschiebungen kaum eine nennenswerte Mehrarbeit. Die Untersuchung endlicher Formänderungen mit anschließendem Übergang zu verschwindend kleinen Deformationen ist jedoch für den Lernenden von großem Wert; für das Verständnis der Knickvorgänge ist sie beinahe unentbehrlich. Eine Erweiterung der Aufgaben in dieser Hinsicht wäre daher sehr zu begrüßen.

Erwünscht wären ferner auch einige statisch unbestimmte Aufgaben, aus denen der Einfluß der Querkräfte, der Erwärmung usw. zu ersehen ist.

Wie der Verfasser in den Vorbemerkungen hervorhebt, setzt er in die Formeln stets die Benennungen mit ein. Um nun Irrtümer zu vermeiden, verwendet er für die Einheitszeichen — abweichend von den Normen — grundsätzlich mindestens zwei Buchstaben, z. B. gr, sk, to für Gramm, Sekunde, Tonne (anstatt g, s, t nach DIN 1350). Der Unterzeichnete führt Dimensionsbetrachtungen in der Regel getrennt durch; irgendwelche Schwierigkeiten bei der Verwendung der genormten Zeichen haben sich dabei nicht ergeben. Im Interesse der Einheitlichkeit wäre es zu begrüßen, wenn sich der Verfasser diesem wohl allgemein geübten Brauch anschließen würde. In gleicher Richtung geht der Wunsch, die verwendeten Profilzeichnungen (z. B. I-Träger Nr. 26 oder C-Eisen Nr. 30) durch die genormten kürzeren Zeichen (I 26 oder C 30) zu ersetzen.

Die vorstehenden Hinweise dürfen nicht als Kritik der verdienstvollen Arbeit des Verfassers aufgefaßt werden; das genaue Gegenteil ist beabsichtigt. In verhältnismäßig kurzer Zeit haben die Bücher mehrere Auflagen erlebt und es ist wohl zu erwarten, daß sich in nächster Zeit

weitere Auflagen als notwendig erweisen werden. Hierfür dem Verfasser mit einigen Hinweisen beizustehen, ist der Zweck der obigen Zeilen.

Die großen pädagogischen Fähigkeiten des Autors lassen auf langjährige Lehrerfahrungen schließen. Durch die Vielzahl der Beispiele aus dem Arbeitsgebiet sowohl des Bauingenieurs als auch des Maschinenbauers erfassen die Bücher einen großen Leserkreis. Dem Lernenden werden sie eine gute Stütze bei der Einarbeitung, dem praktisch tätigen Ingenieur bei der Auffrischung seiner Kenntnisse aus der angewandten Mechanik sein. Wie bereits bemerkt, wenden sich die Bände besonders an die Absolventen technischer Mittelschulen. Aber auch dem jungen Hochschulstudenten kann die Durcharbeitung nur empfohlen werden.

Der zweite Band ist ein unveränderter Abdruck der 2. Auflage. Die Hinweise auf den ersten Band stimmen daher mit der vorliegenden vierten Auflage des ersten Bandes nicht immer überein. Dieser Schönheitsfehler wird bei einer Neuauflage wohl von selbst abgestellt werden. Auch einige überholte Angaben sollten dabei berichtigt werden. So wird z. B. im ersten Teil (S. 200) als Belastung der Eisenbahnbrücken der 17-t-Lastenzug angegeben. Im zweiten Teil (S. 143) wird behauptet, daß ein zweiteiliger Druckstab nach allen Richtungen gleich steif sei, wenn $J_y = J_x$ gemacht wird usw.

G. W o r c h, München.

Schlink, Wilhelm, Dipl.-Ing., Dr.-phil., Prof. an der Techn. Hochschule Darmstadt. Unter Mitarbeit von Heinrich Dietz, Dr.-Ing. habil., Dozent an der Techn. Hochschule Darmstadt: Technische Statik. 4. u. 5. Aufl., X und 431 Seiten. Gr. 8°. Mit 511 Abb. Berlin: Springer-Verlag 1948. Preis DMark 27,60.

Schlinks Technische Statik ist nun schon in fünfter Auflage erschienen, ein Zeichen, daß das Buch sich in Studentenkreisen großer Beliebtheit erfreut. In der Tat gibt es wohl kaum ein Werk, das mit solcher Ausführlichkeit (fast möchte man sagen Geduld) auf alle nur denkbaren Anfängerschwierigkeiten eingeht. In den späteren Kapiteln nimmt zwar das Tempo zu, aber das entspricht ja auch den Wünschen des Lernenden, der nachdem er die Anfangsschwierigkeiten überwunden hat, nun „vorwärtskommen“ will. Für den Unterricht sind hochwillkommen die zahlreichen lebendigen Übungsaufgaben, die zum größten Teil vom Mitautor H. Dietz stammen. Für jemanden, der Statik einmal gelernt hat und seine Kenntnisse auffrischen will, ist das Buch nicht so sehr geeignet: die Breite der Darstellung macht es schwer, Wichtiges vom Unwichtigen zu trennen, d. h. in das Fach wieder hineinzukommen, ohne einfach alles von vorn machen zu müssen.

Der Inhalt ist in 7 Teile gegliedert. Ein ganzer Abschnitt gilt den Kräften in einem Punkt (eben und räumlich), der nächste den Kräften in der Ebene; als Anwendungsgebiete folgen Balken und ebenes Fachwerk. Gründlich behandelt dann der 5. Abschnitt die in der Elementarvorlesung gewöhnlich sehr zu kurz kommenden „Kräfte im Raum“; als Anwendungsgebiete schließen sich daran der räumlich belastete gerade Balken und das Raumfachwerk.

Die dem Referenten vorliegende Ausgabe 1948 ist ein etwas verkleinerter Abdruck der vorhergehenden Auflagen, und das Papier ist nicht befriedigend. Es ist zu hoffen, daß eine nächste Auflage auch eine bessere Ausstattung (einschließlich der alten Druckgröße) mit sich bringt.

K. M a r g u e r r e, Darmstadt.

Rothe, Rudolf, Prof. Dr., Techn. Hochsch. Berlin: Höhere Mathematik für Mathematiker, Physiker, Ingenieure. Teil I: Differentialrechnung und Grundformeln der Integralrechnung nebst Anwendungen. 8. Aufl., 208 S., Gr. DIN A 5. Mit 161 Abb. Preis DMark 6,20. Teil II: Integralrechnung. Unendliche Reihen. Vektorrechnung nebst Anwendungen. 6. Aufl., 208 Seiten. Mit 98 Abb., Preis DMark 6,20. Teil IV, Heft 1/2: Übungsaufgaben mit

Lösungen zu Teil I unter Mitwirkung von Studienrat Oskar Degosang, Bielefeld. 4. Aufl., 109 Seiten. Mit 97 Abb. Preis DMark 3,50. Bielefeld: Verlag für Wissenschaft und Fachbuch GmbH., 1949.

Die Güte der kleinen Bände ist am besten dadurch charakterisiert, daß der Verlag sie nach dem Tode des erfahrenen praktischen Mathematikers und Lehrers nunmehr in 8., 6. bzw. 5. Auflage herausbringt. Jeder, der mit ihnen in Berührung kommt, wird sie mit Freude studieren und bei Bedarf immer wieder gern zur Hand nehmen. In klarer und anschaulicher Weise, erhöht durch straffe Gliederung und Unterteilung in kurze Abschnitte, vermischt mit zahlreichen Beispielen, werden dem Leser mathematische Kenntnisse vermittelt und wird er zur Mitarbeit angeregt. Belebend wirken die in Fußnoten gebrachten kurzen Hinweise auf die Lebenszeit der im Text genannten Mathematiker. Durch Hinzufügen des Wirkungsortes, der Nationalität u. ä. könnte der Wert dieser Anmerkungen noch erhöht werden.

Teil I bringt die Grundbegriffe der Analysis, die Hauptsätze der Differential- und Integralrechnung, Kurvendiskussion und das Rechnen mit komplexen Zahlen. Teil II erweitert die Integralrechnung, behandelt unendliche Reihen und gibt eine Einführung in das Rechnen mit Determinanten und Vektoren. Teil IV enthält in Heft 1/2 Übungsaufgaben zum Teil I mit ihren Ergebnissen und Anleitungen zur Lösung. Die Ausstattung ist gut, klare Abbildungen begleiten den Text. Auch diese Neuauflagen werden dem Buche zahlreiche weitere Freunde zuführen.
H. Müller, Bremen.

Solvey, O. R., Ing., Schwyz: Neue rationelle Beton-erzeugung, leichtfaßliche Darstellung der wissenschaftlichen Betonsynthese nebst praktischen Anwendungsbeispielen und einem Praktikum der zielsicheren Betonbildung. 110 S., Gr. 15½ × 23 cm mit 14 Textabb. u. 13 Tabellen. Wien: Springer-Verlag, 1949. Preis DMark 15,— kart.

In Fortführung der Arbeiten von O. Stern, Wien, über „zielsichere Betonbildung“ und im gleichen Geiste versucht der Verfasser in der vorliegenden Schrift die Wege darzustellen, auf denen man aus der Synthese von 5 Kennwerten und aus der Erkenntnis ihrer Zusammenhänge rein rechnerisch zu zuverlässigen Mischungsangaben für das Betonieren gelangen kann. Durch solche Verfahren sollen die bisherigen empirischen Feststellungen (Eignungsprüfungen) mehr oder weniger ersetzt werden.

Im 1. Teil wird an Hand von praktischen Aufgaben die Methodik des neuen Verfahrens dargelegt, dessen Grundlagen in drei anhängenden Kapiteln behandelt sind. Ein 2. Teil befaßt sich mit den Meß- und Hilfsgeräten für die wissenschaftliche Betonsynthese mit der Kennwertermittlung für die Betonbaustoffe und schließt mit einer vergleichenden Gegenüberstellung einiger Betonbestimmungsverfahren.

Die benützten 5 Kennwerte sind:

1. Die Verteilzahl des Trockengemenges λ_m ,
2. der Formabwich der Mittel- und Grobkörnungen Ω_m
3. der Koeffizient der Hauptkornform b ,
4. der Festigkeitsplafond des Zements A und
5. der Verdünnungsabfall der Festigkeit B .

Das Wesen der behandelten Betonsynthese liegt in der Formel beschlossen

$$z = \lambda_m \cdot \frac{a - \log S}{b} \cdot \frac{\log B}{\log A - \log W}$$

Neu ist bei der Betonbestimmungsmethode von Solvey der Versuch, die Kornform des Zuschlagstoffes und ihren Einfluß rechnerisch durch einen Faktor zu bewerten, den man bisher — weil infolge der wechselnden Korngestalten schwer bestimmbar — durch einfache Steifversuche mitzuerfassen versuchte. Bei den Betrachtungen ist allerdings übersehen, daß die Kornzusammensetzung und Kornform der Zuschlagstoffe nicht bloß maßgebend sind für den Wasseranspruch und die Betonsteife, sondern darüber hinaus auch für die Verdichtungswilligkeit des Gemisches. Diese Verdichtungswilligkeit wird durch keine der verfolgten Beziehungen vollständig erfaßt,

auch durch den Umform-Steifewert nur zu einem kleinen Teil. Hier bleibt zunächst eine Lücke des neuen Verfahrens. Und dies ist mit einer der Gründe, warum man sich in der Praxis des Betonierens nur schwer entschließen kann, solche an sich wertvollen, aber immerhin komplizierten und nur von Kennern zu bewältigenden Rechnungen anzustellen. Überdies fehlt der Nachweis der Streuungen der wirklichen Kennwerte und ihres Zusammenwirkens. Stellt man nämlich mit genau denselben Ausgangsstoffen bei vollkommen gleicher Dosierung über längere Zeiträume hinweg immer wieder Betonwürfel her und prüft sie auf Druckfestigkeit, so erreichen die hierbei festzustellenden Streuungen leider die im Vorwort der Schrift besonders gerügten Schwankungen von $\pm 19\%$ bei Anwendung der bisherigen Verfahren und dies um so mehr, je weniger Anmachwasser verwendet worden ist. Diese Tatsache kann den Mut zum reinen Mathematisieren auf diesem Felde keinesfalls bestärken.

Leicht faßlich — wie der Untertitel der Schrift dies verspricht — ist die Darstellung nur für den Kenner, und dieser wird sich der Schrift gerne bedienen. Die Mehrzahl der Praktiker aber sieht sich beim Studium des Buches und seiner Nutzenanwendung vor einer keinesfalls leichten Aufgabe, deren Bewältigung langes Mühen um die Einsicht in die betontechnologischen Zusammenhänge voraussetzt.

A. Hummel, Aachen.

Arnold Agatz, Europäische Wasserstraßen und Deutsche Seehäfen. Herausgegeben vom Verein zur Wahrung der Weserschiffahrtinteressen, 29 S. Text. Gr. 17 × 24 cm, 8 Planbeilagen. Bremen-Horn: Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn GmbH. Preis DMark 2,50.

In großen Linienzügen wird ein Bild der Wasserstraßen Europas von der Westküste des Kontinents bis zur Wolga entworfen und, ohne auf Einzelheiten einzugehen, der gegenwärtige Zustand und die weitere Ausbaumöglichkeit im Hinblick auf eine großräumige Wasserstraßenpolitik ohne trennende Schranken der einzelnen Staaten untersucht. Schon die bisher durch nationale Belange eingeeengte Entwicklung hat den Beweis erbracht, daß die Wasserstraßen auf verkehrstechnischem und wirtschaftspolitischem Gebiet nicht entbehrt werden können. Ihr weiterer Ausbau als Verbindung der großen Erzeuger mit den Industriegebieten und den großen Seehäfen unter Ausnützung der Flußsysteme verlangt auch für das deutsche Wasserstraßennetz eine einheitliche nach großen Gesichtspunkten gelenkte Wasserstraßenpolitik. Die beigefügten Pläne erläutern in vorzüglicher Weise die Systematik der Wasserstraßennetze.

Die deutschen Seehäfen werden sich teilweise von überlieferten Vorstellungen und Erfahrungen frei machen müssen, um sich in die Arbeitsweise dieses großen Wasserstraßennetzes und des künftigen Weltfrachtverkehrs einzufügen. Ihr Bedeutung wird aber durch die Verschiffung aus den Agrar- zu den Industrieländern, den wachsenden Verbrauch an Rohstoffen und Industrieerzeugnissen einer auf engen Raum zusammengedrückten Bevölkerung gewahrt bleiben. Agatz untersucht die Grundbedingungen für die Anlage von Seehäfen mit ihren Einrichtungen und entwirft Richtlinien für den Bau, Betrieb und die Organisation der Häfen. Auch hierbei werden große, zukunftsweisende Gedankengänge entwickelt, denen es sich lohnt nachzugehen und die einer Diskussion auf internationaler Basis wert sind.

H. Wittmann, Karlsruhe.

Stahl im Hochbau. Taschenbuch für Entwurf, Berechnung und Ausführung von Stahlbauten. Herausgegeben vom Verein Deutscher Eisenhüttenleute Düsseldorf. 790 S. Gr. 16 × 22,5 cm. Mit über 2000 Textabb. 11. Aufl., Düsseldorf: Verlag Stahleisen m. b. H. 1949. Preis geb. DMark 24,—.

Die 11. Aufl. des Taschenbuches [frühere Aufl. wurden im Bauingenieur 16 (1935) S. 572 und 19 (1938) S. 564 besprochen] ist in allen Abschnitten auf den neuesten Stand gebracht. Es würde zu weit führen, auch nur die wichtigsten Verbesserungen einzeln aufzuzählen. Es sind vor allem die Änderungen der einschlägigen DIN-Normen berücksichtigt, die vielfach gut kommentiert sind.

Es gibt wohl nur wenige Hilfsmittel der technischen Weltliteratur, die nach Reichhaltigkeit und Zuverlässigkeit des Inhaltes sowie in der Ausstattung mit dem Taschenbuch Stahl im Hochbau vergleichbar sind. Für seine große Brauchbarkeit spricht die Verbreitung in einer Gesamtauflagenhöhe von über 200 000 Stück.

Das Buch ist vorzüglich ausgestattet und wird, wie die Vorgänger, wieder ein wahrhaft unentbehrliches Hilfsmittel sein.

Ferd. Schleicher, Berlin.

Gistl, Rudolf, Prof. Dr., Techn. Hochsch. München: **Einführung in die Biologie des Bauens**. Gebäudeschädigende Mikroorganismen, ihre Erkennung und Bekämpfung. 104 Seiten, Gr. 8°. Mit 29 Abb. VIII. Stuttgart: Ferdinand Enke Verlag, 1946. Preis gch. DMark 6,40.

Mehr als früher muß sich der Bauingenieur heute auch mit den Lebewesen beschäftigen. Man hat diesen erst im Entwickeln begriffenen Zweig seiner Tätigkeit mit Ingenieur-Biologie bezeichnet. Sie umfaßt die Tätigkeit der Bakterien, Pflanzen und Tiere im Boden. Diese Schrift behandelt nun den Einfluß der Mikroorganismen (Bakterien, Pilze, Algen) auf Hochbauten und zeigt Wege zur Vermeidung und rechtzeitigen Erkennung bereits eingetretener Schäden und zu deren dauerhaften Beseitigung. Tief- und Wasserbauten sollen in einer späteren Arbeit behandelt werden. Angesichts der günstigen Vorbedingungen, welche die vielen Ruinen und Schuttansammlungen als Nährboden für alle möglichen Bauschädlinge darstellen, und bei dem Zwang, weitere Verluste unseres Volksvermögens zu verhüten, ist das Büchlein höchst zeitgemäß. Mehr als seine Hälfte befaßt sich mit den holzzerstörenden Pilzen, insbesondere mit dem echten Hauschwamm und seiner Verhütung. Dann werden die Gefahren von Holzbauten und die in Gebäuden und Gewerbeanlagen vorkommenden Baufehler erörtert. Weiter werden die Prüfung der Widerstandsfähigkeit von Leichtbauplatten, Dämmstoffen, künstlichen Fußbodenbelägen usw. gegen Mikroorganismen, die Gesteinsveränderungen an Bauwerken u. a. m. behandelt. Das gut ausgestattete Büchlein kann als wertvolles Hilfsmittel zur Verhütung kostspieliger Bauschäden und zur Sicherung des Bestandes von Bauwerken wärmstens empfohlen werden.

E. Marquardt, Stuttgart.

Wedler, Bernhard, Ministerialrat a. D., und **Hummel, Alfred**, Dr.-Ing., o. Professor a. d. Techn. Hochschule Aachen: **Trümmerverwertung**. Zweite erw. und verb. Aufl. 280 S. mit 108 Abb. Berlin: Verlag Wilh. Ernst u. Sohn, 1947. Preis brosch. DMark 15,—.

Bei dem ungeheuren Ausmaß der Luftkriegsschäden in Deutschland finden Untersuchungen, die sich mit den technischen und wirtschaftlichen Möglichkeiten der Trümmerverwertung beschäftigen, naturgemäß großes Interesse. So war die erste Auflage bald vergriffen, und die beiden Verfasser, von denen der erstgenannte bereits Mitte 1944 einen Ausschuß für Trümmerverwertung ins Leben rief, entschlossen sich, eine zweite Auflage zu bearbeiten, die erheblich erweitert und ergänzt wurde. U. a. sind eingehende Angaben über die Wiederverwendbarkeit von Bau- und Betonstahl aus Trümmern, über Geräte für das Aufnehmen, Befördern und Aufbereiten der Trümmer und über die Wirtschaftlichkeit ihrer Aufbereitung aufgenommen. Ferner ist eine Schätzung des Baustoffbedarfs für den Wiederaufbau aller zerstörten und beschädigten Wohnungen in Deutschland versucht worden. Über die Wärmedämmung von Ziegelsplittbeton sind eingehendere Zahlenangaben eingefügt. Neu aufgenommen wurde das Ergebnis von Untersuchungen zur Herstellung von Fußbodenplatten aus Ziegelsplittbeton als Ersatz für Holzfußboden. Die vorgeschlagenen Vordrucke für die Feststellung von Kriegsschäden an Gebäuden sind weiter vereinfacht und für die statistische Auswertung verbessert worden. Der Anhang wurde durch die vom Ausschuß für Trümmerverwertung vorgeschlagenen Richtlinien für den Austausch natürlicher Zuschlagstoffe durch Ziegelsand und Ziegelsplitt erweitert.

Inhaltsübersicht und Stichwortverzeichnis erleichtern den Gebrauch des Buches. Das Schrifttumverzeichnis wird dem Leser willkommen sein, der sich eingehend mit der Materie beschäftigen will. Das Buch wird sich in der 2. Auflage neue Freunde gewinnen.

A. Mehmel, Darmstadt.

natur-Bauweisen. Die Zeitschrift für zeitgemäßes Bauen, Mitt.-Blatt des Fachausschusses „Rahmenbau“ in der Kammer der Technik. 1. Jg. 1948/49 Heft 5/6. Wir bauen: Umfang 32 Seiten, Gr. DIN A 4. Berlin: Verlag natur-Bauweisen. Preis: Doppelheft DMark 3,—.

Persönliches.

Ministerialdirektor Hans Höbel.

Hans Hoebel, der nach einer nahezu fünfzigjährigen Tätigkeit bei der deutschen Wasserstraßenverwaltung in den Ruhestand trat, ist im Bereich seiner Verwaltung, in den weiteren Bezirken des Wasserbaus und der Schifffahrt und ihren internationalen Kreisen eine selten einmütige Anerkennung seiner beruflichen und menschlichen Leistungen zuteil geworden.

Einem Beamtenhaus in Lüneburg entstammend (am 4. 4. 1877 geboren), bezog er die Techn. Hochschulen in München und Hannover. Die mit Auszeichnung bestandene Diplomprüfung, die anschließende Tätigkeit als Regierungsbauführer und die ersten Arbeitsjahre als Regierungsbaumeister zeigten seine ungewöhnliche Begabung, die Sympher frühzeitig erkannte. 1920 in die Wasserbauabteilung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten berufen, konnte er dann an hervorragender Stelle der Reichswasserstraßenverwaltung lenkend und leitend den Ausbau der Wasserstraßen fördern. Am Rhein und an der Donau mit ihren Nebenflüssen bot sich ihm ein weites Tätigkeitsfeld. Seine Persönlichkeit, der ruhigen Verhandlungsart und seinem technischen Wissen gelang es, aus den oft stark widerstrebenden Meinungen die Synthese zu schaffen, von der die Rhein-Main-Donau-Verbindung, die Neckar-Kanalisation, die Regelung des Ober- und der Ausbau des Hochrheins als augenfällige

Erfolge herausgehoben seien. In der Behandlung der internationalen Fragen zeigte sich H. als Meister und Mehrer des Ansehens der deutschen Wasserstraßenverwaltung. Während des Krieges stand er vor neuen Aufgaben im Donaauraum, und es ist eine Freude zu erleben, wie aufrichtig die österreichische Wasserstraßenverwaltung und weite Kreise der österreichischen Wasser- und Energiewirtschaft auch heute noch Herrn H. verbunden sind.

Nach der Kapitulation und neun Monaten Internierung des Ministerialbeamten wurde H. 1946 in die Hauptverwaltung der Binnenschifffahrt berufen und leitete als Ministerialdirektor die Abteilung Wasserstraßen der Verwaltung für Verkehr in Offenbach/Main. Ihm ist es zu verdanken, daß die Wasserstraßenverwaltung der Westzonen sich bereits wieder zu einem geschlossenen, mustergültigen Verwaltungskörper entwickelt hat.

Der Werdegang H o e b e l s spiegelt die Geschichte der deutschen Wasserstraßenverwaltung der letzten 50 Jahre wider. In seiner Verwaltung war er als der überragende Fachmann angesehen, geachtet und verehrt als der einfache, uneigennützig und gütige Mensch. Die deutsche Technik, der er durch die Schriftleitung der Zeitschrift „Wasserwirtschaft“ außerordentliche Dienste leistete, ein großer Kreis von Freunden des In- und Auslandes danken ihm für seine Sorge, seine stete Hilfsbereitschaft und seine Lebensarbeit mit dem Wunsche, daß seine unverwüthliche Gesundheit ihn noch lange Jahre dem deutschen Wasserbau erhalten möge.

H. Wittmann, Karlsruhe.

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 Einzeleinrichtungen für die Trümmer-Verwertung

Stahlbrücken / Stahlwasserbauten / Stahlhochbauten / Stahltore / Stahltüren

GHH

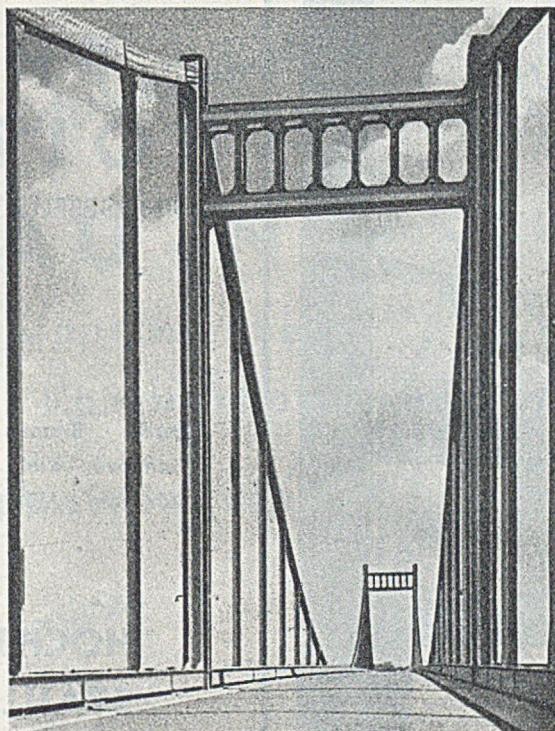
GUTEHOFFNUNGSHÜTTE · WERK STERKRADE

OBERHAUSEN (RHEINLAND)

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



VOLLMERWERKE

MASCHINENFABRIK A. - G.

Biberach/Riß (Wttbg.)

Die führende Spezialfabrik in:

Sägeschärfautomaten

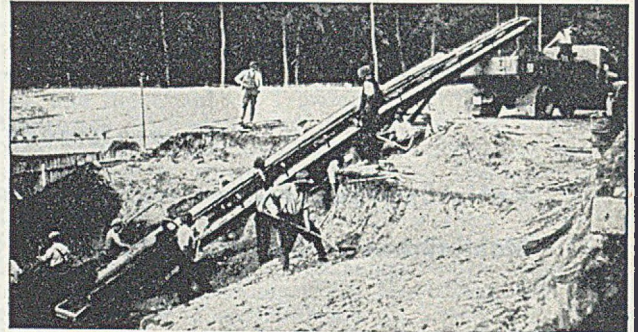
Sägeschränkmaschinen

Sägenfeilmaschinen und

autom. Hobelmesserschleifmaschinen

STÖHR

FÖRDERANLAGEN



FAHRBARE UND TRAGBARE FÖRDERBÄNDER
LEICHTBÄNDER FÜR BETON (SCHÜTTBAUWEISE)
SELBSTAUFLADER MIT RAUPENFAHRWERK
GRABENBAGGER FÜR ROHR- UND KABELVERLEGUNG
BAUAUFZÜGE UND LASTENAUFZÜGE
SOWIE ALLE SONSTIGEN NAHFÖRDERANLAGEN

WILHELM STÖHR, OFFENBACH A. M.
SPEZIALFABRIK FÜR TRANSPORTANLAGEN

SALZGITTER
AG FÜR BERGBAU- UND HÜTTENBEDARF

STAHLHOCH- UND BRÜCKENBAU



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

**AKTIENGESELLSCHAFT FÜR BERGBAU- UND HÜTTENBEDARF
SALZGITTER ABTEILUNG: STAHLHOCH- UND BRÜCKENBAU**
FERNSPRECHER 441 · TELEGRAMM-ADRESSE: BERGBAUBEDARF SALZGITTER

PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT, FRANKFURT A.M.



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

**HOCHBAU, TIEFBAU
STAHLBETONBAU
STEINMETZBETRIEBE
ZIEGELEIEN**

Wir fertigen an:

für den Bergbau Schienen-Nägel
für das Baugewerbe Rohrhaken, Bankeisen,
Krampen, Fenstereisen, Mauerhaken.

Erforderliche Materialgestellung: Schmiedbares Rund- oder Vier-
kanteseisen (auch Abfälle) 6-14 mm Ø
FR. RUFUS LUCK, Inh.: Erich Rothhämel, (15a) Steinbach-Hallenbg. (Thür.)

Ia weiße Alabaster-Schreibkreide

steinfrei, klar schreibend, für Büro, Schule, Werkstatt, Bau, Expeditionen,
Industrie (Größe: 100 x 20 x 20 mm) sauber in Faltschachteln verpackt,
liefert sofort

Friedrich Schuster
Spezial-Baustoffe und Baubedarfsartikel

(15a) Nordhausen (Harz), Jahnstraße 40. Telefon: 1122

**Ihre Kälte-Isolierung nur mit
Kunstharz-Schaumstoff-Isolier-Platten „Platherm“**

(Größe: 1000 x 500 x 20—200 mm) für Kühl-Hallen, -Räume,
-Schränke, Brutanlagen, Bienenstände, Raumgewicht 15 kg/cbm, von

FRIEDRICH SCHUSTER / Spezial-Baustoffe / Baubedarfsartikel

(15a) Nordhausen (Harz), Jahnstraße 40. Telefon: 1122



**Bituminöse
ERZEUGNISSE**
FÜR HOCH- UND TIEFBAU
STRASSE UND INDUSTRIE

ASPHALT - BITUMEN - CHEMIE 
TELEGRAMME: ABCE HALLE/SALE 2 FERNRUF: 48576
POSTSCHLISSFACH 717

Erstklassige Statiker des Stahlbrückenbaues von Großbrückenbau-
anstalt Westdeutschlands gesucht. Es wollen sich nur Herren be-
werben, die auf Grund mehrjähriger Erfahrung selbständig zu ar-
beiten in der Lage sind und statisch unbestimmte Systeme beherrschen.
Bewerbungen mit Gehaltsansprüchen und Angabe des frühesten Eintritts-
termins unt. Bau 102 an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung.

HILTRUPER RÖHRENWERK G.M.B.H., HILTRUP b. MÜNSTER/WESTF.

Dachkonstruktionen aus Stahlrohren

für

Satteldächer — Sheddächer — Pultdächer

Geschweißte Stahlrohre und Geländerrohre
für die verschiedensten Verwendungszwecke

Stahlrohre VDE
zur Verlegung elektrischer Leitungen



Wir liefern kurzfristig

BAU-NIVELLIERE

mit Kippschraube

neue Konstruktion in altbewährter Qualität

Doppelwinkelprismen mit Lotstäben

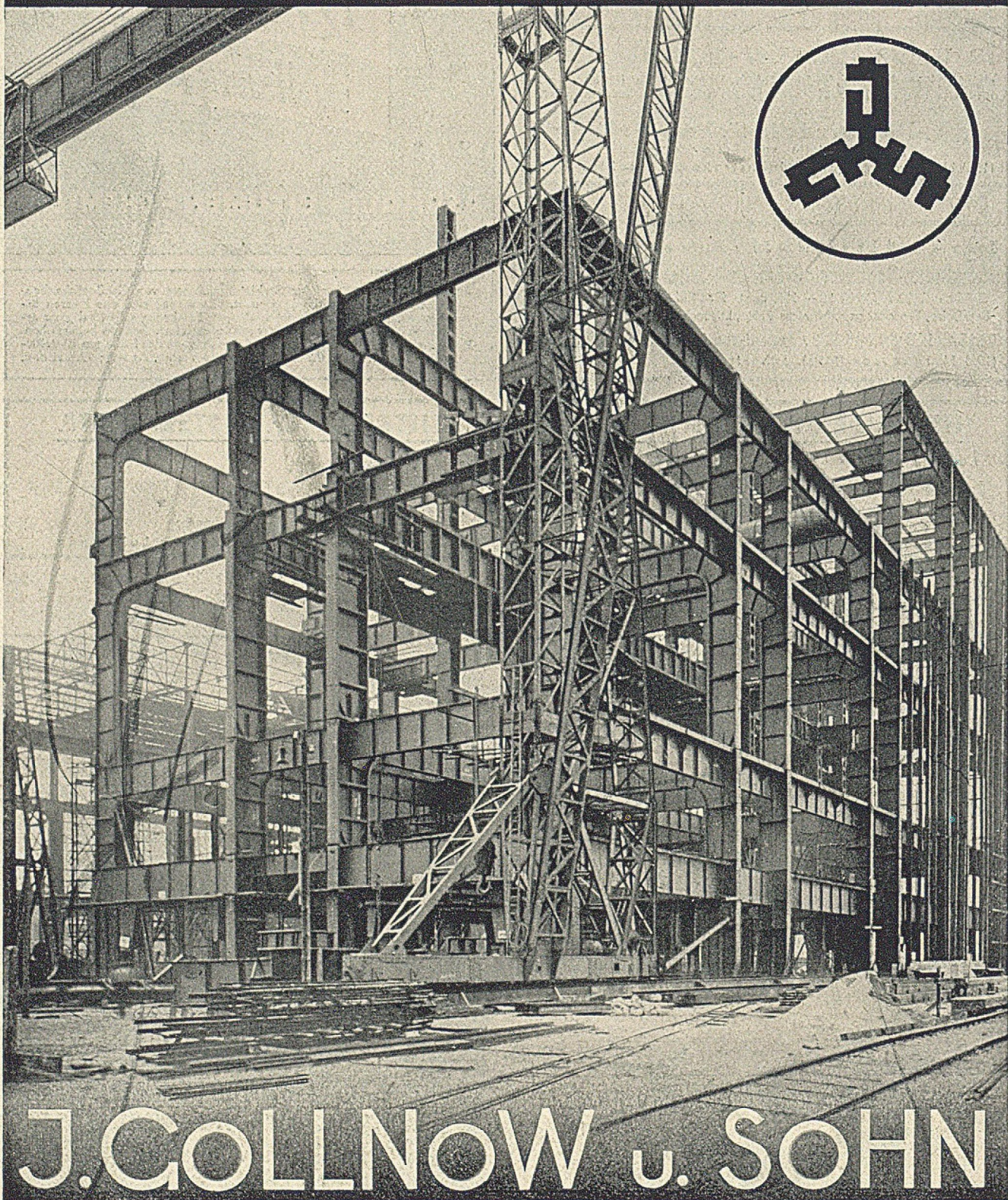
in Vorbereitung

Ingenieur - Nivelliere

Ingenieur-Theodolite

OPTIK **CARL ZEISS JENA** VEB

STAHLBAU



J. COLLNOW u. SOHN

GEGRÜNDET 1833

HÖXTER · NORDRH · WESTF · KARLSRUHE · BADEN