

Alle Rechte vorbehalten.

Die Rheinbrücke Düsseldorf-Neuß.

Von Reichsbahnrat Schenkelberg,¹⁾ Düsseldorf.

I. Einleitung.²⁾

In den Jahren 1896/98 hat die Rheinische Bahngesellschaft AG. Düsseldorf als Ersatz für die Schiffbrücke eine feste Rheinbrücke errichtet, die bestimmt war, das linksrheinische Obercassel enger an Düsseldorf zu schließen und eine von der Gesellschaft zu betreibende Straßenbahnverbindung mit Krefeld aufzunehmen. Die Brücke hatte eine Gesamtbreite von 14,2 m und war imstande, den Verkehr bis Kriegsende glatt zu bewältigen. Die Entwicklung des Verkehrs, wie sie insbesondere in der Nachkriegszeit unter dem Vordringen des Kraftwagens einsetzte, verlangte jedoch gebieterisch, rechtzeitig und vorsorglich dem steil ansteigenden Straßenverkehr neue Wege zu ebnen. Durch einen Umbau ist diese sogenannte Obercasseler Brücke 1925/26 von 14,2 auf 26,6 m verbreitert worden. Doch ließ sich schon damals erkennen, daß auch die vergrößerte Brücke auf die Dauer nicht in der Lage sein konnte, den durch ein-

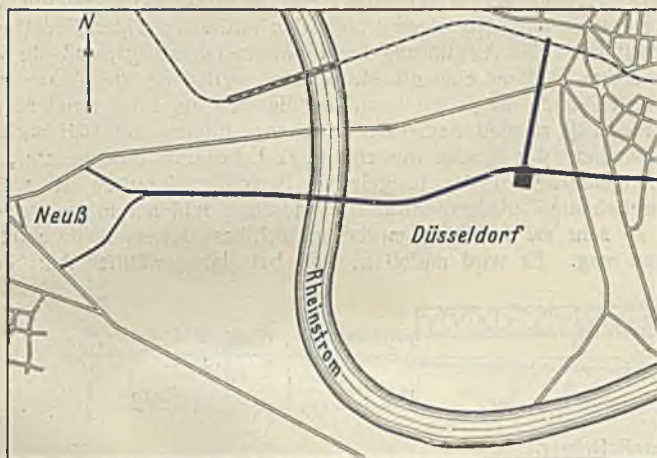


Abb. 1. Lageplan.

wandfreie Zählungen jährlich festgestellten Verkehrszuwachs aufzunehmen. Die Leistungsfähigkeit der Brücke war bei gleich schneller Weiterentwicklung des Kraftwagenverkehrs in einigen Jahren erschöpft. Die ersten Vorarbeiten für eine zweite Brücke des allgemeinen Verkehrs wurden daher von dem damaligen, inzwischen verstorbenen Vorstand der Rheinischen Bahngesellschaft, Generaldirektor Schwab, schon kurz vor der Einweihung der verbreiterten Obercasseler Brücke eingeleitet.

Als zweite Straßenverbindung im Düsseldorfer Stadtbereich kam zunächst eine Brücke im Süden in Höhe von Neuß in Frage. Die etwa 2 km vom Rhein entfernt liegende Stadt Neuß zählt rd. 50 000 Einwohner, hat einen bedeutenden Hafen mit starker industrieller Siedlung und blühendem Handel. Der sehr lebhafte Zwischenstadtverkehr Düsseldorf-Neuß war auf einen verhältnismäßig großen Umweg, der auch noch durch die stark belasteten Kerne beider Städte führte, angewiesen. Schon bei Errichtung der zweiten Eisenbahnbrücke im Jahre 1912 versuchte man die preußische Staatsbahnverwaltung für den Einbau einer Straße zu gewinnen. Die Verhandlungen scheiterten jedoch an der Kostenfrage. Die Rheinstrombauverwaltung konnte sich in Wahrnehmung der Schifffahrtbelange nicht entschließen, eine weitere — also dritte — Brücke an dieser Stelle zu genehmigen, verlangte vielmehr einen Mindestabstand von 1000 m oberhalb der Hammer Doppelbrücke. Nach eingehenden Verhandlungen zwischen der Rheinstrombauverwaltung und den Schifffahrt-treibenden einerseits und der Rheinischen Bahngesellschaft als Beauftragte der beiden am Bau beteiligten Städte andererseits wurde die Achse der neuen Brücke in Stromstation 235,1 der preußischen Rheinteilung, also 1100 m oberhalb der Hammer Eisenbahnbrücken festgelegt (Abb. 1 Lageplan). Bei dieser Lage war die Brücke geeignet, neben ihrem engeren Zweck, die Städte Düsseldorf und Neuß auf dem kürzesten Wege zu verbinden, auch dem Verkehr aus dem beiderseitigen Hinterlande — dem

linksrheinischen Industriegebiet Aachen-Gladbach-Rheydt und dem rechtsrheinischen stark besiedelten Bergischen Lande — zu dienen und ferner den erwünschten Ausgleich auf den beiden gut ausgebauten, aber verkehrlich ungleich stark belasteten Straßen Düsseldorf-Köln und Neuß-Köln herbeizuführen.

II. Vorarbeiten.

Der Rhein ist an der Brückenbaustelle bei Mittelwasser etwa 350 m breit, während die Hochwasserdeiche rd. 760 m auseinander liegen. Für die Überspannung des eigentlichen Stromes bestanden mit Zustimmung der Rheinstrombauverwaltung zwei Möglichkeiten, einmal die Anordnung eines Mittelpfeilers mit zwei gleichen Stromöffnungen von rd. 200 m, oder aber Überbrückung des Hauptfahrwassers mit einer Öffnung von rd. 200 m, an die sich beiderseits eine Nebenöffnung von je rd. 100 m anschließen mußte. Da die geplante Brückenachse unmittelbar anschließend an eine starke Stromkrümmung liegt (s. Abb. 1), ergab sich bei letzterer Lösung insofern eine unsymmetrische Anordnung, als die linksrheinische Nebenöffnung größtenteils im Vorlande liegt. Überschlägliche Kostenvergleiche

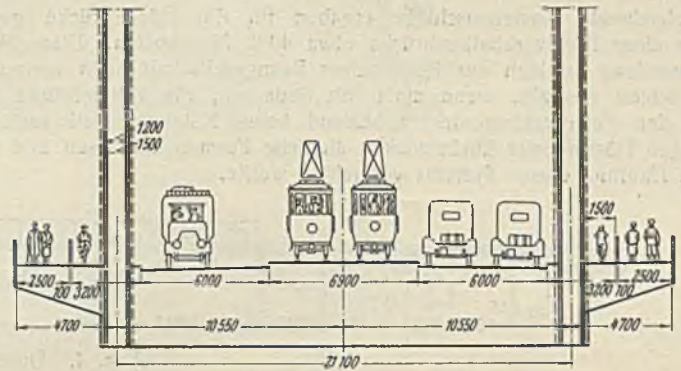


Abb. 2. Ausstellung des Brückenquerschnitts.

für einige übliche Brückensysteme zeltigten bei der ersten Anordnung keine wirtschaftlichen Vorteile, und da sie ästhetisch zweifellos weniger befriedigte, wurde für die Folge nur noch die zweite Pfeilerstellung behandelt. Für die Überbrückung der beiderseitigen Vorländer verlangte die Strombauverwaltung vorerst eine Aufteilung in 40-m-Öffnungen. Bei dieser Pfeilerausstellung war es möglich, die erwünschten vollwandigen Hauptträger unter der Fahrbahn anzuordnen und den Umblick nach beiden Seiten unbehindert zu erhalten. Zur Verminderung des Staues wünschte die Strombauverwaltung später auf jedem Vorland statt drei nur zwei Zwischenpfeiler, wodurch die Stützweite sich im Mittel auf 53 m vergrößerte. Außerdem sollte der letzte Pfeiler nicht gleichlaufend zu den Strombrückenpfeilern (also parallel zum Stromstrich), sondern parallel zu den Deichachsen gestellt werden. Diese Pfeiler mußten daher in einem Winkel von 77° zur Brückenachse gedreht werden. Mit Rücksicht auf das Gesamtbild der Brücke entschied sich die Rheinische Bahngesellschaft trotz höherer Kosten für die Beibehaltung vollwandiger Hauptträger unter der Fahrbahn. Es ergaben sich bei den großen Stützweiten von 58,2, 54,564 und 47,436 m Hauptträgerhöhen bis zu 4,70 m.

Inzwischen hatte sich die Bauherrin endgültig entschlossen, den Brückenquerschnitt nach Abb. 2 wie folgt auszuteilen:

zwischen den Hauptträgern:

zweispurige Straßenbahn von 6,90 m Breite
zwei Straßen je zweispurig von 6,00 m „

außen liegend:

zwei Radfahrwege von je 1,50 m „
zwei Fußgängerstege von je 2,50 m „

Die Breite des Straßenbahnkörpers wurde von dem üblichen Maße von 6,25 m auf 6,90 m vergrößert, um die Masten für die Fahrleitung und Beleuchtung zwischen die Gleise stellen zu können. Aus ästhetischen Gründen ist diese Anordnung wieder verlassen worden. Der später noch aufgetauchte Plan, die Breitenabmessungen so zu wählen, daß die Möglichkeit bestand, zwei weitere Gleise einer Städtesschnellbahn aufzunehmen, wurde mit Rücksicht auf die Kosten fallen gelassen, zumal

¹⁾ Im nachstehenden Aufsätze sind Beiträge der Brückenbauanstalten Dortmunder Union in Dortmund und Hein, Lehmann & Co. in Düsseldorf enthalten.

²⁾ Eine kurze Schilderung des Baues der Brücke hat Bautechn. 1929 in Heft 43 gebracht.

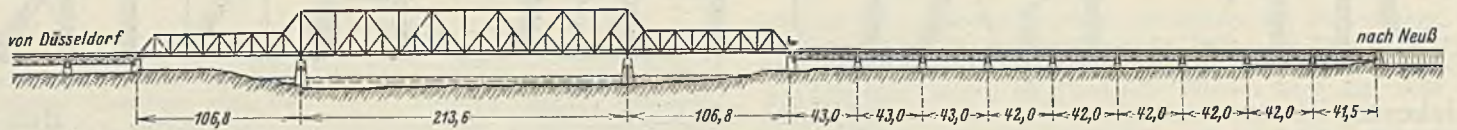


Abb. 3a. Fachwerkbalkenträger.



Abb. 3b. Fachwerkbogenträger.

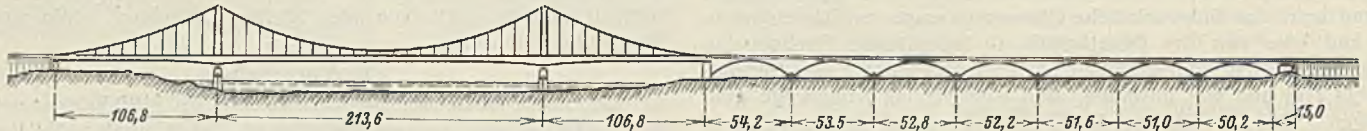


Abb. 3c. Versteifte Hängebrücke.

inzwischen die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft den Ausbau der Strecke Köln—Dortmund für den Bezirksverkehr beschlossen hatte. Die mit den allgemeinen Vorarbeiten betraute Brückenbauanstalt Hein, Lehmann & Co., AG., Düsseldorf, unterbreitete der Bauherrin folgende Grundsysteme zur Auswahl:

- a) den Fachwerkbalkenträger gemäß Abb. 3 a
- b) den Fachwerkbogenträger „ „ 3 b
- c) die versteifte Hängebrücke „ „ 3 c

Vergleichende Kostenanschläge ergaben für die Hängebrücke gegenüber einer Fachwerkbalkenbrücke etwa 40% Mehrkosten. Diese Mehraufwendung erschien der Rheinischen Bahngesellschaft nicht vertretbar; sie schied deshalb, wenn auch mit Bedauern, die Hängebrücke aus. Für den Fachwerkbogenträger bestand keine Neigung, weil auch die übrigen Düsseldorfer Rheinbrücken ähnliche Formen aufweisen und man eine Häufung dieses Systems vermeiden wollte.

Die letzte Entscheidung fiel in dem engen Kreise, der von der Stadtverordnetenversammlung betrauten Kommission zugunsten des Fachwerkbalkenträgers mit hängegurtförmigem Obergurt gemäß Abb. 7, aus dem sich unter Mitwirkung des als architektonischer Berater hinzugezogenen Professor Dr.-Ing. Kreis, Dresden, das in Abb. 8 dargestellte Ausführungssystem mit N-förmigen Diagonalen und senkrechten Endständern entwickelt hat. Die Ausführung hat inzwischen bestätigt, daß die Wahl gerade dieses Systems eine glückliche war, weil darin die oberen Fachwerkwindverbände wegfallen konnten, die sich bei einer Straßenbrücke außerordentlich störend bemerkbar machen. Ebenso hat sich nach der Inbetriebnahme der Brücke die einmütige Erkenntnis durchgesetzt, daß eine Hängebrücke an der festgelegten Baustelle, inmitten der weiten, noch unbebauten niederrheinischen Landschaft fehl am Platze gewesen wäre, so sehr sie in Köln, mitten in dichtbesiedeltem Stadtgebiet befriedigen mag. Es wird auffallen, daß bei der gewählten Ausführung



Abb. 4. Durchlaufender Parallelträger.



Abb. 5. Abgesetzter Parallelträger.

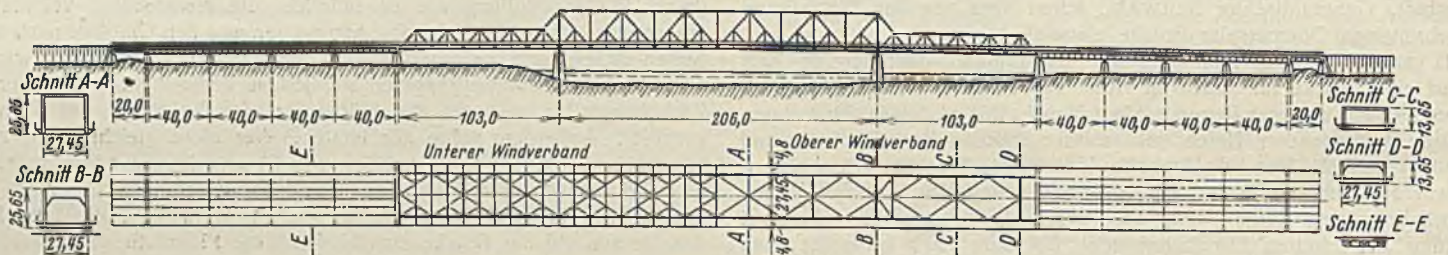


Abb. 6. Abgestufter Parallelträger.

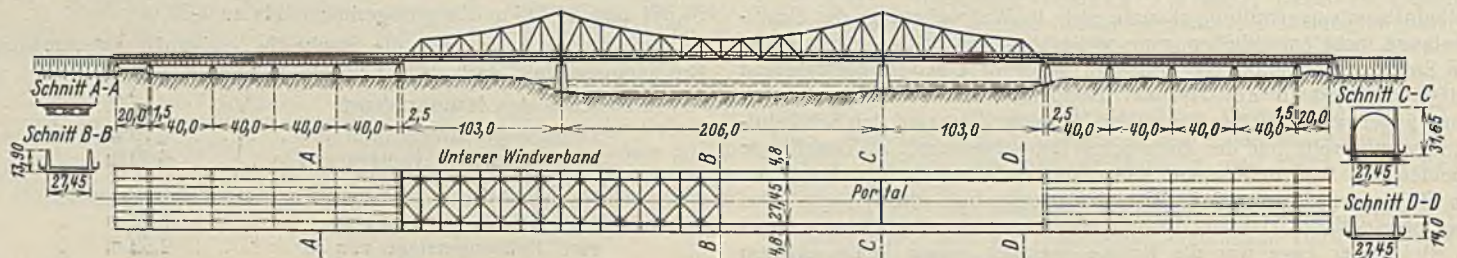


Abb. 7. Fachwerkträger mit Hängegurt.

Die weiteren technischen und wirtschaftlichen Untersuchungen erstreckten sich deshalb ausschließlich auf den Typ des Fachwerkbalkenträgers. Vier verschiedene, in Abb. 4 bis 7 dargestellte Varianten wurden einer genauen Prüfung durch Kostenanschläge und ästhetische Vergleiche an Hand perspektivischer Zeichnungen und an Modellen unterzogen.

die längeren Stäbe (Diagonalen) knickfest auszubilden sind. Doch hat eine Nachrechnung ergeben, daß die dadurch bedingten Mehrgewichte unbedeutend sind und den Nachteil bei weitem aufwiegen, der mit einer Umkehrung der Diagonalen insofern verbunden ist, als diese dann in dem spitzen Winkel zwischen Obergurt und Ständern anzuschließen waren.

III. Entwurfsarbeiten.

1. Entwürfe der Unterbauten.

Die Stahlüberbauten ruhen, wie aus Abb. 8 zu ersehen ist, auf zwei Endwiderlagern und zehn Pfeilern. Eingehende Bohrungen an den späteren Pfeilerbaustellen ergaben im Vorlande einen fest gelagerten, groben bis

mittelgroben Kies in Stärke von 5 bis 10 m, während im Strombett unter der alluvialen, etwa 4 m starken Kiesschicht ein tertiärer, fast kornlos feiner Grünsand von großer Mächtigkeit festgestellt wurde. Diese Sand-schicht ist nach dem Ergebnis langjähriger Bohrungen dem ganzen Nieder-rheingebiet untergelagert, auf ihr sind fast alle Brücken stromab von Köln gegründet. Bei Zutritt von Wasser erhält er den Charakter des bekannten Schwimmsandes. In dem übergelagerten Kies haben sich durch Ausscheidungen eines eisenschüssigen Zementes starke Brauneisen-Gesteinsplatten (Krotzen) gebildet, die mehr oder weniger tief in den Grün-sand eingetaucht sind und sich später beim Durchfahren der Schichten mit den Senkkasten sehr unangenehm bemerkbar machten. Die in

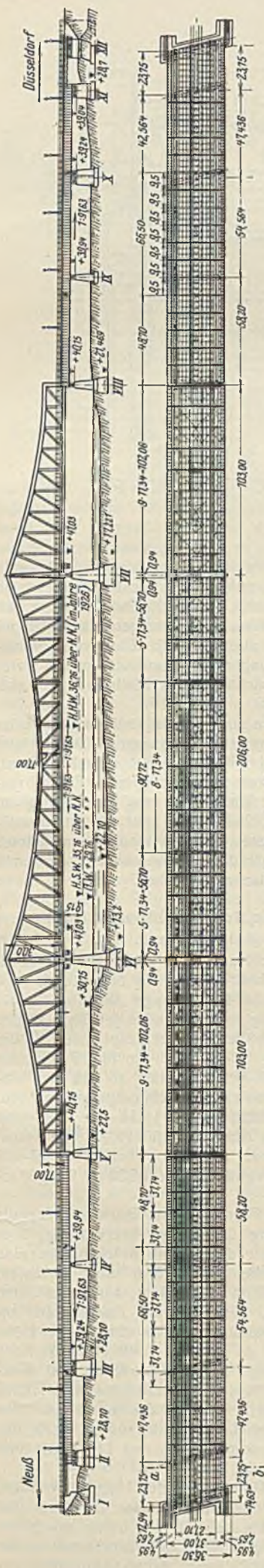


Abb. 8. Ausführungssystem.

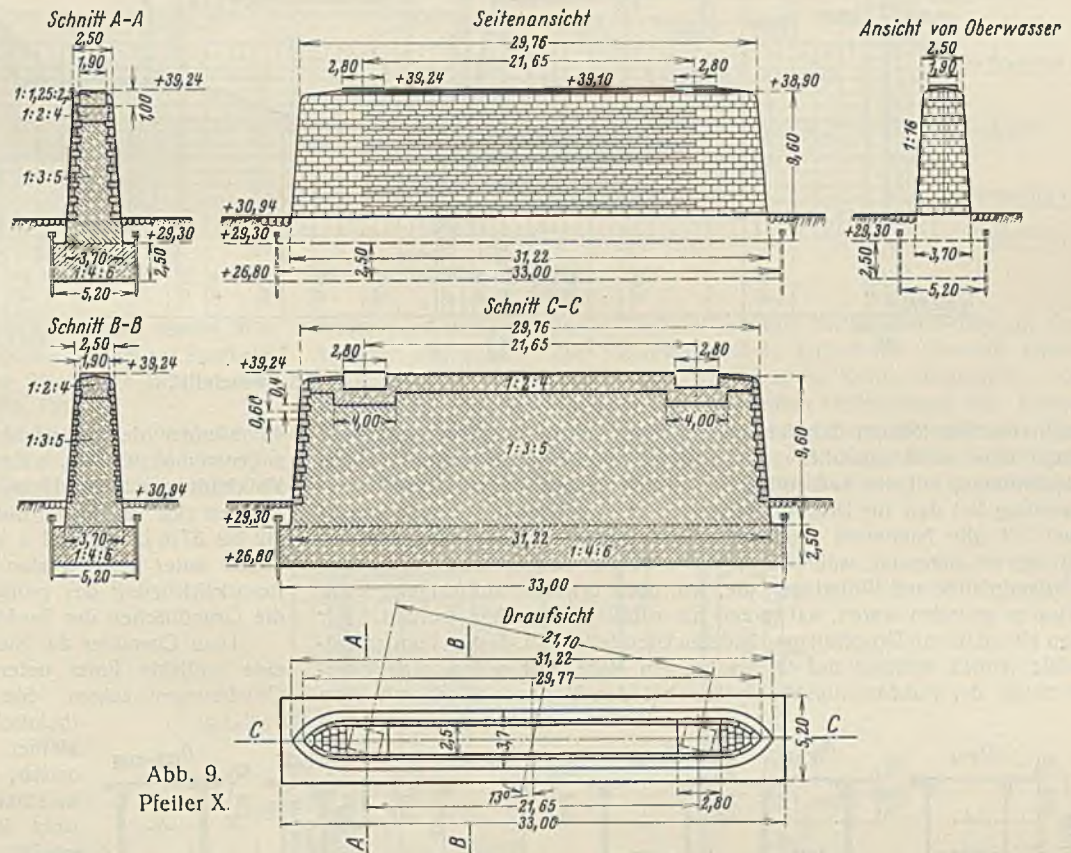


Abb. 9. Pfeiler X.

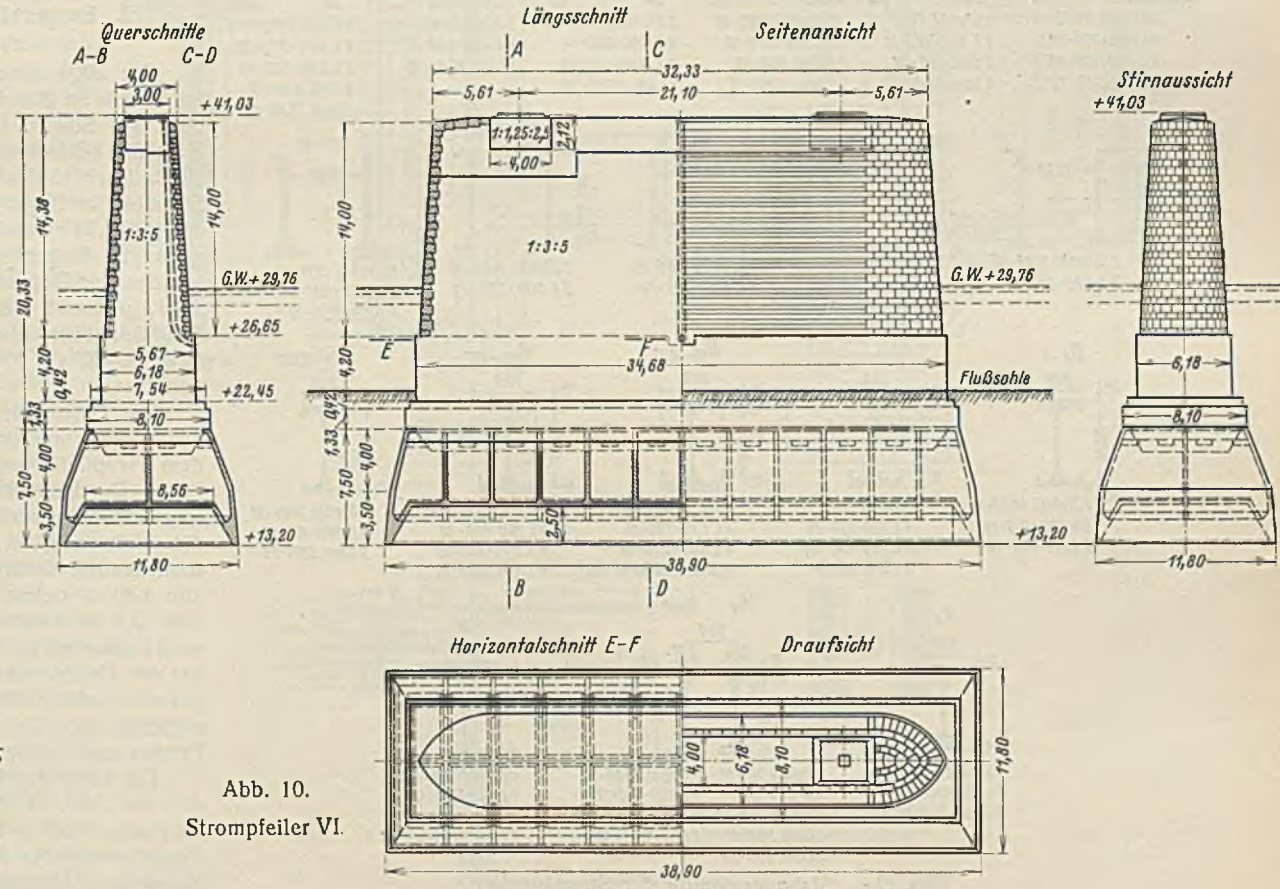


Abb. 10. Strompfeiler VI.

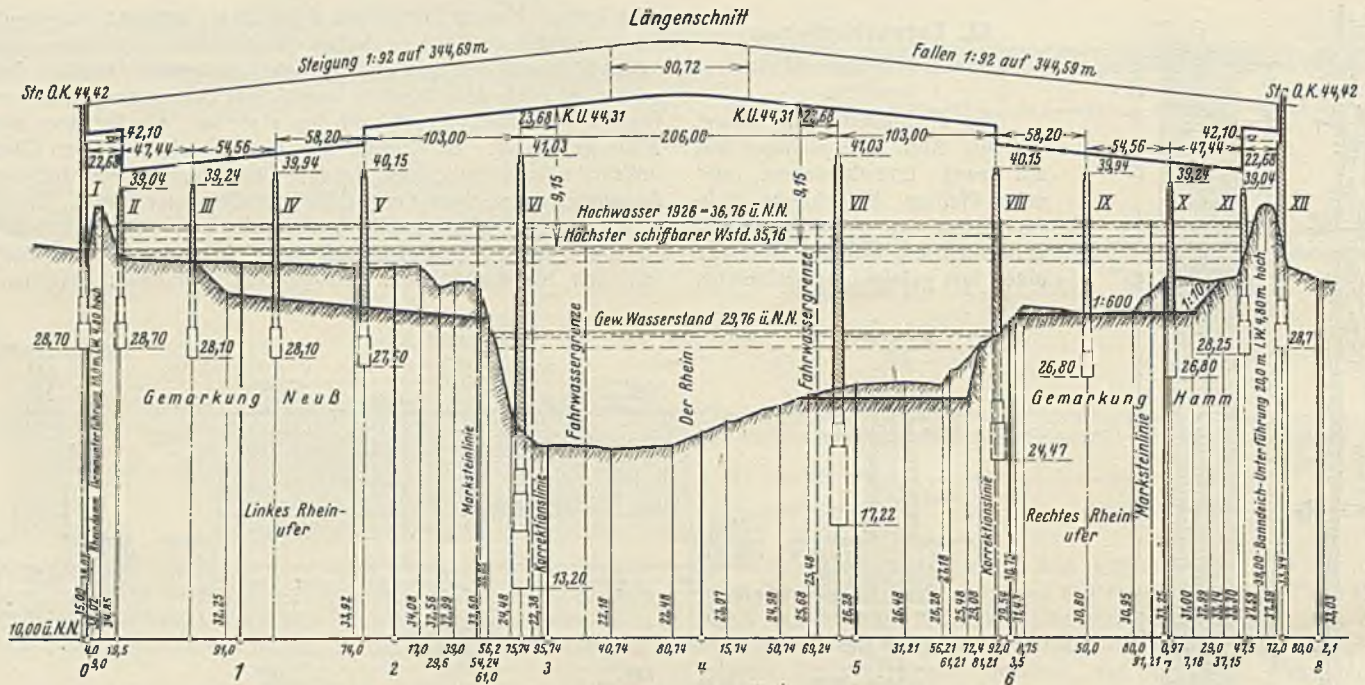


Abb. 11. Längenschnitt.

mehreren Bohrlochern durchgeführten Rammversuche ergaben in größerer Tiefe eine recht erhebliche Festigkeit der Grünsandschicht. In Übereinstimmung mit der Aufsichtsbehörde wurde deshalb die zulässige Bodenpressung bei den im Druckluftverfahren zu gründenden Strompfeilern VI und VII (die Nummern beginnen linksrheinisch mit Widerlager I) auf $6,0 \text{ kg/cm}^2$ angesetzt, während für die in offener Baugrube zu erstellenden Vorlandpfeiler und Widerlager, die, wie oben erwähnt, auf festgelagertem Kies zu gründen waren, $4,0 \text{ kg/cm}^2$ als zulässig angesehen wurden. Für den ebenfalls mit Druckluft gegründeten Uferpfeiler VIII, dessen Fundamentsohle jedoch weniger tief lag, sollte ein Mittelwert gelten. Die Überdeckung der Fundamentsohle mußte bei den Vorlandpfeilern mit etwa

4,0 m unter dem durch Abgrabung noch tiefer zu legenden Vorlande angenommen werden, während die Strompfeiler mit Rücksicht auf etwaige Kolkbildungen 8 bis 10 m in die Flußsohle einzubetten waren. Hiernach ergaben sich für die Vorflutpfeiler Fundamentabmessungen bis zu 185 m^2 (32 bis 37 m Länge und 5 bis 5,80 m Breite) (Abb. 9). Die großen Strompfeiler unter den Portalen haben je Lager 5279 t aufzunehmen. Unter Berücksichtigung des großen Eigengewichtes dieser Pfeiler ergaben sich die Grundflächen der Senkkasten zu 460 m^2 (Abb. 10).

Dem Charakter der Stahlüberbauten entsprechend, sollten die Pfeiler eine schlichte Form unter Vermeidung aller Konsolen, Gesimse und Gliederungen zeigen. Sie bestehen im Kern aus Beton und sind mit rheinischer Basaltlava von blaugrauer Farbe verkleidet. Um den Wasserstau möglichst gering zu halten, laufen die Köpfe ober- und unterstromseitig in scharfer Spitze aus. Die Pfeiler erhalten dadurch trotz ihrer bedeutenden Abmessungen ein sehr schnittiges und schlankes Aussehen.

2. Entwürfe der Stahlüberbauten.

a) Allgemeines.

Die allgemeine Anordnung der Stahlüberbauten ist bereits im Abschnitt Vorarbeiten beschrieben (vgl. Abb. 8). Sowohl die 412 m lange Strombrücke als auch die beiderseitig anschließenden je 160 m langen Flutbrücken sind als Gerberträger ausgebildet. In der Strombrücke liegen die Gelenke um fünf Feldweiten zu je 11,34 m nach Brückenmitte, so daß der eingehängte Träger, unter Vernachlässigung des Abstandes der Doppelständer, $8 \times 11,34 = 90,72 \text{ m}$ lang wird, während die Kragträger je 160,64 m messen. Bei den Flutbrücken sind die Überbauten III-IV bzw. IX-X als Kragträger von 66,50 m Länge angeordnet.

Die Höhe der Fahrbahn war bestimmt einerseits durch die Forderung der Strombauverwaltung, über dem Hauptfahrwasser auf 150 m Brückenlänge eine lichte Durchfahrhöhe von 9,10 m über höchstem schiffbaren Wasserstand einzubalten, andererseits durch die Notwendigkeit, den an die Flutbrücken anschließenden Deichunterführungen eine lichte Höhe von 4,80 m geben zu müssen. Mit einer Bauhöhe von 3,5 m zwischen Schienenoberkante und Konstruktionsunterkante bei der Strombrücke, und 1,75 m bei der Deichbrücke, ergab sich das in Abb. 11 dargestellte beiderseitige Längsgefälle von rd. 1:92, das zwischen den Gelenkpunkten 14 und 14' durch eine Parabel ausgerundet ist.

Die Linie des Untergurtes der Hauptträger folgt, wie aus Abb. 11 ersichtlich ist, der Gradienten der Fahrbahn. Leider konnte bei der früher erwähnten Vergrößerung der Spannweite der Flutüberbauten die Konstruktionsunterkante von der Strombrücke zur

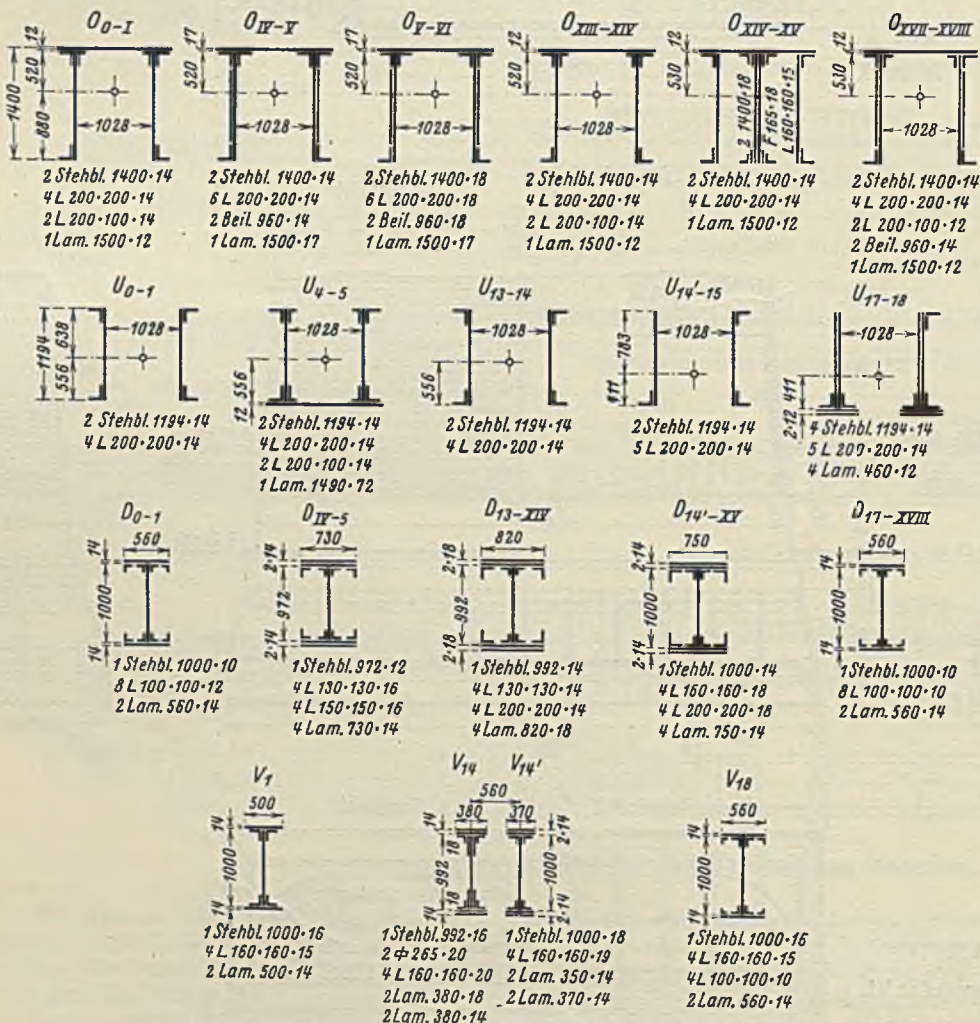


Abb. 12a. Stabquerschnitte der Strombrücke.

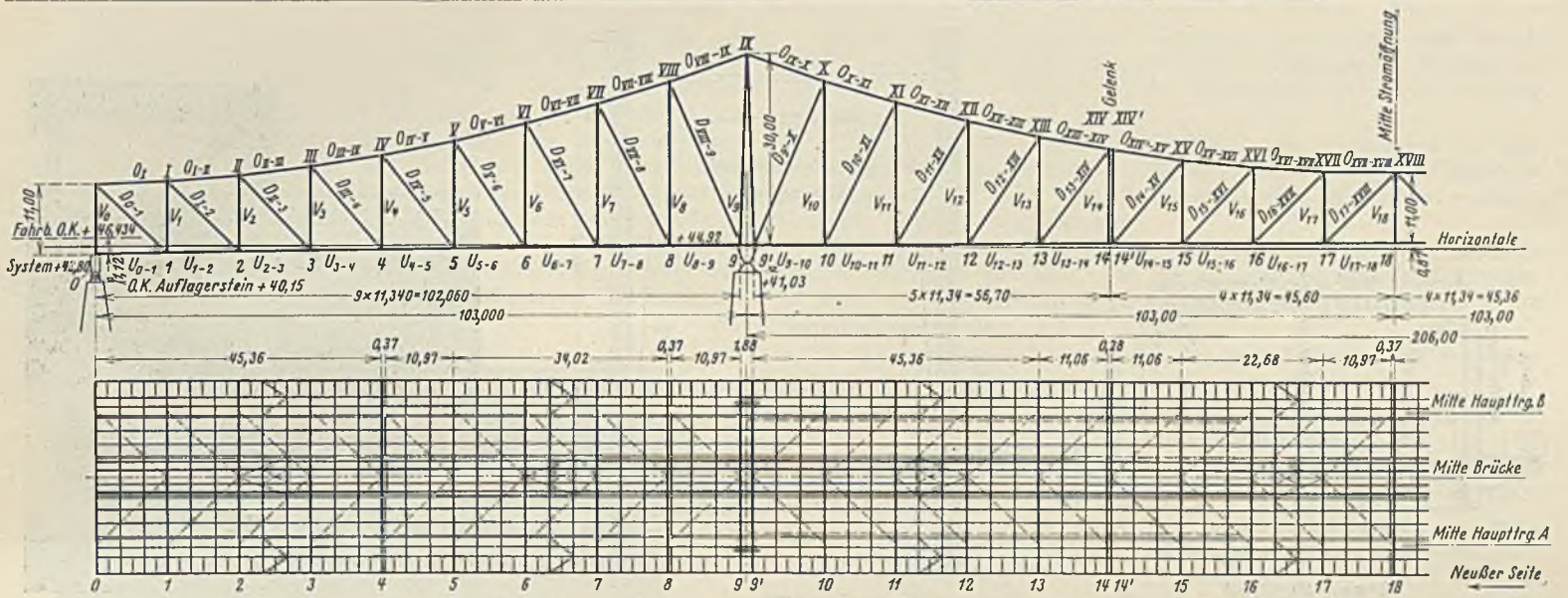


Abb. 12. System der Strombrücke.

Flutbrücke nicht mehr bündig übergehen, sondern mußte um 1,35 m abgesetzt werden. Die Knotenpunkte des Obergurtes liegen auf Parabeln, deren Pfeil so gewählt ist, daß die Höhe der Ständer in Brückenmitte und am Brückenanfang mit 11 m gleich ist (Abb. 12).

Bei voller Belastung der Mittelöffnung der Strombrücke mit Verkehrslast entsteht an den Endauflagern des Kragträgers (bei Pfeiler V bzw. VIII) ein negativer Auflagerdruck. Um diesen einwandfrei aufzunehmen, ist die anschließende Flutbrücke in den Endständer der Strombrücke eingeschoben und durch Anker mit diesem verbunden, so daß sich der Endständer nicht abheben kann (Abb. 13).

Die große Länge des Kragarmes der Nebenstromöffnungen bewirkt, daß im Obergurt überwiegend Zugkräfte auftreten und ein oberer Windverband deshalb entbehrt werden kann. Der Koppelträger enthält eine verhältnismäßig kurze Druckzone im Obergurt, doch konnte nach dem Ergebnis der statischen Untersuchung auch hier von einem oberen Verbinde abgesehen werden. Die erforderliche Seitensteifigkeit des Obergurtes wird durch die aus den Querträgern und den beiderseitigen Ständern gebildeten steifen Halbrahmen erreicht. Nur an den höchsten Punkten des Obergurtes IX und IX' sind Portalriegel eingebaut (Abb. 14). Die auf den Obergurt wirkenden Seitenkräfte werden durch die biegungsfesten Ständer auf den unteren Windverband übertragen. Dieser liegt in der unteren Ebene des Untergurtes und ist als K-Verband ausgebildet. Der Verband des Koppelträgers ist im Endquerträger des Kragträgers eingehängt, bildet also, wie die Hauptträger, ebenfalls ein Kragträgersystem. Der Windverband der anschließenden Flutbrückenöffnung ist unter dem Endquerträger der Strombrücke gelagert.

Wie bereits erwähnt, sind die beiderseits an die Strombrücke anschließenden Flutbrücken ebenfalls in Gerberträger aufgelöst (Abb. 15). Die Hauptträger sind als einwandige Gelenkblechträger ausgebildet (Abb. 16). Infolge der schiefen Lage der Pfeiler III und X erhalten die Kragträger der Mittelöffnung auf stromab- und stromaufgelegener Seite verschiedene Stützwelten und dadurch bedingte verschiedene Ausbildung.

Da die beiden Fahrbahnen für die Straßenfahrzeuge mit Buckelplatten abgedeckt, also in sich seitlich steif sind, bedürfen bei den Flutbrücken nur die Fahrbahnen der Straßenbahn eines waagerechten Verbandes. Die auftretenden waagerechten

Kräfte werden durch diesen Verband und die Buckelblechbeläge an die Auflager abgegeben. Zur Sicherheit wurde jedoch der Verband allein genügend stark zur Aufnahme aller waagerechten Kräfte ausgebildet. Er stellt einen über 3 Öffnungen durchlaufenden Gelenkträger dar, wobei die mittlere Öffnung bis zu den Gelenkpunkten 5 und 12 auskragt. Das Trägersystem ist ein den Zwischenquerträgern eingepaßtes K-förmiges Fachwerk, dessen Diagonalen aus zwei Winkeln bestehen. Zur Aufnahme

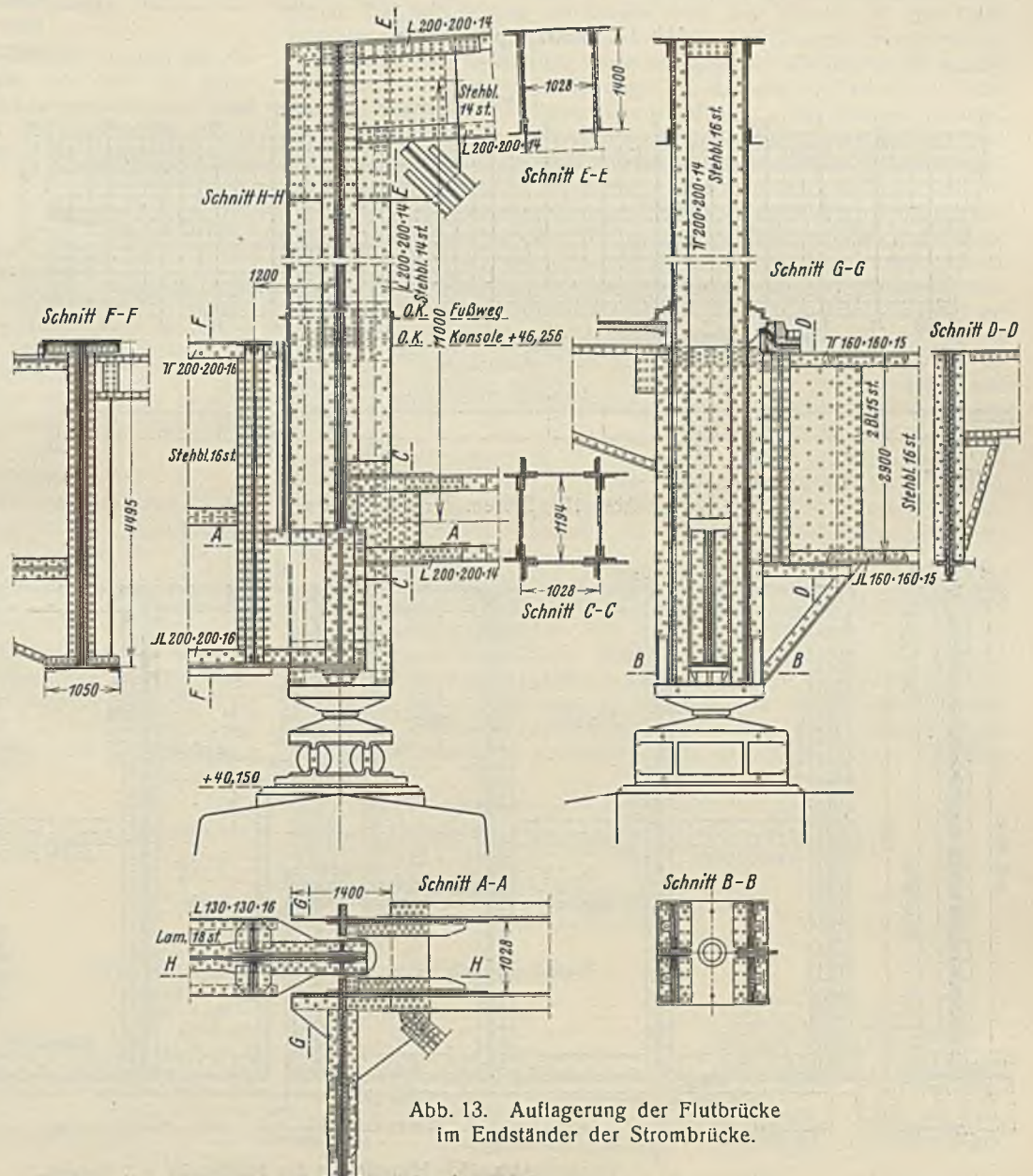


Abb. 13. Auflagerung der Flutbrücke im Endständer der Strombrücke.

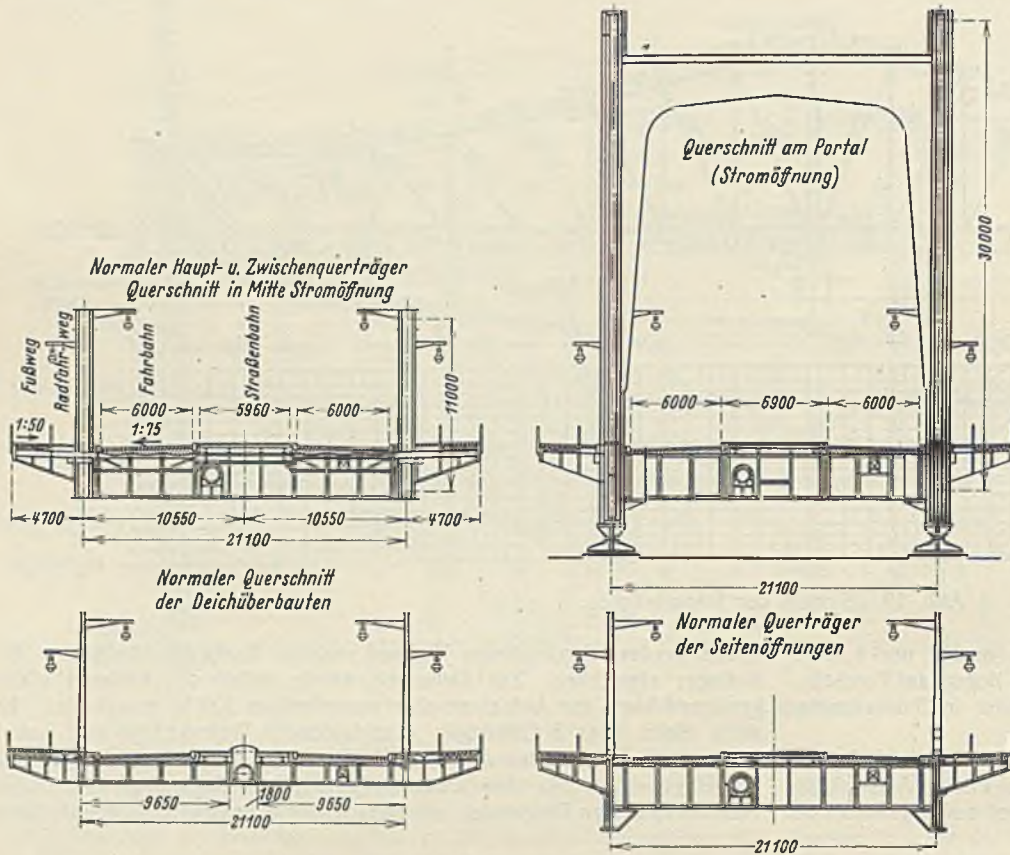


Abb. 14. Brückenquerschnitte.

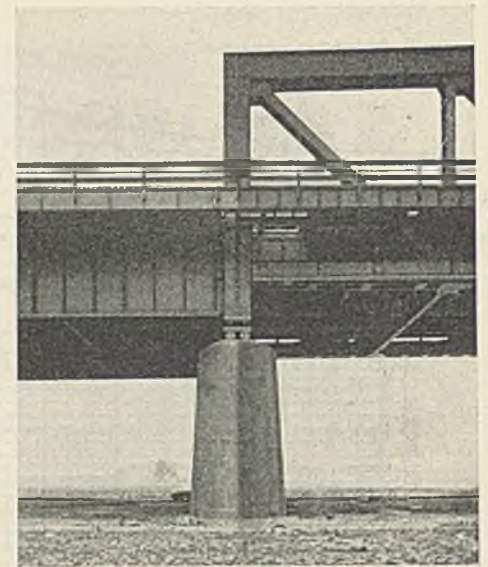


Abb. 17. Übergang der Flut- zur Strombrücke.

der Brems- und Anfahrkräfte ist in jedem Krag- und Einhängeträger ein Bremsverband eingezogen. An die Flutbrücken schließt sich beiderseits eine Unterführung der Deichstraßen von 23,75 m Stützweite an. Wegen der geringen verfügbaren Konstruktionshöhe sind im Unterschiede zu den Flutbrücken nicht zwei, sondern vier Hauptträger angeordnet. Zwischen den beiden inneren Hauptträgern ist das Wasserleitungsrohr eingelegt. Die äußeren Hauptträger ruhen auf den Hauptträgern der Flutbrücken, die inneren auf Konsolen am Endquerträger. Sie sind als einwandige Blechträger von 1600 mm Höhe mit 3 Lamellen ausgebildet.

Die Strombrücke wird von vier festen, seitlich unverschieblichen Lagern auf den Strompfeilern und vier beweglichen Zweirollenlagern auf den Übergangspfeilern V und VIII getragen (Abb. 17). Letztere nehmen den gemeinsamen Auflagerdruck der Strombrücke und anschließenden Flutbrücken auf. Die Flutbrücke ist unverschieblich in den Endständern gelagert, derart, daß die oberen Lagerkörper auf einem Kugelzapfen ruhen, der

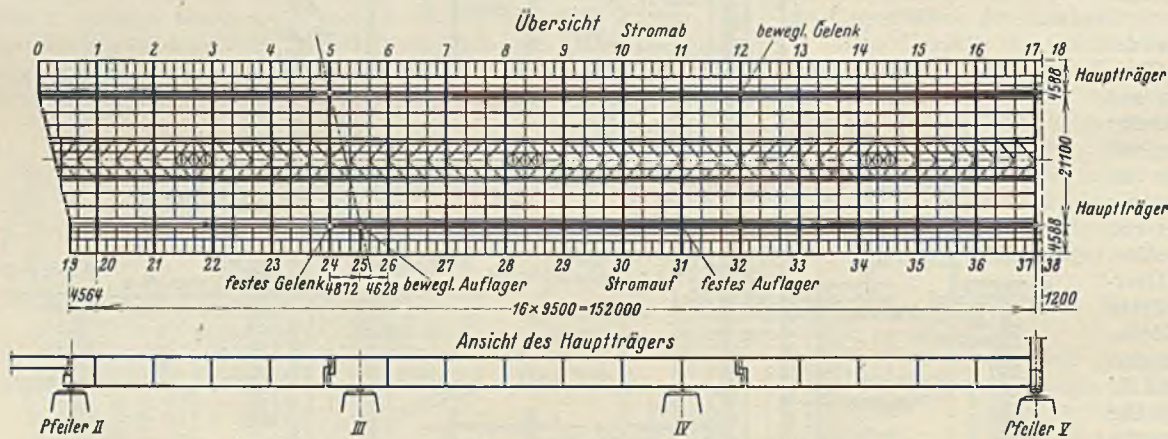


Abb. 15. System der Flutbrücken.

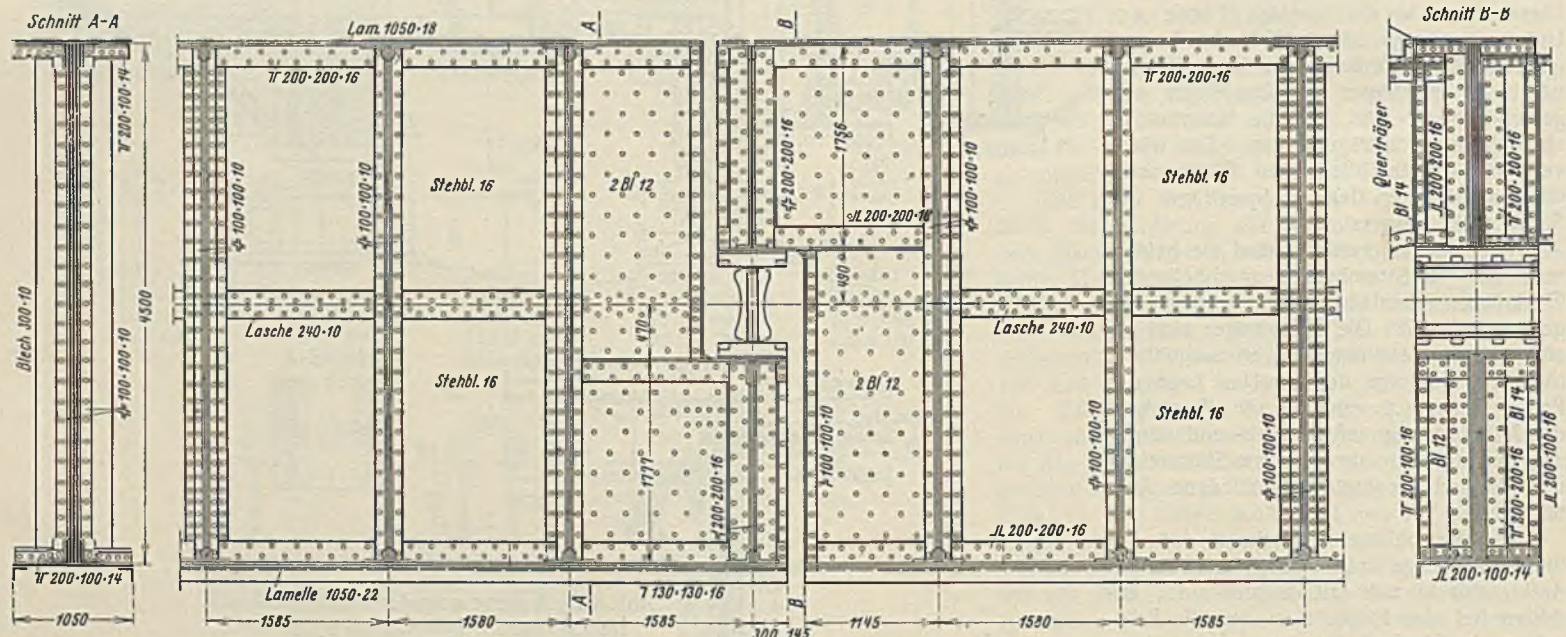


Abb. 16. Hauptträger der Flutbrücke mit Gelenk.

mit dem benachbarten Lager der Strombrücke fest verbunden ist (Abb. 13). Die festen Lager der Flutbrücken auf den Pfeilern IV und IX sind als Kugelpfropfenkipplager ausgebildet. Sie nehmen den größten Auflagerdruck aus $A_g + A_p = 1653 \text{ t}$ auf. Die untere Auflagerplatte hat bei 925 mm Höhe eine Lagerfläche von $1850 \times 1850 \text{ mm}$. Die beweglichen Gelenke in den Punkten 12 und 32 sind Stelzen mit einem Durchmesser von 680 mm (Abb. 16). Die beweglichen Lager der Flutbrücken sind als zwei Stelzenlager ausgebildet, die in der Ausführung nicht ganz befriedigen. (Abb. 18). Die festen Auflager der Deichbrücken ruhen als Tangentialkipplager auf dem Querträger der Flutbrücken, während die beweglichen Lager als Einstelzenlager mit einer Höhe von 555 mm auf den Endwiderlagern sitzen.

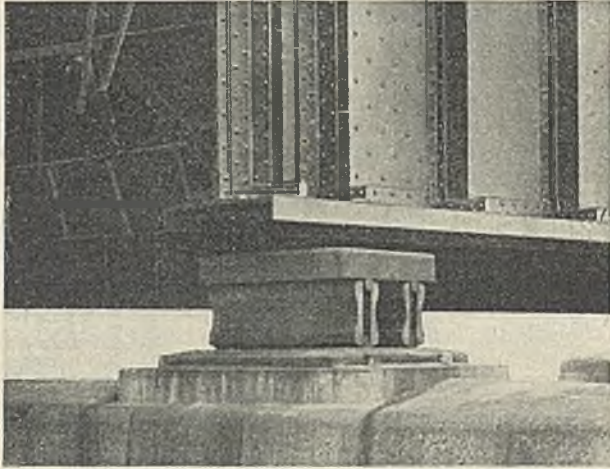


Abb. 18. Bewegliches Lager der Flutbrücken.

Die Auflösung der Stahlüberbauten in Gelenkträger bedingt die Anordnung mehrerer Fahrbahnunterbrechungen, die teils durch die ganze Fahrbahn gehen, teils nur in den Fuß- und Radfahrwegen vorhanden sind. Hauptdilataionen sind angeordnet in Punkt 14 der Strombrücke und in den Punkten 12—32 der Flutbrücken, in denen die beweglichen Gelenke sitzen, und über den Endwiderlagern. Zwischendilataionen bestehen an den Endständern 0 und am festen Gelenk in Punkt 14' der Strombrücke sowie in den Punkten 5—25 der Flutbrücken. Diese sind nur in der Eisenkonstruktion vorhanden, während die Pflasterbahn darüber hinweggeführt ist. Die Hauptdilataion der Nebenstromöffnungen der Strombrücke ist mit den der benachbarten Flutbrücken in den Punkten 12—32 vereinigt. Um die Dehnung der Untergurte nicht auf die Längsträger zu übertragen, sind in den Punkten 4, 8 und in Brückenmitte der Strombrücke Zwischenunterbrechungen in der Fahrbahn und den Fußwegen vorhanden. Diese sind in der Fahrbahn nach dem vollständigen Absetzen der Überbauten fest vernietet worden, damit keine Undichtigkeiten entstehen.

b) Grundlagen der Festigkeitsberechnung.

Als Grundlage für die Berechnung der Stahlüberbauten sind die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft herausgegebenen „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken“ (B. E.) angenommen worden, weil zur Zeit der Entwurfsbearbeitung die neuen Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken DIN 1073 noch nicht vorlagen. Abweichungen des Normenvorschlages Schaper-Kulka von den B. E. konnten jedoch berücksichtigt werden, so daß bis auf geringfügige Unterschiede in der Stoßzahl den Forderungen der DIN 1073 Genüge getan ist. Die Stoßzahlen für Straßenbahnfahrzeuge, die auf geschweißten Schienen über hölzernen Schwellen laufen, sind der Reihe III der B. E.-Tabelle entnommen. Die Verkehrslasten entsprechen der Brückenklasse I der DIN 1072, sind also im einzelnen folgende (Abb. 19).

1. Fahrbahnanteile. Für die Doppelfahrbahn der Straßenbahn ist der Lastenzug maßgebend gewesen, der aus den besonders schweren Wagen gebildet wird, die auf der Strecke Düsseldorf—Krefeld verkehren.

Bei den Fahrbahnen für die Straßenfahrwerke gilt die Regelbelastung der Brückenklasse I mit der Annahme, daß die Last durch die Pflasterung und Betonunterlage in einem Winkel von 45° auf die Eisenkonstruktion verteilt wird. Die Fläche der Fahrbahn neben den Fahrzeugen ist mit einer gleichmäßig verteilten Ersatzlast von 500 kg/m^2 belastet, während die Schrammkanten unbelastet bleiben.

Die Querträger werden wie vor belastet, jedoch sind zwei Dampfwalzen und zwei Lastwagen in symmetrischer ungünstigster Stellung angenommen. Für die Fußgänger- und Radfahrwege gilt eine Belastung von 500 kg/m^2 .

2. Hauptträger. Bei den Hauptträgern der Flutbrücken ist eine gleichmäßig verteilte Ersatzlast von 500 kg/m^2 auf den Straßen, Fußgänger- und Radfahrwegen, auf dem Straßenbahnkörper der oben erwähnte Krefelder Lastenzug angenommen.

Für die Hauptträger der Strombrücke ist mit einer ebensolchen Ersatzlast von 400 kg/m^2 gerechnet. Das Menschengedränge auf den Fußsteigen ist ohne, das Menschengedränge auf der Fahrbahn mit Stoßzahl in die Berechnung eingeführt.

3. Querverbände. Die Höhe des Verkehrsbandes ist mit 3,9 m gleich der Fahrzeughöhe der Straßenbahn angesetzt.

Als Seitenstoß wird eine waagerechte Einzelkraft von 5 t an der ungünstigsten Stelle für die Straßenbahn angenommen.

Als Bremskraft ist ein Siebtel der Achslasten aller Straßenbahnzüge, die auf den in Betracht kommenden Beitragslängen Platz haben, eingeführt.

c) Einzelheiten der Festigkeitsberechnung.

Die sehr umfangreiche statische Berechnung der Brücke und die zahlreichen Zeichnungen im Maßstabe 1:10 sind von den beiden beteiligten Brückenbauanstalten gefertigt und im Auftrage des Regierungspräsidenten als Landespolizeibehörde von dem „Prüfungsamt für statische Berechnungen für das Gebiet des Ruhrsiedlungsverbandes und des Regierungsbereichs Düsseldorf“ geprüft worden.

1. Berechnung der Fahrbahnen. Die Längsträger sind als einfache Balken von 9,5 bzw. 11,34 m Stützweite berechnet. (Die Feldweite der Flutbrücke ist 9,5 m, die der Strombrücke 11,34 m.) Die Querträger haben 21,10 m Stützweite und 2,9 m Höhe. Bei ihrer Berechnung ist wegen des fehlenden oberen Verbandes in den Druckzonen des Obergurtes der Strombrücke am Punkte 0—3 und 14—18—14' das Halbrahmenmoment aus $\frac{1}{100}$ der Druckkraft im Obergurt berücksichtigt. Eine ausführliche Berechnung ergab bezüglich der Windkräfte, die an den Obergurtnotenpunkten seitlich angreifen, daß nur ein Teil dieser Kräfte die aus Ständern und Querträgern gebildeten Halbrahmen belastet, während der Rest dieser Kräfte durch den seitlich steifen Obergurt aufgenommen und in das Portal und die besonders steif ausgebildeten Endhalbrahmen abgibt. Um den Obergurtnotenpunkten jedoch auch in der Zugzone eine zusätzliche Sicherheit gegen Seitenkräfte zu geben, sind alle Halbrahmen so berechnet, als ob jeder die ganze auf den zugehörigen Obergurtnotenpunkt entfallende Windkraft durch Biegung aufzunehmen hätte. Die Windkräfte in den Halbrahmen 0 und 14 sowie in den Portalen sind andererseits so gerechnet, als ob die Ständer in diesen Punkten gelenkig an die Querträger angeschlossen wären und der Obergurt als ein in den Punkten 0, 9 und 14 gelagerter, seitlich steifer Balken die Windkräfte an die Rahmen abgab. Bei der Berechnung der Querträger sind die außermittig angreifenden Kräfte der Windverbandstreben berücksichtigt.

2. Berechnung der Hauptträger. Die Systemanordnung der Strombrücke ist aus Abb. 12, die der Flutbrücken aus Abb. 15 zu ersehen. Die folgenden Ausführungen behandeln im wesentlichen nur die Strombrücke, da über die Flutbrücken in den vorigen Abschnitten schon das Erforderliche gesagt ist.

Der Hauptträger besitzt eine Mittelöffnung von 206 und zwei Seitenöffnungen von je 103 m Stützweite. Am Portal sind zwei Querträger in 1,88 m Abstand angeordnet. Die restlichen 102,06 m der Seitenöffnung sind in neun, die restlichen 204,12 m der Mittelöffnung in achtzehn Felder von je 11,34 m geteilt. Am Gelenkpunkt 14 ist ein Doppelständer vorhanden, dessen Mittelachse 11,34 m von den benachbarten Ständern und dessen Hälften 560 mm voneinander entfernt sind. Hieraus ergibt sich die Stützweite des Koppelträgers zu 91,28 m, die Länge der Krag-

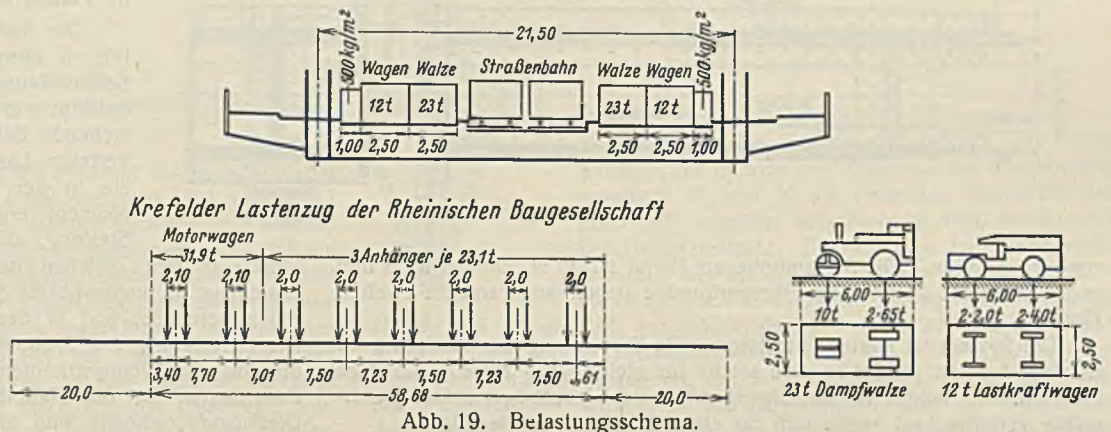


Abb. 19. Belastungsschema.

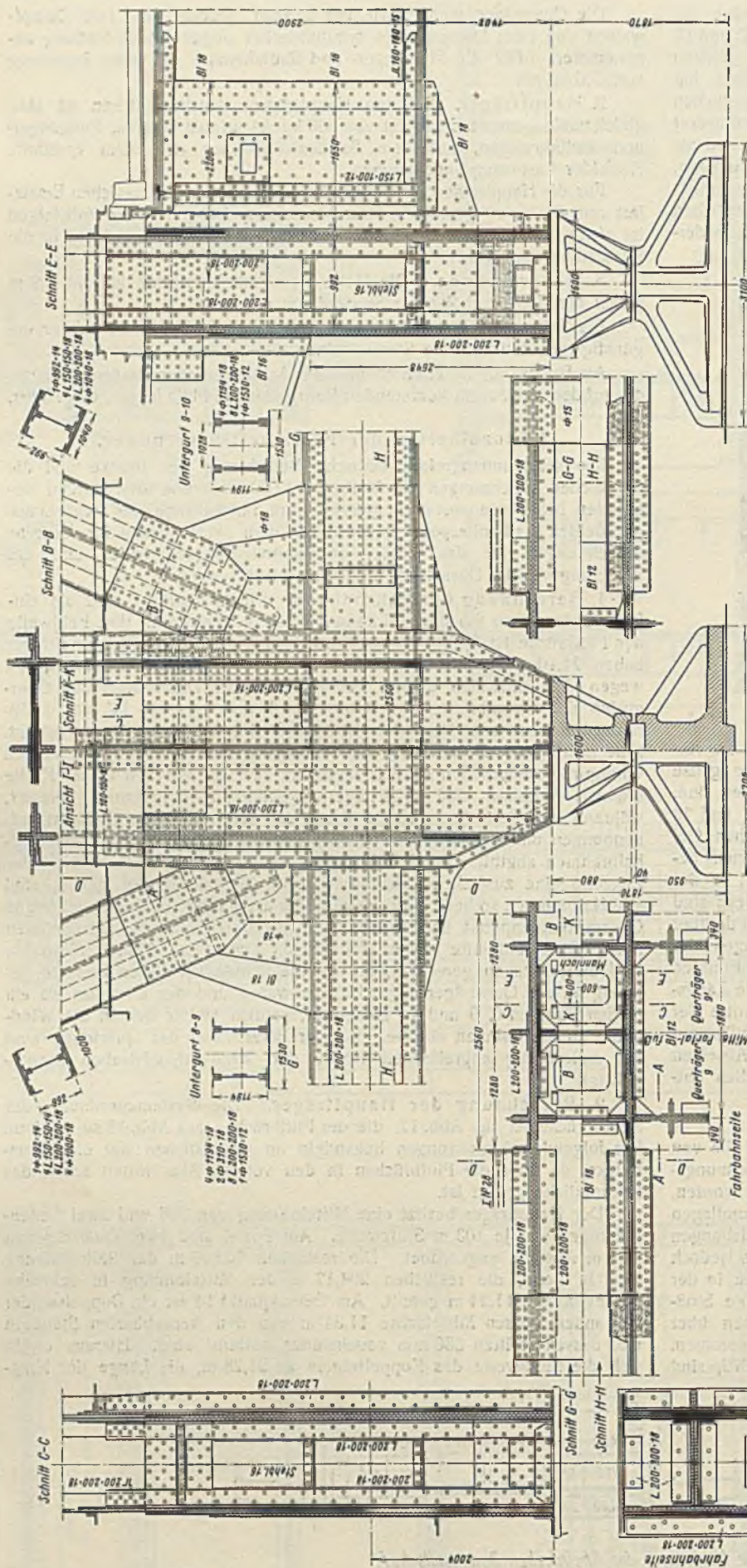


Abb. 20. Knotenpunkt 9 am festen Lager der Strombrücke.

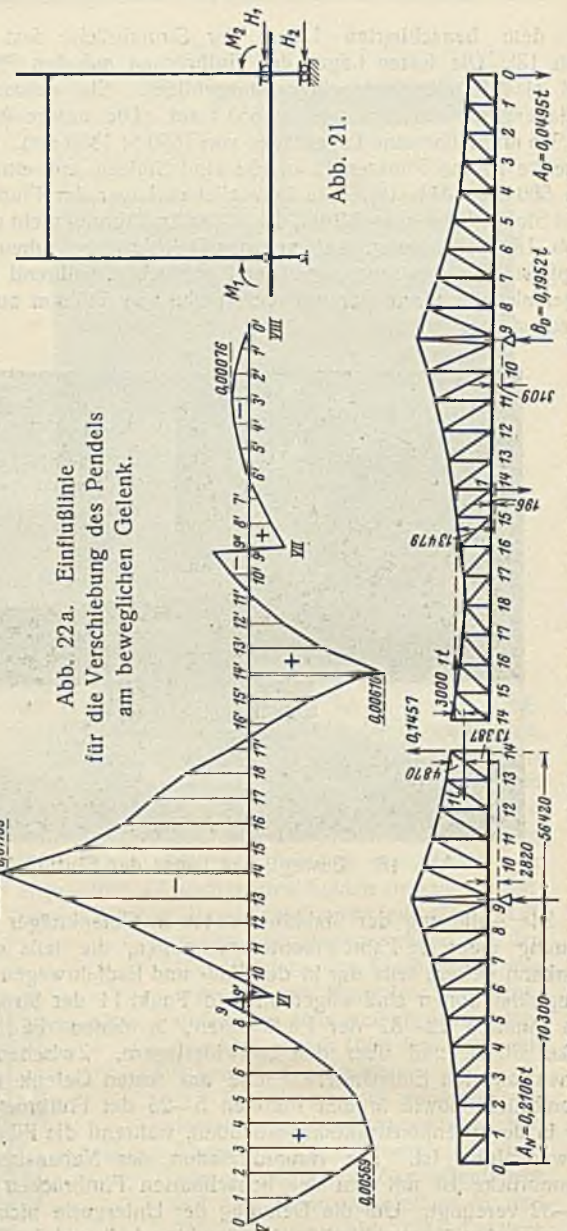


Abb. 22a. Einflußlinie für die Verschiebung des Pendels am beweglichen Gelenk.

Abb. 22b. Belastungszustand für die Berechnung der Verschiebung am beweglichen Gelenk.

Fahrbahndecke mit Buckelplatten . . .	=	5 550	kg/m
Schrammkanten und Bordsteine . . .	=	827	"
Straßenbahn-Oberbau . . .	=	460	"
Fußwegdecke . . .	=	530	"
Radfahrwegdecke . . .	=	710	"
Kabel, Gas- und Wasserrohr . . .	=	950	"
Kabelkasten . . .	=	615	"
Eigengewicht des Verbandes und der Fahrbahn ohne Hauptträger . . .	=	4 025	"
		zusammen =	13 667 kg/m

Das Gewicht der Hauptträger des Koppelträgers kann mit genügender Genauigkeit ebenfalls als gleichmäßig verteilt angesehen werden, dagegen wachsen die Knotenlasten aus Eigengewicht des Kragträgers von 30 t in Punkt 1 bis auf 104 t in Punkt 8 und nehmen von 112 t in Punkte 10 bis auf 40 t im Punkte 14 wieder ab.

Die Stabkräfte aus Verkehrslast sind bei den Querträgern ohne Einflußlinien berechnet, indem einmal die Seitenöffnung, das andere Mal die Mittelöffnung allein belastet wurde. Die aus dem Straßenbahnlastenzug entstehende Belastung wurde dabei durch eine gleichmäßig verteilte Last ersetzt, die so groß gewählt wurde, daß sie in der Seitenöffnung im Knotenpunkt 4 dasselbe Moment ergab, wie der Lastenzug in ungünstigster Stellung, und in der Mittelöffnung so groß, daß sie am Punkte 0 den gleichen negativen Auflagerdruck erzeugte, wie der Lastenzug in ungünstigster Stellung. Für die Wandglieder sind Einflußlinien berechnet und in der üblichen Weise ausgewertet worden. Bei der Berechnung der Spannkraften aus Winddruck ist berücksichtigt, daß die auf die Obergurtnotenpunkte entfallenden Windlasten senkrechte Zusatzlasten für die Hauptträger ergeben. Bei der Bestimmung der Diagonalquerschnitte sind die Biegemomente aus dem Eigengewicht

arme zu 57,36 m. Die Systemhöhe am Portal ist 30 m, am Punkte 0 und in Brückenmitte 11 m. Die Obergurtpunkte liegen auf Parabeln zweiten Grades.

Das System ist statisch bestimmt. Die Berechnung der Stabkräfte für ständige Last ist zerlegt in eine solche für gleichmäßig verteilte ständige Last und eine solche für das Eigengewicht des Hauptträgers. Die gleichmäßig verteilte Last ergibt sich für einen Hauptträger wie folgt:

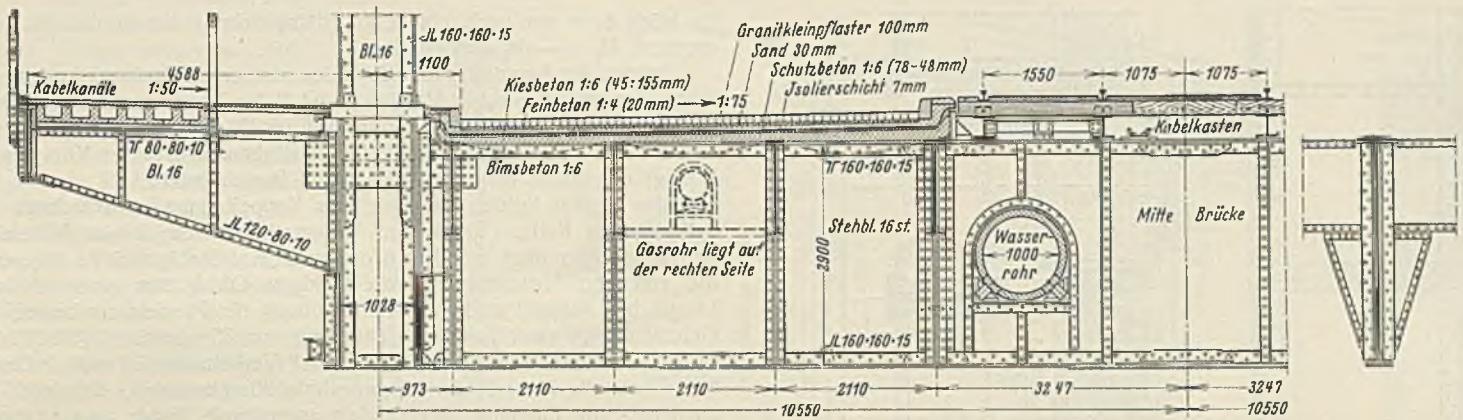


Abb. 23. Querschnitt durch die Strombrücke.

des Stabes und aus dem Winddruck auf den Stab berücksichtigt, bei der Bemessung der lotrechten Querschnitte die Biegemomente aus Winddruck auf den Obergurtnotenpunkt und $\frac{1}{100}$ der Druckkräfte im Obergurt. Die Stabquerschnitte sind aus Abb. 12a zu erschen.

Die Stabkräfte des Obergurtes liegen zwischen 207 und 3658 t Zug, die des Untergurtes unter Berücksichtigung der Zusatzkräfte zwischen 30 und 3656 t Druck. Die Diagonalen erhalten 477 bis 1391 t Druck, die Ständer 106 bis 1569 t Zug. Wechselstäbe sind die Stäbe 0 bis III im Obergurt, 0 bis 4 im Untergurt, die Diagonalen 0 bis 1 und 1 bis 2 sowie die Ständer 0 und 1.

Der senkrechte Auflagerdruck am Punkte 0 beträgt:

- aus ständiger Last + 171 t
- aus Verkehrslast mit Stoßzahl in der Seitenöffnung + 338 t
- aus Verkehrslast mit Stoßzahl in der Mittelöffnung — 257 t

Wie bereits in Abschnitt III 2a ausgeführt, wird der negative Auflagerdruck von + 171 — 257 = — 86 t, der dann entsteht, wenn nur die Mittelöffnung belastet ist, dadurch aufgehoben, daß der Hauptträger der anschließenden Flutbrücken in den geschlitzten Endständer eingeführt und sein Gewicht aus ständiger Last von 364 t an jenen abgibt, so daß auch bei Verkehrslast in der Mittelöffnung allein ein positiver Auflagerdruck von 171 + 364 — 257 = 278 t verbleibt (Abb. 13).

Diese Grenze nach oben und unten erschien deshalb genügend, weil die Querträger ganz im Schatten liegen und der Pfeilerbeton die Temperaturänderung in gewissem Grade mitmacht. Im Strompfeiler ergab sich aus der Temperaturschwankung eine waagerechte Kraft im Pfeilerkopf von 53 t, aus der Verkehrslast der Doppelquerträger ein Schub von 140 t. Diese Kraft von zusammen 193 t erzeugt im Beton des Pfeilerkopfes eine größte Zugspannung von 1,47 kg/cm². In den Übergangspfeilern V und VIII ist die Gesamtkraft zu 72 t, bei den Flutpfeilern entsprechend kleiner berechnet. Es konnte also unbedenklich auf eine Querbeweglichkeit der Lager verzichtet werden. Die Pfeiler der Strombrücke haben außerdem im Kopfe eine Eisenbewehrung von 50 kg/m³, die der Flutbrücken von 30 kg/m³ erhalten, so daß Risse aus der obenerwähnten waagerechten Kraft nicht auftreten können.

Die großen Diagonalen am Punkt 9 haben in der Mitte einen Universalstoß erhalten. Um das Trägheitsmoment in der Mitte des Stabes, wo er gegen Knicken den größten Widerstand haben muß, voll wirksam zu erhalten, sind bei der Berechnung der Stoßniete die Querschnitte der Einzelteile voll, also mit $\omega = 1$ eingesetzt worden.

Das Portal ist ein vierfach statisch unbestimmter Steifrahmen, weil die Lager nicht querbeweglich sind. Für die Berechnung ist nach Abb. 21 ein aus zwei übereinanderstehenden Rahmen bestehendes, statisch be-

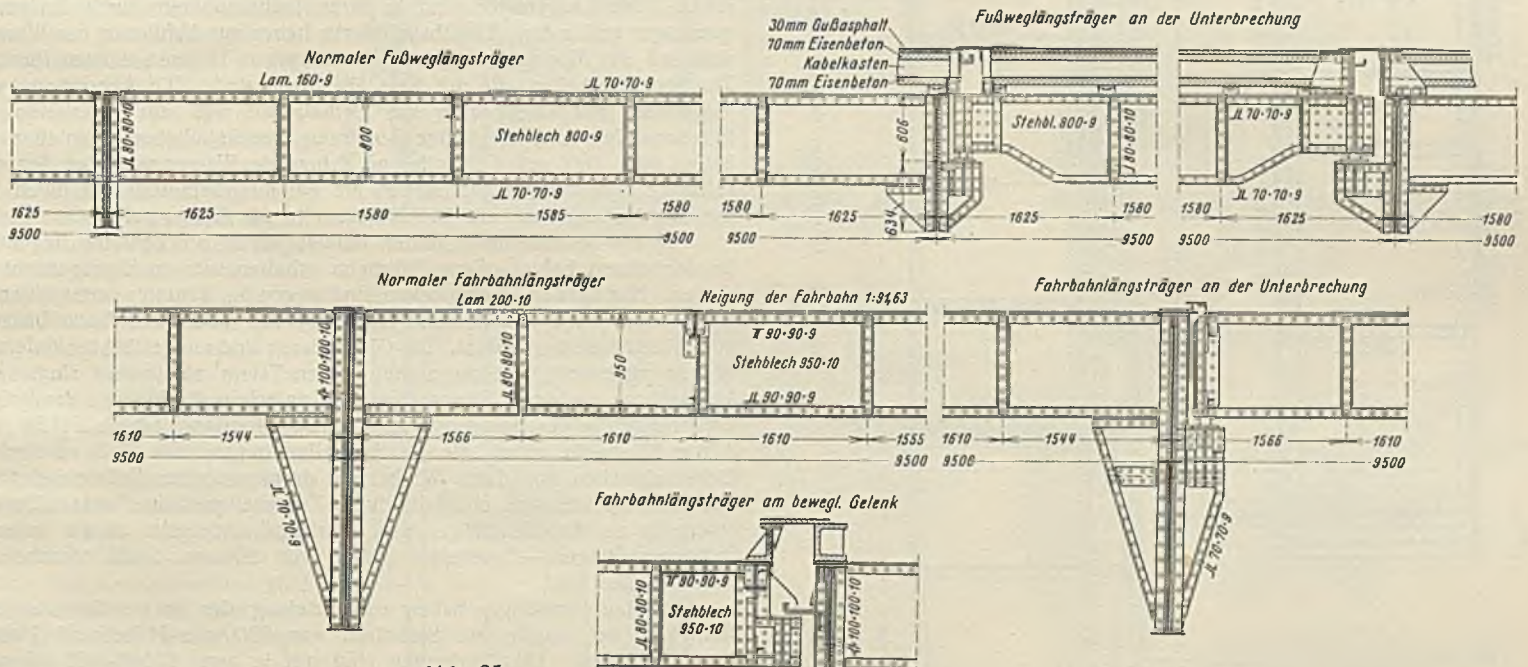


Abb. 25. Fahrbahnlängsträger und Fahrbahnunterbrechung.

Die Auflager der Strompfeiler VI und VII erhalten einen senkrechten Gesamtdruck von 5279 t, und zwar 4080 t aus ständiger Last und 1199 t aus Verkehrslast mit Stoßzahl. Diese Lager sind mit hochwertigem Zement untergossen, so daß eine Pressung von 70 kg/cm² zugelassen und damit ein Lager von transportfähigen Abmessungen, nämlich 3,10 × 2,70 m erreicht werden konnte (Abb. 20). Trotz des großen Hauptträgerabstandes von 21,10 m sind die Lager nicht querbeweglich ausgeführt. Infolgedessen bilden die Querträger über den Auflagern mit den Auflagerpfosten Zweigelenkrahmen. Der in Pfeilerlängsachse auf die Auflager wirkende Schub, der bei Temperaturänderung und Belastung der Querträger entsteht, ist für eine Temperatur von ± 15° genau berechnet worden.

stimmtes Hauptsystem gewählt. Statisch unbestimmte Größen sind die Schübe H_1 und H_2 der beiden Rahmen, die Summe und Differenz der Einspannungsmomente M_1 und M_2 am Fuße des oberen Rahmens. Hierdurch ergeben sich einfache und übersichtliche Belastungszustände. Für ständige Last, Temperaturänderung und die symmetrisch angeordneten Verkehrslasten sind die Elastizitätsgleichungen für die Größen H_1 , H_2 und M_1 und M_2 aufzulösen, da $M_1 = M_2$ wird. Für den oberen Riegel ist die übliche Temperaturschwankung von ± 35°, für den Querträger, weil im Schatten liegend, von ± 15° eingesetzt. Für die Berechnung der Momente aus Winddruck ist angenommen, daß die waagerechten Auflagerkräfte je zur Hälfte an den Auflagern aufgenommen werden.

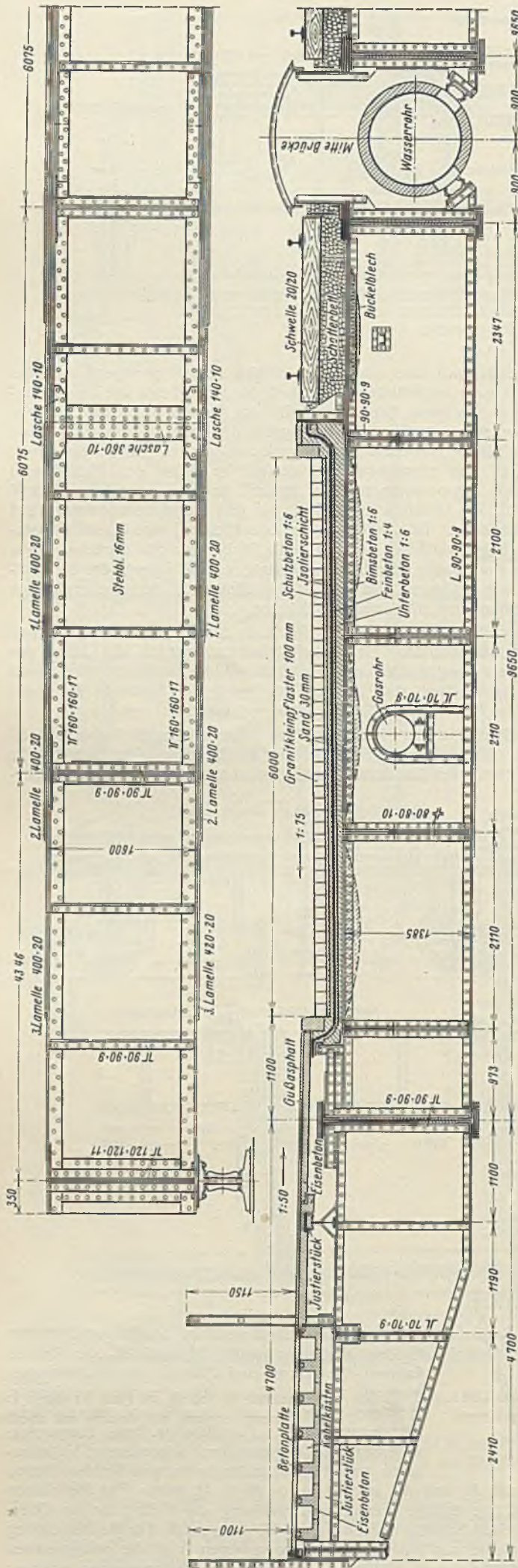


Abb. 24. Hauptträger der Deichbrücke und Schnitt durch die Fahrbahn.

Es blieb dann nur noch eine Elastizitätsgleichung für das Spannungsmoment $M_1 = -M_2$ aufzustellen.

Infolge der Anordnung der Doppelquerträger im Punkte 9 beginnen die Systemlängen der Streben VIII bis 9 und 9' bis X an den Anschlußpunkten der Querträger. Die Obergurkräfte VIII bis IX und IX bis X sind deshalb voneinander verschieden. Die Differenz ihrer waagerechten Komponenten erzeugt erhebliche Biegemomente im Portalpfosten.

Das Pendel in den Gelenken des Koppelträgers ist Ausschnitt einer zylindrischen Rolle. Damit der Auflagerdruck stets in der Mittelebene der Hauptträger liegt, ist über dem Pendel eine Stahlgußplatte angeordnet, die von dem Mittelsteg des dreiwandigen Obergurtes genau in dessen Längsachse belastet wird. Die Verschiebung des Pendels am beweglichen Gelenk infolge einer Temperaturänderung von 35° beträgt $0,000\ 012 \times 35 \times 206 = 8,6$ cm. Die Verschiebung durch Verkehrslast ist mittels Einflußlinie ermittelt, die mit der Biegelinie übereinstimmt, die durch zwei am Kopf- und Fußpunkt des Pendels angreifende Lasten von 1 t hervorgerufen wird (Abb. 22a u. b). Die Auswertung ergab für eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast ohne Stoßziffer von 5,6 t/m einen Größtwert der Verschiebung von 3,3 cm. Der Ständer des Kragträgers ist deshalb für eine außermittige Belastung von $\frac{8,6 + 3,3}{2} = 6$ cm berechnet.

Für die Anfertigung der Überbauten in der Werkstatt ist das Überhöhungsnetz der Hauptträger für die gesamte ständige Last berechnet worden. Jeder Zugstab wurde um den Betrag seiner Dehnung aus ständiger Last kürzer, jeder Druckstab um den Betrag seiner Zusammenrückung länger ausgeführt. In Brückenmitte ergab sich daraus eine Überhöhung von 514 mm. Die Durchbiegung aus voller Verkehrslast ohne Stoßzahl beträgt in Brückenmitte $\frac{20\ 600}{994} = 20,76$ cm.

d) Bauliche Einzelheiten der Stahlüberbauten.

1. Ausbildung der Fahrbahnen. Die Fahr- und Gehbahnen sind auf den Deich- und Flutbrücken und auf der Strombrücke grundsätzlich gleichartig ausgebildet. Ebenso sind die Gas- und Wasserrohre auf der Strombrücke und den Flutbrücken einheitlich angeordnet. Auf den Deichbrücken mußte jedoch das Wasserrohr wegen der zu geringen Konstruktionshöhe angehoben und auch im Grundriß von der Seite nach Brückenmitte verschwenkt werden. Die Einzelausbildung geht aus Abb. 23 u. 24 hervor. Die Fahrbahntafel für die Straßenfahrzeuge ist aus Buckelblechen $2,10 \times 3,34$ m gebildet, die auf einem Rost von Längs- und Querträgern ruhen. Die Längsträger sind in ihren Drittelpunkten durch Zwischenquerträger verbunden. Die Buckelbleche haben zur Abführung des Wassers während der Montage und des Schwitzwassers in ihren tiefsten Punkten Tropflöcher erhalten, die mit Kies überdeckt sind. Die Anbringung von Tropfüllen mit Abfallrohren war entbehrlich, weil der Unterbeton der Fahrbahntafeln eine sorgfältige Isolierung aus Siebelschen Bleiplatten erhalten hat. Das auf die Isolierung dringende Wasser wird bei den einseitig 1:75 geneigten Fahrbahnen am Rande gesammelt und durch besondere Auffangfüllen mit Abflußstützen in die Gullys geleitet.

Die auf besonderem erhöhten Bahnkörper in Brückenmitte liegenden Straßenbahnen haben offene Fahrbahn erhalten, um an Eigengewicht zu sparen. Nur auf den Deichbrücken sind wegen der darunter durchgeführten öffentlichen Wege geschlossene Gleiströge aus verzinkten Buckelblechen mit Schotterbett angeordnet. Die Gleisbahnen sind mit getränkten kiefernen Bohlen abgedeckt, die zu aufnehmbaren Tafeln verzimmert sind. Zur Vermeidung genieteter Längsträger sind zwischen die inneren Randträger Zwischenquerträger gespannt, auf denen Breitflanschträger IP 26 von 3,78 m Stützweite ruhen, die die Schwellen tragen. Die 20/20 cm starken Eichenschwellen sind durch Winkel mit durchgesteckten Bolzen befestigt. Die Fußwegfelder sind ebenfalls durch Zwischenquerträger unterteilt, die einerseits an die Randträger der Fahrbahn, andererseits an die äußeren Fußwegrandträger — genietete Träger von 900 mm Stehblechhöhe — angeschlossen sind.

Die Hauptquerträger haben zur Erzielung der notwendigen Seitensteifigkeit der Brücke ein Stehblech von 2900 mm Höhe und 16 mm Stärke erhalten. Die Gurtungen sind mit je zwei L 160 · 160 · 15 und 2 bis 3 Lamellen 350 · 12 gebildet. Die Eckmomente an den Ständern werden durch zwei durchgesteckte Laschen aufgenommen. Die Querträger enthalten je eine Aussparung von 1000 mm Lichtweite für ein Wasserrohr und eine solche von 400 mm für ein Gasrohr. Die Abstände beider Rohrkanäle von Brückenmitte sind so gewählt, daß sie trotz ihres verschiedenen Gewichtes in bezug auf die Brückenachse entgegengesetzt gleiche Momente erzeugen (s. Abb. 23).

Die Ausbildung der Fahrbahnunterbrechungen ist aus Abb. 25 zu ersehen. Da sich die übliche Fingerkonstruktion bisher nicht bewährt hat und an verschiedenen bestehenden Rheinbrücken wieder entfernt werden mußte, sind hier Stahlgußplatten von 3 bis 4 cm Stärke gewählt, die auf darunter liegenden Gußträgern mit gesicherten Stahlboizen aufgeschraubt sind. Am Rande der unteren Gleitplatte ist eine Stahlleiste angebracht, die nach der Fuge hin abgeschragt ist, um beim Schließen der Dilatation

infolge höherer Temperaturen den etwa dazwischen geratene Schmutz herauszuschieben. Bei den Abschlußdilatationen auf den Widerlagern sind besondere Gußkörper hergestellt, die bündig mit dem anschließenden Granitpflaster verlegt sind. Probefahrten haben ergeben, daß die gewählte Ausführung allen billigen Anforderungen des Verkehrs entspricht. Beim Befahren mit Kraftwagen mit Ballonbereifung sind die Fahrhahnunterbrechungen nicht zu bemerken. Die Unterbrechungen der Fuß- und Radfahrwege sind insofern anders, als die Schmutzfuge ganz vermieden ist, indem die Oberkante des Belags auf der einen Seite die Stärke der Platte (15 mm) gehoben ist. Die Fahrhahnisolierung ist an den Dilatationskörpern hochgezogen, die Muttern der Stahlbolzen sind nach Entfernung der Rinnen von unten zugänglich.

2. Windverband. Die waagerechten Verbände der Flutbrücken sind bereits im Abschnitt III 2a beschrieben; da sie sich nur auf die Fahrhahn der Straßenbahn erstrecken, haben sie die übliche Abmessung und Ausbildung erhalten. Die 15,5 m langen Windverbandstäbe der Strombrücke sind in zwei Punkten aufgehängt. Ihre Querschnittform geht aus Abb. 26 hervor. Der Π -förmig liegende Teil des Querschnitts dient der Kraftübertragung, während der senkrechte Steg das Eigengewicht und die Knickkraft übernimmt. Zwischen je zwei Fahrhahnunterbrechungen liegt ein Bremsverband in Höhe der Schwellenträger, der die Bremskräfte an die inneren Randträger und von da über die Querträger durch Zwischenstäbe an die Hauptstreben des Windverbandes abgibt.

3. Hauptträger. Die Hauptträger der Flutbrücke haben eine Stehblechhöhe von 4500 mm bei 16 mm Stärke und sind auf ganze Länge in der Mitte gestoßen. Die Gurtungen haben bis zu vier 1050 mm breite Lamellen und an den Außenkanten Aussteifungswinkel von $130 \times 130 \times 16$, die die Knicksicherheit der Gurtungen wesentlich erhöhen und ein wellenförmiges Fallen der Lamellen verhindern. Zur weiteren Erhöhung der Knicksicherheit sind die breiten Gurte an allen Aussteifungswinkeln kräftig angeschlossen (s. Abb. 15).

Einige bemerkenswerte Knotenpunkte des Hauptträgers der Strombrücke sind in Abb. 13, 20 u. 26 bis 30 wiedergegeben. Abb. 13 zeigt das bewegliche Auflager der Strombrücke und die Lagerung der anstoßenden Flutbrücke in dem Ständer Vo. Der obere Lagerkörper ist durch vier kräftige Anker aus 71 mm starken Rundeseisen mit dem eigentlichen Ständer verbunden, so daß sich die Flutbrücke mittels des Lageroberteiles und der Anker als Ballast an den Ständer Vo anhängt.

In Abb. 20 u. 27 ist Punkt 9 des Untergurtes (der Pylonenfuß) dargestellt. Der Doppelquerträger 9 ist an den Portalpfosten mit einem dreifachen Eckblech von 16 und 2×18 mm Stärke zur Aufnahme des Eck-

momentes angeschlossen. Die dreifachen Knotenbleche der Hauptträger haben einen senkrechten Stoß erhalten, weil sie in ganzer Größe weder hergestellt noch versandt werden konnten. Die Zuspitzung des Portalpfostens hebt den Auflagerpunkt am Strompfeiler als Träger der größten Last besonders hervor.

Abb. 28 u. 29 zeigen den Knotenpunkt IX des Obergurtes, der als höchster Punkt der ganzen Brücke 28 m über der Fahrhahn liegt. Der Portalriegel ist — ähnlich wie bei einer Hängebrücke — unter den

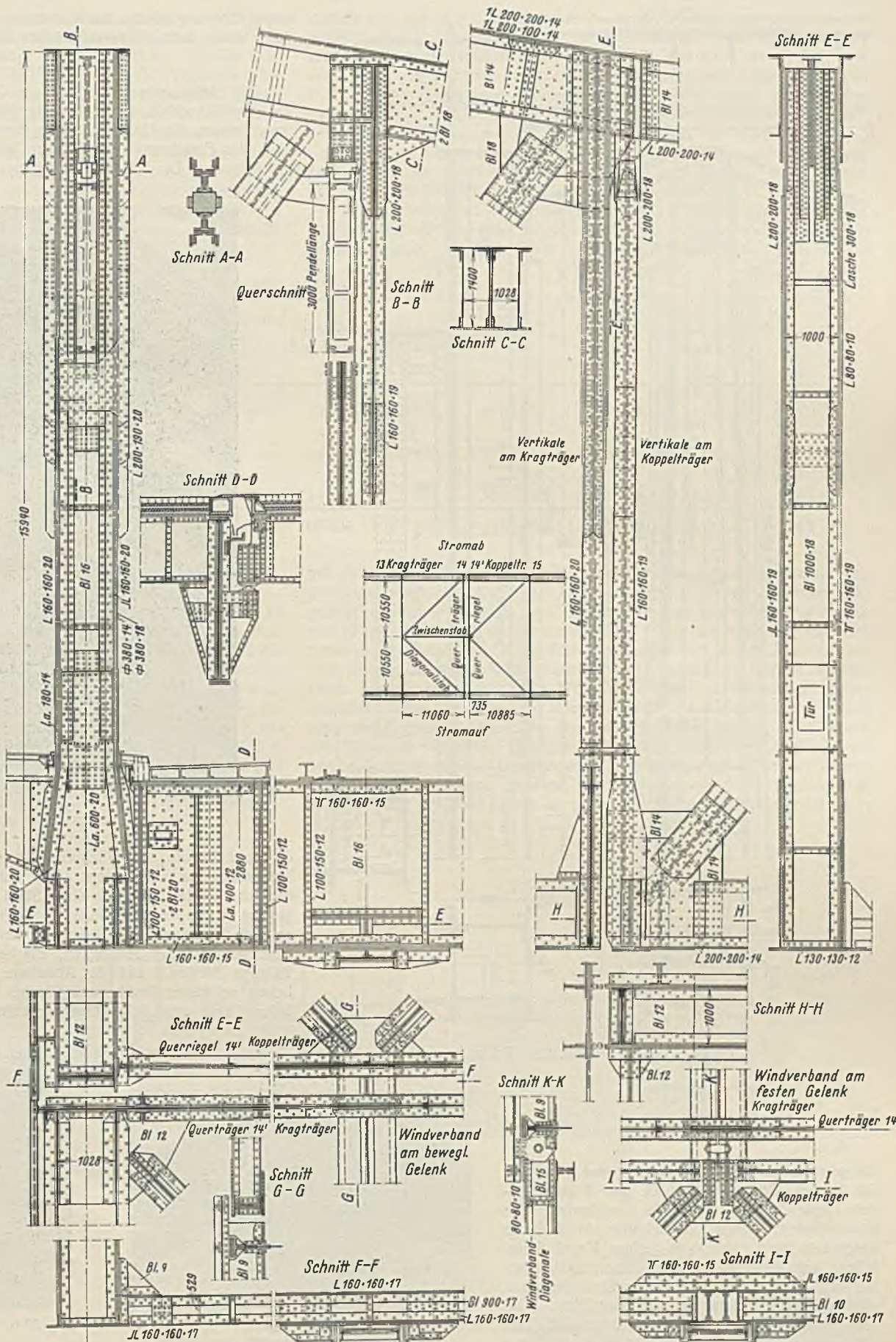


Abb. 26. Ausbildung der Gelenke der Strombrücke.

lichen Führung gleiten kann, während der Verband am festen Gelenk durch einen Bolzen unverschieblich angeschlossen ist.

e) Stahlmaterial.

Die Stahlüberbauten haben ein Gesamtgewicht von 12701 t. Kurz vor dem Abschluß der Verhandlungen über die Vergebung dieses Auftrages waren die Untersuchungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft über die Einführung eines neuen hochwertigen Brückenbaustahles abgeschlossen. Die Rheinische Bahngesellschaft entschloß sich daher, für

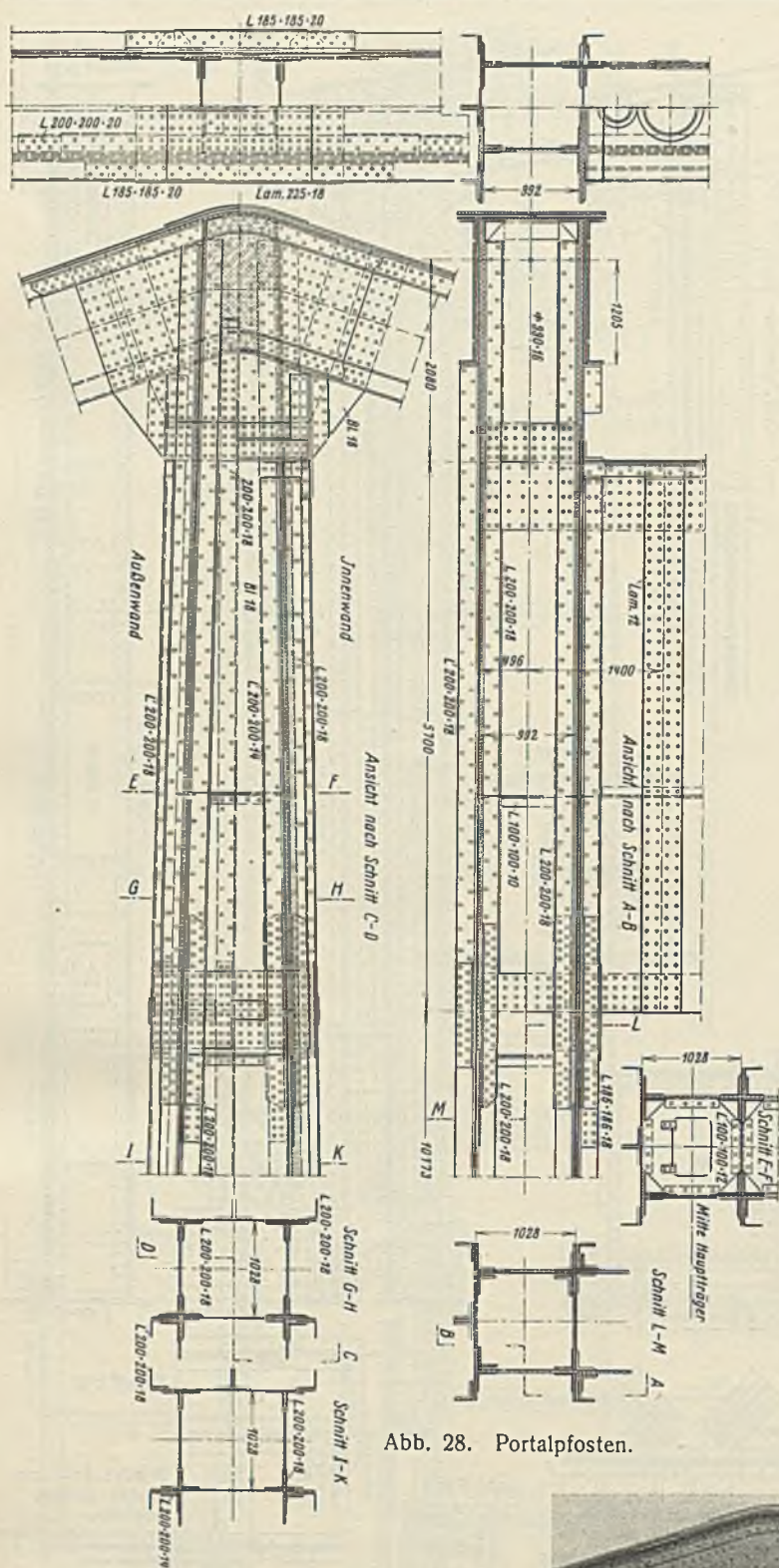


Abb. 28. Portalpfosten.

Hauptträgerknotenblechen angeordnet, so daß die in den Obergurttäben IX und X auftretenden Zugkräfte von rd. 3200 t durchlaufen. Die Portalpfosten, deren Querschnitte in Abb. 28 dargestellt sind, haben in jedem Kanal Steigleitern erhalten und sind mit guter elektrischer Beleuchtung ausgerüstet. Der nach außen ganz glatt gehaltene Portalriegel ist begehrbar. Die Kopfplatte ist durch ein Gesims verbreitert. Das untere abgerundete Ende liegt 3,50 m über der Fahrbahn, um das Lichtraumprofil der Straße nicht einzuengen. Abb. 30 zeigt die Durchdringung des Portals in der Fahrbahnebene.

Die Gelenke in den Punkten 14 und 14' sind so ausgebildet, daß der Obergurt 14—15 des Koppelträgers einen biegungsfesten Mittelsteg enthält, der bis zum Ständer des Kragträgers reicht und auf dem Pendel lagert (Abb. 26). Der Koppelträger ist mit seinem Endständer an dem Mittelsteg aufgehängt. Die Pendel sind im festen und beweglichen Gelenke gleich ausgebildet. Im Windverband ist die Verschieblichkeit des beweglichen Gelenkes dadurch ermöglicht, daß der Verband in einer seit-

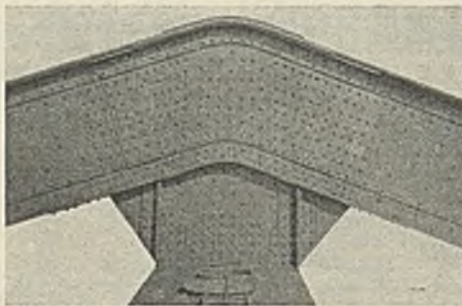


Abb. 29. Knotenpunkt IX.

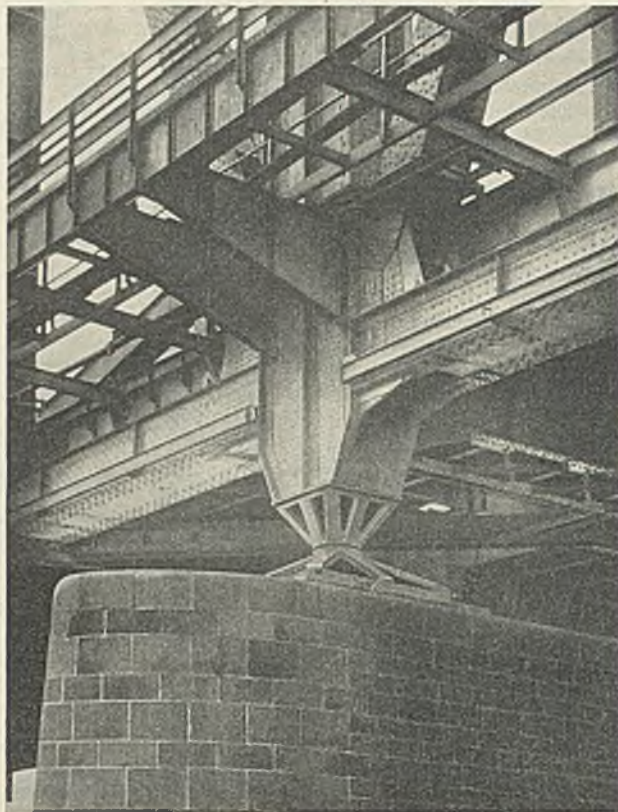


Abb. 27. Festes Lager auf dem Strompfeiler VI.

die neue Brücke den Siliziumbaustahl (St Si) gemäß den Richtlinien der Reichsbahn zu verwenden. Nur untergeordnete Fahrbahnteile und die Gefäuder sollten aus dem alten Stahl St 37.12 erstellt werden. Bei den bis dahin von der Reichsbahn in St Si ausgeführten Bauwerken handelte es sich durchweg um Brücken kleinerer Stützweiten, bei denen sich die Abmessungen der Profileisen, Bleche und Universaleisen im üblichen Rahmen hielten. Bei der Abnahme der für die neue Brücke erforderlichen schweren Profile und Bleche ergaben sich mehrfache Anstände, indem sich erhebliche Oberflächenfehler zeigten und auch die vor-

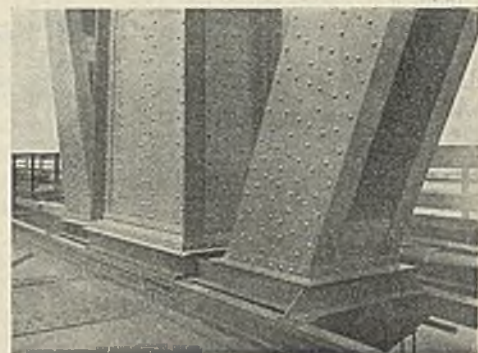


Abb. 30. Durchdringung des Portals in der Fahrbahnebene.

geschriebene Spannung an der Streckgrenze nicht zu erreichen war. Diese Schwierigkeiten veranlaßten die Hüttenwerke, durch Änderung der Zusammensetzung einen Baustahl zu erzeugen, der bei den gleichen physikalischen Eigenschaften des St Si von den ihm anhaftenden Mängeln frei war. Der Vereinigte Stahlwerke AG., Abteilung Dortmunder Union, gelang es, in ausgedehnten Versuchen einen Baustahl zu entwickeln, der allen Ansprüchen genügt. Die geforderte Streckgrenze von mindestens 36 kg/mm² ist dadurch erreicht, daß der Zusatz von Silizium vermindert und an dessen Stelle Kupfer und Chrom gesetzt sind, wobei der Kohlen-

stoffgehalt etwa dem des Stahls St 37 entspricht und nur bei den schweren Profilen auf etwa 0,20% steigt. Die Streckgrenze liegt im Mittel bei 38 bis 39 kg/mm², die Dehnung beträgt im Mittel 23%. Dieser Baustahl — Unionbaustahl genannt³⁾ — hat neben anderen Vorzügen eine gute Schweißbarkeit und ist gegen Rost weniger empfindlich als der Siliziumstahl. Da die Reichsbahn nach dem Ergebnis der Versuche sich grundsätzlich mit der Verwendung des neuen, auch von anderen Hüttenwerken ähnlich entwickelten Baustahles einverstanden erklärt und statt des Siliziumstahles den neuen Stahl 52 zugelassen hat⁴⁾, ist mit Zustimmung der Bauleitung der Unionbaustahl in größerer Menge für die Rheinbrücke Düsseldorf-Neuß verwendet worden.

Die Gewichte und Anstrichflächen sind in nachstehender Tabelle zusammengestellt:

Gewichte und Anstrichflächen.

Gegenstand	Mes-	Zink	Gußeisen	Schmiede-	Stahlguß	Flußstahl	Siliziumstahl	Gesamt-	Anstrichflächen	
	sing	kg	Ge 15.90	stahl	Stg 52.81	St 37.12	StSi bzw. St52		gewicht	insgesamt
	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	kg	m ²	m ² /t
Zwei Deichbrücken	114	150	—	—	19 138	118 876	232 180	370 458	4 326,00	11,70
Sechs Flutbrücken, einschließ- lich Beleuchtungsmasten . .	260	492	3624	—	134 842	739 848	2 987 884	3 866 950	41 034,32	10,61
Eine Strombrücke, einschließ- lich Armausleger	206	93	3958	1828	214 414	1 020 091	7 223 078	8 463 668	83 331,00	9,85
Zusammen	580	735	7582	1828	368 394	1 878 815	10 443 142	12 701 076	128 691,32	10,13

3. Entwürfe der Nebenanlagen.

a) Fahrbahnen und Gehwege.

Die Abmessungen der Fahrbahnen und Gehwege sind nach den an der alten Düsseldorfer Rheinbrücke gesammelten Erfahrungen den neuzeitlichen Verkehrsansprüchen angepaßt worden. Der Umstand, daß die neue Brücke in dem noch schwach besiedelten Gebiete des Vorortes Hamm errichtet wurde, gab die Möglichkeit, zusammen mit den beiderseitigen rd. 7 km langen neuen Zugangstraßen einen Verkehrsweg zu schaffen, der allen Anforderungen auf lange Zeit genügen wird. Die Rampen erhielten eine Breite von 33,10 m, die auf der Brücke um 2,60 m auf 30,50 m eingeschnürt ist. Diese Breite ist so unterteilt, daß in der Brückenachse auf erhöhtem 6,90 m breiten Bahnkörper die Schienenpaare der Straßenbahn liegen, auf denen Wagenzüge nach Art der Düsseldorf-

Radfahrweg von 1,5 m Breite und, durch Zwischengeländer von diesem getrennt, der Fußgängerweg mit 2,50 m Nutzbreite. Auf der Flutbrücke vergrößert sich der Radfahrstreifen wegen des Fortfalles der Hauptträger auf 3,20 m. Die Brücke liegt in einem beiderseitigen Längsgefälle von 1:92, das zwischen den Punkten 14 und 14' durch eine Parabel ausgerundet ist. Das Quergefälle der Fuß- und Radfahrwege ist 1:50 nach innen, das der Straße 1:75 nach außen, so daß die Flußbahn und die Gullys nur an der äußeren Bordkante zwischen Straße und Radfahrweg liegen. Die an die Brücke anschließenden Rampen sind 1:80 geneigt und haben ein beiderseitiges Quergefälle erhalten.

Die Fahrbahntafeln der Straßen sind durch Zwischenquer- und Längsträger in rechteckige Felder aufgeteilt, die mit unverzinkten Buckelblechen abgedeckt sind. Die Tropflöcher in den Tiefstellen der Buckelbleche sind

mit grobem Kies überdeckt, die Mulden mit Leichtbeton aus rheinischem Bimskies ausgefüllt (Abb. 31). Darüber lagert eine mit Schablone abgezogene Kiesbetonschicht der Mischung 1:6 in einer mittleren Stärke von 10 cm, von denen die oberen 2 cm als Träger der Isolierung aus Feinbeton 1:4 bestehen. Diese Feinbetonschicht hat einen Anstrich aus reinem Kaltbitumen erhalten, auf dem die Isolierung lose verlegt ist. Diese besteht aus zwei Lagen Wollfilzpappe mit dazwischen gelagerter Bleitafel. Diese drei Elemente sind in der Fabrik auf Paßlänge von 7,10 m hergestellt und in Rollen zur Baustelle gebracht worden. Die untere Wollfilzpappe von 50 kg Gewicht auf 80 m² Fläche (= 80 er Pappe) ist auf heißen Bügeltischen ausgebreitet und oben mit heißem Mexikobitumen satt gestrichen worden. In diese heiße Masse wurde die Bleitafel von 2 kg Gewicht auf 1 m² Fläche so gebettet, daß an beiden Längsseiten je

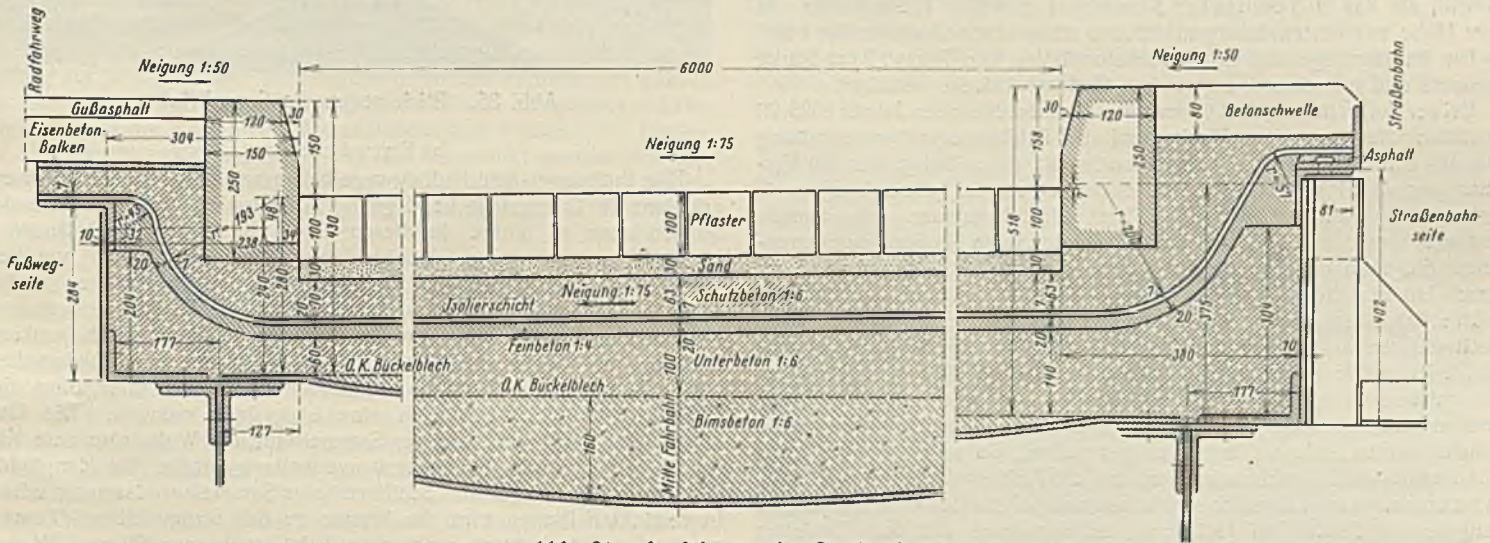


Abb. 31. Ausführung der Straßendecke.

Krefelder Schnellbahn verkehren können. Durch Schrammkante von 0,42 m Breite davon getrennt liegt beiderseits eine mit Granitkleinpflaster belegte 6 m breite Straße. Auf der Strombrücke folgt neben der Tragkonstruktion eine innere Schrammkante von 0,50 m Breite, außen der

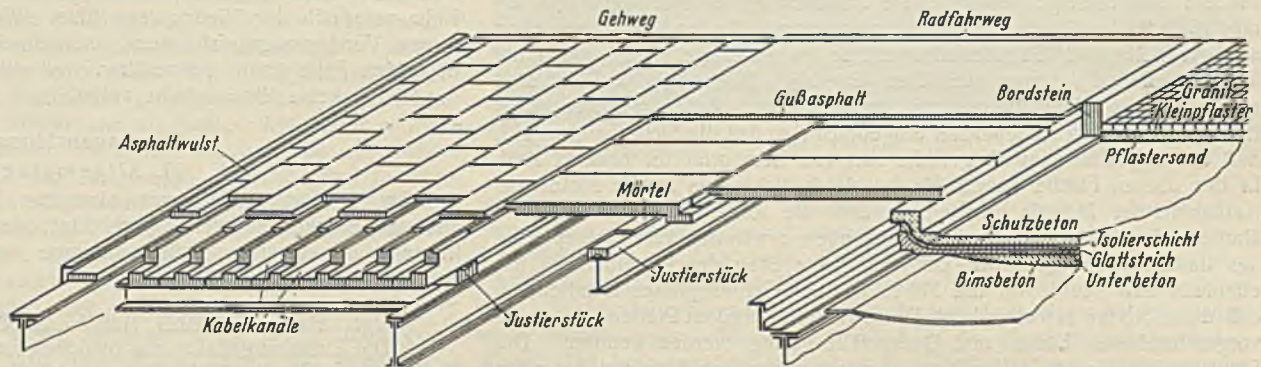


Abb. 32. Aufbau der Fuß- und Radfahrwegabdeckung.

³⁾ Vgl. „Bautechn.“ 1929, Heft 1 u. 7, 32.

⁴⁾ Vgl. „Bautechn.“ 1929, Heft 46.

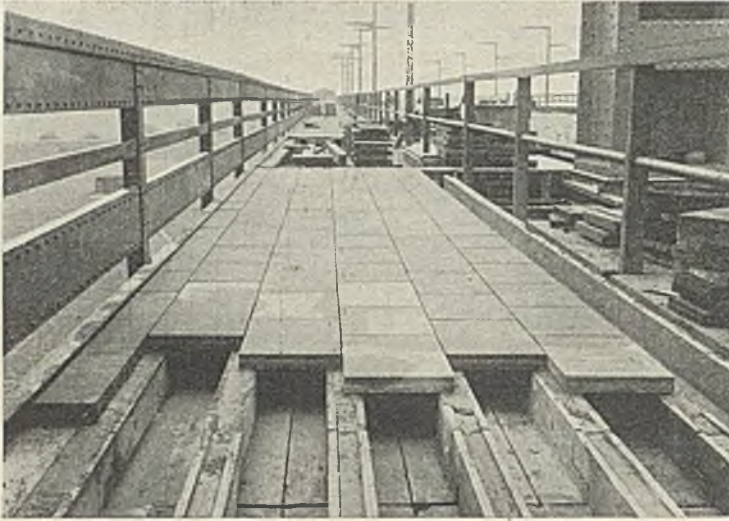


Abb. 33. Kabelkanäle im Fußweg.

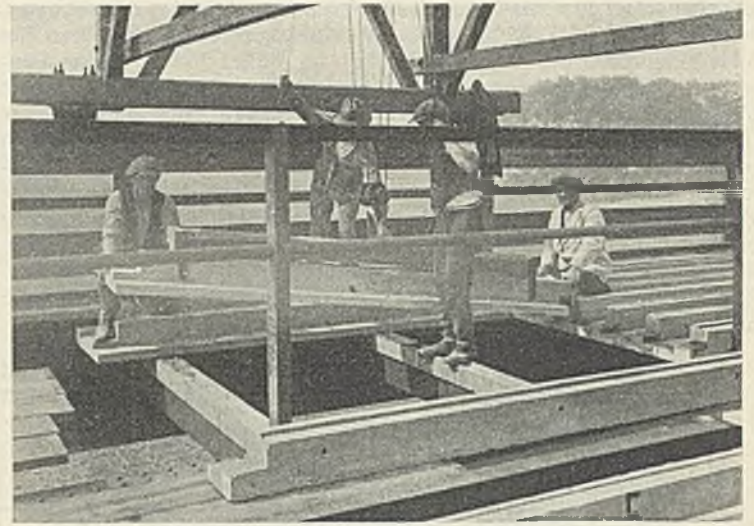


Abb. 34. Verlegung der Kabelkanäle auf den Ausgleichstücken.

ein 8 bis 10 cm breiter Streifen unverklebt blieb. Diese Bleifolie wurde dann mit heißen Bügeleisen fest und glatt aufgewalzt. Alsdann wurde die obere Fläche wieder mit heißem Mexikobitumen bestrichen und darüber die zweite 80 er Wollfilzplatte verlegt und festgebügelt. Diese fabrikmäßige Herstellung ermöglichte es, auch bei nicht ganz trockenem Wetter an der Baustelle zu arbeiten, da nur die kleineren Ränder zu verkleben waren. Allerdings ist bei dem überaus trockenen Sommer 1929 dieser Vorteil nicht sehr in Erscheinung getreten. An den Fahrbahnunterbrechungen ruhen die Isoliertafeln mit 50 cm Überdeckung lose aufeinander. Das auf die Isolierung durchdringende Wasser sammelt sich auf der 1:60 quer geneigten Fläche an den äußeren Bordsteinen und wird von da im Brückenlängsgefälle 1:92 zu den Tüllen neben den Gullys geleitet. Die Isolierung ist in diese Tüllen hereingeführt und an den Gullys und Dilatationskörpern hochgezogen, so daß Wasser nicht an die Eisenteile der Fahrbahn gelangen kann. Die fertig verlegte Isolierung hat einen weiteren Kaltanstrich aus Bitumen erhalten, so daß insgesamt neben den beiden bitumengetränkten Pappen und der Bleischicht vier Bitumenanstriche vorhanden sind. Über der fertigen Isolierung ist eine Schutzbetonschicht von 6,3 cm mittlerer Stärke in der Mischung 1:6 aufgebracht, die das in 3 cm starker Sandschicht gebettete Kleinpflaster von 10 cm Höhe aus besten handgearbeiteten schlesischen Granitsteinen trägt.

Die Radfahrwege sind mit Eisenbetonplatten von 7 bzw. 9 cm Stärke abgedeckt und mit einer 3 cm starken Gußasphaltdecke versehen.

Bei der Verbreiterung der Obercasseler Rheinbrücke in den Jahren 1925/26 wünschten die städtischen Werke und die Reichstelegraphenverwaltung erstmalig eine Abdeckung der Kabelkanäle mit einem Belag, der bei Verlegung der Kabel und Ausbesserungen an diesen in ganzer Länge aufgenommen werden sollte. Die Firma Phil. Holzmann sah damals Eisenbetonkanäle vor, die sich aus zwei \perp förmigen Stücken zusammensetzten, die oben mit Zementplatten abgedeckt wurden. Der waagerechte Flansch lag unmittelbar auf der Eisenkonstruktion auf. Schon bald nach der Inbetriebnahme zeigten sich erhebliche Mängel insofern, als der Mörtel zwischen Eisenkonstruktion und Kabelbalken sich teils herausgequetscht hatte, teils später unter den Erschütterungen des Verkehrs zerbröckelte. Auch hatten sich Schwierigkeiten ergeben, kleine Höhenunterschiede der Eisenkonstruktion einwandfrei auszugleichen. Für die neue Brücke mußte versucht werden, diese Mängel zu vermeiden, da sich die beteiligten Stellen nicht dazu verstehen konnten, auf die Aufnehmbarkeit des Belages zu verzichten. Nach langen theoretischen und praktischen Untersuchungen gelang es der Firma Phil. Holzmann, im Benehmen mit dem Bauleiter eine Lösung zu finden, die den gestellten Forderungen genügte und eine saubere und technisch einwandfreie Ausführung des Fußwegbelages ermöglichte. Die Kabelbalken ruhen nicht unmittelbar auf den Eisenteilen auf, vielmehr sind Eisenbetonformstücke zwischengeschaltet (sogenannte Justierstücke), die genau nach dem jeweiligen Eisenträger profiliert sind und eine besondere Aussparung für den Mörtel haben. Dieser ist in flüssiger Form durch Gießlöcher eingebracht, so daß die Sicherheit besteht, daß die ungestrichenen Träerteile satt von Zementmörtel bedeckt sind. In der oberen Fläche haben die Ausgleichstücke eine zweite Mulde zur Aufnahme des Mörtels erhalten, in dem die Kabelbalken ruhen. Eine ähnliche Ausführung ist auch für die oben erwähnten Eisenbetonplatten des Radfahrweges gewählt. Der senkrechte Steg des Kabelbalkens hat ebenfalls eine Mulde für das Mörtelbett der Gehwegplatten erhalten, so daß diese 5,5 cm starken, durch Druckwasser gepreßten Platten sauber im vorgeschriebenen Längs- und Quergefälle verlegt werden konnten. Die Stege sind außerdem 11 cm breit gemacht gegenüber 8 cm bei der alten Brücke, und die Platten haben ein größeres Eigengewicht dadurch erhalten,

daß sie bei 36 cm Breite 50 cm lang gemacht sind. Die Gesamtanordnung ist aus Abb. 32 bis 34 zu erkennen. Sämtliche Beton- und Eisenbetonstücke sind unter Verwendung eiserner Formen und Stampfmaschinen fabrikmäßig hergestellt und erst nach längerer Lagerung eingebaut. Für die Köln-Mülheimer Hängebrücke ist diese Abdeckung der Fuß- und Radfahrwege mit kleinen Änderungen übernommen worden⁵⁾ (Abb. 35).



Abb. 35. Blick gegen die Strombrücke.

b) Entwässerung.

Die Fußgänger- und Radfahrwege haben keine besondere Entwässerung erhalten. Ihr Quergefälle 1:50 genügt, um das Tagewasser in die äußeren Straßenrinnen zu leiten. In diesen liegen die Gullys in Abständen von 19 bis 35 m, jedoch so, daß im Längsgefälle der Brücke unmittelbar vor jeder Dilatation ein Gully sitzt. In den Dilatationen sind besondere Auffangrinnen angeordnet. Auf den Flutbrücken und den Nebenöffnungen der Strombrücke fällt das Wasser durch senkrechte Stützen, die 25 cm unter den tiefsten Punkt der Konstruktion herabreichen, frei ab. Auf den Deichbrücken ist der Gleiskoffer durch Tropftüllen entwässert, die in eine Längsrinne münden. Die Gullys führen hier ihr Wasser in einer Sammelrinne am Widerlager zum Kanal. Auf Anordnung der Rheinstrombauverwaltung mußte die Hauptöffnung der Strombrücke wegen des Schiffsverkehrs Sammelentwässerung erhalten. In verzinkten Rinnen wird das Wasser zu den Strompfellern VI und VII geleitet und dort durch senkrechte Abfallkanäle von 20 cm l. W. innerhalb der Pfeiler abgeführt. Die Kanäle münden in einem schlanken Knie unterhalb der Niedrigwasserlinie. Wenn diese Kanäle im Pfeiler wegen Verstopfungsgefahr auch unerwünscht sind, waren sie im vorliegenden Falle kaum vermeidbar, weil die architektonische Gestaltung der Pfeiler keine Rinnennische zuließ.

IV. Bauausführung.

1. Allgemeines.

Am 1. März 1927 wurde eine zur Rheinischen Bahngesellschaft gehörige Brückenbauabteilung gebildet, der die Bauleitung der eigentlichen Brücke nebst der östlichen Rampe von 530 m Länge und den dazu gehörigen Bauwerken oblag.⁶⁾

⁵⁾ Vgl. „Bautechn.“ 1929, Heft 55, S. 868.

⁶⁾ Die Zuführungstraßen zur östlichen Rampe sind durch das städtische Tiefbauamt I, die westliche Rampe und die Zuführungstraßen durch das städtische Tiefbauamt Neuß unter eigener Bauleitung errichtet worden.

Die Ausschreibung der Erd-, Maurer- und Betonarbeiten für die Vorlandregulierung und den Bau der Pfeiler sowie der Vertrag mit den für die Ausführung der Stahlüberbauten in Aussicht genommenen Brückenbauanstalten wurde jetzt so beschleunigt, daß am 19. Mai 1927 der Zuschlag für diese umfangreichen Arbeiten im Betrage von 10,25 Mill. R.-M. erteilt werden konnte. Nach dem aufgestellten Bauplan (Abb. 36a) mußten sämtliche Pfeiler bis 15. November 1927 erstellt werden. Anschließend sollten zunächst im Winter 1927/28 die linksrheinischen Flutbrücken aufgestellt werden.

Für den Sommerbauabschnitt 1928 (1. März bis 15. November) war die Montage der Überbauten beider Nebenstromöffnungen und der rechtsrheinischen Flutbrücken vorgesehen. Im Winter 1928/29 sollten die Arbeiten ruhen, weil Gerüste im Strom von der Aufsichtsbehörde nicht zugelassen wurden. Ab 1. März 1929 sollte die Hauptstromöffnung eingerüstet werden. In deren Mitte war ein Schiffsdurchlaß von 65 m vorgesehen, der im freien Vorbau überbrückt werden sollte. Die Rheinstrombauverwaltung fand sich bereit, einer Änderung dieses Montageplanes zuzustimmen derart, daß statt des einen Schiffsdurchlasses von 65 m in der Mitte des Hauptfahrwassers zwei Durchlässe an den Seiten angeordnet wurden, und zwar der linksrheinische von 55 m für die Talfahrt hart am Pfeiler VI, der rechtsrheinische von 65 m für die Bergfahrt stromseitig des Pfeilers VII. Diese beiden Durchlässe sollten im Freivorbau überbrückt werden, so daß es möglich war, anschließend an den Sommerbauabschnitt 1928 weiter zu arbeiten, weil zunächst Rüstungen im Strome nicht erforderlich waren. Bei genauer Durcharbeitung dieses geänderten Montageplanes ergab sich die Möglichkeit, die beiden Schiffsdurchlässe auf je 72 m Breite zu vergrößern, so daß während des ganzen Baues eine nennenswerte Beschränkung der Schifffahrt überhaupt nicht eingetreten ist und die Kosten des Wahrschaudienstes während des Pfeilerbaues und der Montage auf rd. 70 000 RM beschränkt werden konnten. Im Jahre 1929 blieb nach diesem Bauplane die Schließung des Mittelstückes der Hauptstromöffnung auf fester Rüstung und die Bestraßung übrig (Abb. 36b).

2. Unterbauten.

Neben der Notwendigkeit, die Stadtstraßen vom Durchgangsverkehr zu entlasten, verdankt die neue Brücke ihre Entstehung vor allem dem Umstande, daß der schwer darniederliegende Baumarkt im Niederrheingebiet dringend nach Abhilfe rief. Die Bauarbeiten sollten deshalb mit allem Nachdruck aufgenommen werden, um die Zahl der Arbeitslosen tunlichst zu vermindern. Die Arbeiten für die Pfeiler und Widerlager wurden daher in sechs Lose zu je zwei Bauwerken untergeteilt, damit möglichst viel Tiefbauunternehmen aus Neuß und Düsseldorf am Bau beschäftigt werden konnten.

Am 1. Juni 1927 geschah der erste Spatenstich am Pfeiler IV. Leider waren bereits zwei Monate bester Bauzeit verstrichen, weil die Finanzierungsgrundlagen nicht eher abgeschlossen werden konnten. Die Pfeiler IV und V mußten dem Bauprogramm entsprechend besonders beschleunigt errichtet werden, um im Herbst 1927 noch mit der Montage der linksrheinischen Flutbrücken beginnen zu können. Die Fertigstellungsfristen wurden daher für diese beiden Pfeiler auf 1. September bzw. 1. Oktober festgelegt. Sämtliche übrigen Pfeiler und die beiden Widerlager sollten bis zum Beginn der Hochwasserzeit, das ist der 15. November, vollendet werden. Die für die Fertigstellung festgelegten Fristen waren für die Landpfeiler zwar knapp, aber immerhin ausreichend; sie enthielten jedoch für die drei Strompfeiler keinerlei Spielraum für unvorhergesehene Erschwernisse. Das Ziel konnte selbstverständlich nur erreicht werden, wenn alle neuzeitlichen Hilfsmittel und Baumaschinen zur Verfügung standen. In scharfem Wettbewerb der sechs beteiligten Firmen gingen die Arbeiten äußerst schnell voran, teilweise unter Einschaltung von Doppel- und Nachtschichten. Auf diese Weise gelang es, bereits am 17. August als ersten den Pfeiler IV zur Abnahme zu stellen. In kurzer Folge wurden die Pfeiler II und III Anfang September, Pfeiler V, X und XI

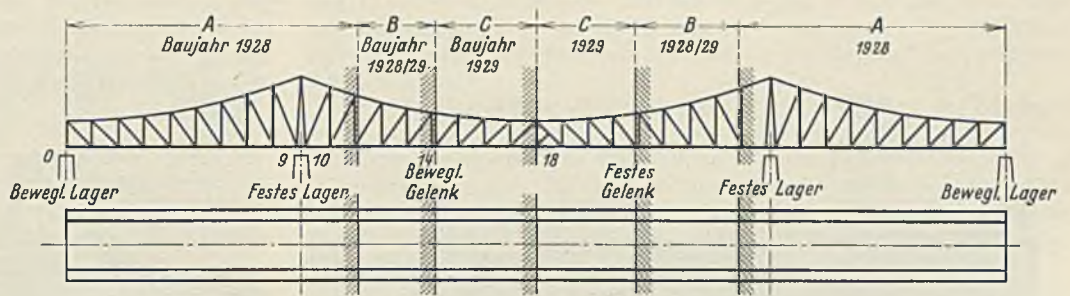


Abb. 36a. Erster Montageplan der Strombrücke.

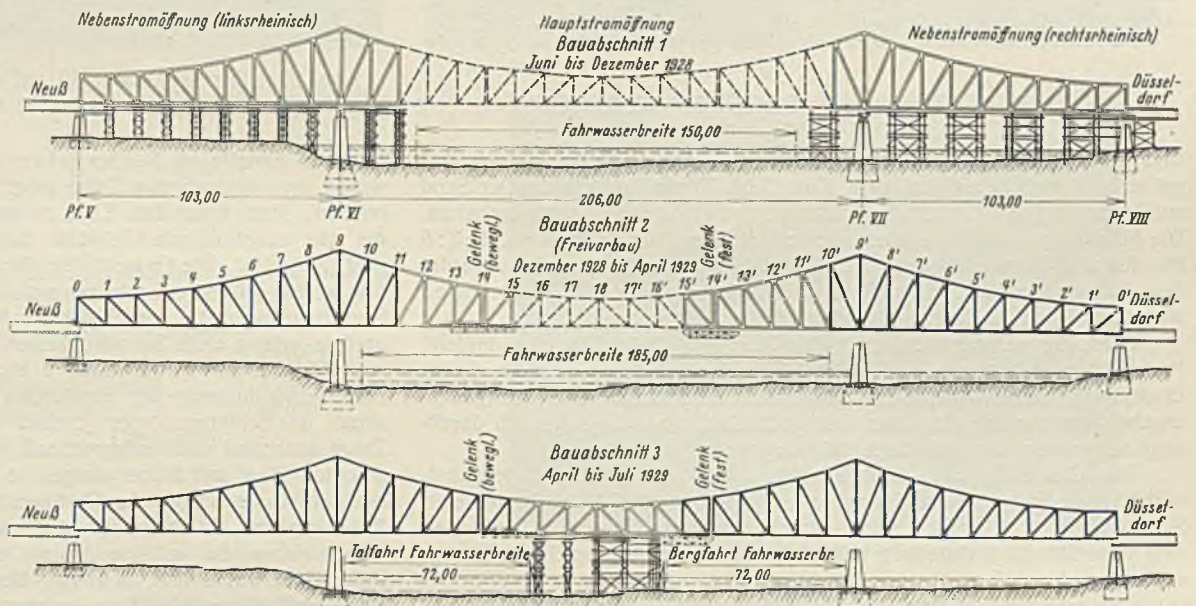


Abb. 36b. Endgültiger Montageplan der Strombrücke.

Anfang Oktober, Widerlager I und XII und Pfeiler IX sowie Strompfeiler VIII Anfang November fertiggestellt, obwohl die Bauarbeiten wiederholt unter Hochwasser gelitten hatten. Die beiden Hauptpfeiler VI und VII konnten jedoch bis zum 15. November nicht mehr vollendet werden. Der viermalige, für die Jahreszeit ungewöhnlich hohe Wasserstand machte es unmöglich, die gestellte Frist einzuhalten (Abb. 37). Die Fertigstellung hat



Abb. 37. Hochwasser auf der Pfeilerbaustelle im September 1927.

sich ziemlich genau um die verlorenen Arbeitstage hinausgeschoben. Im Januar bzw. Februar 1928 sind auch diese beiden Pfeiler vollendet worden. Bei sämtlichen Pfeilern kam Stampfbeton zur Verwendung, nur die Pfeiler III und IV wurden in Gußbeton ausgeführt. Durch die Anwendung des Gußbetonverfahrens gelang es, den Baufortschritt dieser beiden Pfeiler so zu beschleunigen, daß sie nach 2 1/2 bzw. 3 1/2 Monaten abnahmefertig waren. Mit Ausnahme der besonders stark beanspruchten Auflagerquader sind alle Bauteile in Hochofenzement errichtet. Auf die einwandfreie Beschaffenheit der Zuschlagstoffe wurde besonderer Wert gelegt. Der



Abb. 38.
Stapellauf des Senkkastens VII.

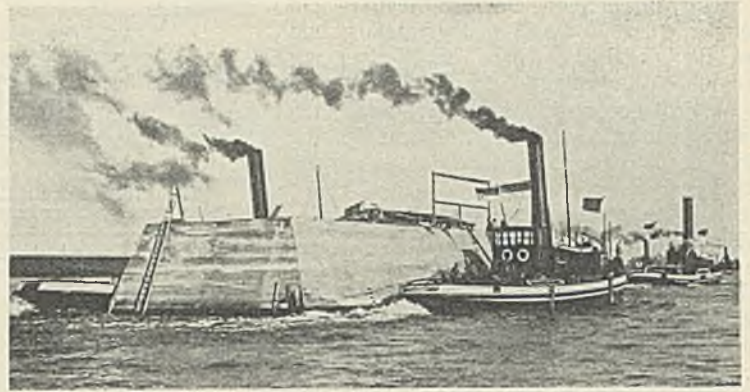


Abb. 39. Der Senkkasten VI auf dem Rheine zwischen Duisburg und Düsseldorf.

Kies sollte im Verhältnis 1:2 aus Sand mit dem Korn 0 bis 5 mm und größeren Bestandteilen mit dem Korn 5 bis 70 mm bestehen. Der Sand mußte zu je einem Drittel feine, mittlere und grobe Bestandteile enthalten. Die Mischungsverhältnisse waren 1:4:6 für den Fundamentbeton, 1:3:5 für den aufgehenden Beton, 1:2:4 für den Druckverteilungsbeton unter den Auflagern und 1:1,25:2,5 für die Auflagerquader. Zu den letzteren wurde hochwertiger Zement (Dyckerhoff Doppel) verwandt.

Zur Überwachung der erreichten Druckfestigkeiten wurden laufend Probekörper entnommen und im Forschungsinstitut des Vereins Deutscher Eisenportlandzement-Werke in Düsseldorf untersucht. Die Festigkeitsergebnisse waren im einzelnen sehr wechselnd, überstiegen jedoch durchweg bei weitem die geforderte Mindestgrenze.

Die Gründung der Landpfeiler bot bei den guten Untergrundverhältnissen (grober bis mittelgrober festgelagerter Kies) keine besonderen Schwierigkeiten. Sämtliche Vorlandpfeiler und das Widerlager I erhielten eine Spundwandumschließung aus kiefernen Bohlen, die nach der Fertigstellung nicht entfernt worden ist.



Abb. 40. Blick in den Trog des Senkkastens VII mit den Aussteifungsrippen.

Schwieriger gestaltete sich die Gründung des im Ufer stehenden Pfeilers VIII und der beiden Strompfeiler VI und VII. Der Uferpfeiler VIII hat einen auf Kiesschüttung an Ort und Stelle geschaffenen Eisenbetonsenkkasten von $8 \times 32 = 256 \text{ m}^2$ Grundfläche und 6 m Höhe erhalten. Der Arbeitsraum war 2 m hoch. Die Absenkung geschah planmäßig in der üblichen Weise. Der Pfeiler VI steht etwa 30 m von der linken Uferkante und ebensoweit vom Stromstrich entfernt. Bei Mittelwasser ist die Wassertiefe rd. 6,70 m. Der Pfeiler VII liegt an der rechtsrheinischen Fahrwassergrenze, etwa 110 m vom Ufer entfernt. Die Baustelle wurde durch eine hölzerne Rüstbrücke mit dem Ufer verbunden. Die Wassertiefe ist hier etwa 4,30 m. Wegen der großen Wassertiefe wäre eine künstliche Insel zwischen Spundwänden sehr teuer geworden. Beim Pfeiler VI hätte diese Inselfüllung allein über 6000 m^3 Boden erfordert, der später unter Druckluft wieder hätte ausgebaut werden müssen. Die Senkkasten dieser beiden Pfeiler haben eine Grundfläche von 460 m^2 , sind also die größten bisher im Pfeilerbau verwendeten Eisenbetonsenkkasten. Aus wirtschaftlichen Gründen entschloß man sich, diese beiden Kasten als Schwimmkasten auszubilden. Sie wurden auf geeigneten auswärtigen Schiffswerften erstellt und dann selbstschwimmend gegen den Strom an Ort und Stelle geschleppt (Abb. 38 u. 39). Der Senkkasten VI ist aus Kiesbeton gemacht und hatte ein Gewicht von 1450 t, während der Senkkasten VII wegen des geringen Wasserganges an seiner

Entstehungsstelle im Neuer Erftkanal aus Leichtbeton (Bimskies) erstellt wurde und deshalb nur 740 t wog. Um die Schwimmfähigkeit zu erreichen, sind über den 2,5 m hohen Arbeitsräumen Tröge angeordnet, die aus konstruktiven Gründen durch Längs- und Querrippen versteift sind (Abb. 40). Die Gesamthöhe der Kasten wurde dadurch 7 bzw. 7,5 m. Mit sechs größeren Schleppdampfern mußten die Kolosse gegen den Strom zur Baustelle geschleppt werden. Das Einfahren in die Führungsgerüste gelang ohne Schwierigkeiten. Die Tauchtiefe der Senkkasten war so, daß sie bei Mittelwasser 1 bis 2 m über der Sohle schwammen. Eine Spindelführung der Senkkasten wurde nicht angewandt. Das Absetzen der Schwimmkörper geschah lediglich durch Belastung, indem die Tröge nach und nach entsprechend einem vorher rechnerisch genau festgelegten Plan mit Beton ausgefüllt wurden. Die bisher noch nicht erreichten Abmessungen der Senkkasten machten besondere Vorsicht beim Absenken zur Pflicht. Für die vierundzwanzigstündige Arbeitsschicht wurde daher die mittlere Absenktiefe auf etwa 40 cm festgelegt. Die Belegschaft war 30 bis 35 Mann. Der höchste zur Anwendung kommende Überdruck stieg auf 1,8 at, entsprechend einer Tiefe der Pfeilersohle unter MW von rd. 17 m. Die Absenkung beider Senkkasten ging zunächst planmäßig vonstatten. Im Herbst 1927 traten jedoch drei große Hochwässer auf, die die Absenkungsarbeiten sehr störten und die ganze Arbeitsstelle überfluteten. Bei dem ersten Hochwasser stieg der Rhein so hoch, daß auch der Senkkasten völlig überschwemmt wurde. Nur die Schleusen ragten noch aus dem Wasser heraus und ermöglichten wenigstens den Zutritt zur Arbeitskammer. Durch die starke Strömung entstand am Oberstromende des Senkkastens VII eine etwa 5 m tiefe Unterhöhhlung, wodurch sich der Kasten schräg stellte. Um zu verhindern, daß er in den Kolk abrutschte oder abkippte, wurde er am Rande des Kolks durch schwere Balkenstapel gesichert. Die Aushöhlung wurde durch Einbringung von Sandsäcken, die mit Boden gefüllt waren, bekämpft und möglichst ausgefüllt. Der Senkkasten lag dabei nur mit zwei Dritteln seiner Länge auf der Flußsohle, während er mit einem Drittel vollkommen frei hing. Diese gefährliche Lage hat er ohne jede Undichtigkeit überstanden, woraus auf seine sehr hohe Festigkeit geschlossen werden darf. Ein weiterer Zwischenfall ergab sich, nachdem der Kasten beim Absenken eine versteinerte Schicht durchfahren hatte, die durch natürlichen Eisenzement entstanden war. Diese Schicht war bei den Bohrungen, die vor Baubeginn zur Untersuchung des Baugrundes angestellt wurden, nicht aufgefunden worden. In ihr blieb der Kasten zunächst hängen, sackte aber nach dem vollständigen Untergraben der Schneide plötzlich rasch ab. Hierbei setzte er sich mit großer Wucht auf einen unter der erwähnten Schicht gelagerten, mächtigen Findling auf. Dadurch wurde der Senkkasten durch sehr hohe Verdrehungsspannungen beansprucht, deren Höhe bei seiner Berechnung nicht erwartet werden konnte. Diese Spannungen bewirkten in dem noch sehr wenig zugfesten, weil frischen Stampfbeton des Pfeilers einen schrägen Riß und infolge des hohen Drucks des Findlings auf den Senkkastenfuß auch in diesem einen Riß, ohne daß jedoch der Verband des Eisenbetons zerstört wurde. Der Riß im Stampfbeton des Pfeilers wurde in einfacher Weise und in kurzer Zeit nach einem Sonderverfahren durch Einpressen von Zementmörtel von oben her gedichtet. Die Undichtigkeit im Senkkastenfuß dagegen mußte durch Taucher von der Arbeitskammer aus beseitigt werden. Nach Beilegen dieses Zwischenfalles wurde der Kasten weiter abgesenkt, wobei der Luftdruck im Arbeitsraum zuletzt etwa 1,8 at betrug, und auf tragfähigen Boden (tertiären Sand) abgesetzt, den der Pfeiler mit nicht ganz $5,5 \text{ kg/cm}^2$ im höchsten Falle belastet. Um eine Unterspülung der Pfeiler auszuschließen, ist in Übereinstimmung mit der Rheinstrombauverwaltung die Fundamentsohle 8,25 bzw. 10 m in die Flußsohle eingebettet. Am 30. November war die Absenkung des Pfeilers VII, am 14. Dezember die des Pfeilers VI beendet. Das Auffüllen der Arbeitskammern nahm etwa je zehn Tage in Anspruch. Die Aufmauerung des

Pfeilerschaftes über Wasser nach Beendigung der Druckluftarbeiten ging sehr schnell vonstatten, indem während einer achtstündigen Arbeitsschicht rd. 1 m Aufmauerung geleistet wurde. Aus nachstehender Tabelle sind die Massen und Einheitspreise sämtlicher Pfeiler und Widerlager zu sehen.

Zusammenstellung der Kosten für 1 m³ fertigen Pfeilermauerwerkes.

Gegenstand	Gesamtkosten RM	Gesamtmassen m ³	Preis für 1 m ³ RM	Bemerkungen
Widerlager I	145 475	3 125	46,58	Druckluftgründung Desgl.
Landpfeiler II	64 900	1 098	59,11	
Landpfeiler III	72 780	1 161	62,69	
Landpfeiler IV	83 360	1 209	68,95	
Landpfeiler V	115 260	1 706	67,56	
Strompfeiler VI	639 473	6 467	98,88	
Strompfeiler VII	592 675	5 903	100,40	
Uferpfeiler VIII	313 798	3 227	97,24	
Landpfeiler IX	109 158	1 375	79,38	
Landpfeiler X	100 386	1 299	77,27	
Landpfeiler XI	73 286	1 135	64,57	
Widerlager XII	141 000	2 910	48,45	
Sonstiges	8 449	105		
zus.	2 460 000	30 718	80,08	

Durchschnittspreis für 1 m³ Mauerwerk sämtlicher Widerlager und Pfeiler = 80,08 RM
 Durchschnittspreis für 1 m³ Widerlagermauerwerk . . . = 47,49 „
 Durchschnittspreis für 1 m³ Landpfeilermauerwerk . . = 68,92 „
 Durchschnittspreis für 1 m³ Strom- und Uferpfeilermauerwerk = 99,12 „

Bemerkung: Die Strompfeiler VI und VII und der Uferpfeiler VIII sind auf Eisenbetonsenkasten unter Druckluft gegründet, die übrigen Pfeiler zwischen hölzernen Spundwänden. In den Einheitspreisen sind alle Nebenkosten als: Bodenaushub, Wasserhaltung, Spundwände, Werksteinverblendung, Verfügung, Glatzstrich der Aufsichtflächen, Isolierung der Rückenflächen der Widerlager, Eiseneinlagen in dem Druckbeton, den Auflagerquadern und Senkkasten, ferner die Vorhaltung aller Gerüste, Hilfsbrücken, Geräte, Maschinen sowie die Lieferung aller Baustoffe mit enthalten.

Der wasserführende Querschnitt in Stromkilometer 235,1 beträgt bei HW 5409 m² und bleibt damit um 91 m² unter dem angestrebten Normalquerschnitt. Durch die Pfeilereinbauten ist der Hochwasserquerschnitt um 392 m² eingengt worden, die durch entsprechende Abgrabungen und Baggerungen zu ersetzen waren. Insgesamt sind rd. 117 000 m³ Kies gebaggert, aus dem der ganze Bedarf für den Pfeilerbeton gedeckt wurde, während der Rest in die Rampen eingebaut ist. Aus den beiden Vorländern wurden ferner rd. 559 000 m³ Schüttboden durch Abgrabung gewonnen und ebenfalls in beide Rampen eingebaut.

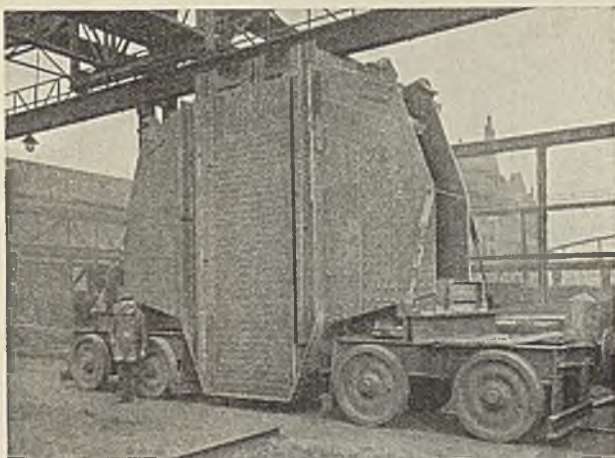


Abb. 41. Portalfuß auf dem Wege zum Hafen.

3. Werkherstellung und Montage der Stahlüberbauten.
 a) Werkstattarbeiten.

Die Arbeiten in den Brückenbauwerkstätten waren bemerkenswert einerseits durch die Abmessungen und Stückzahlen der zu verarbeitenden Profil-, Breitseisen und Bleche, andererseits durch die ungewöhnliche Größe der zu versendenden Stücke.

Verwendet wurde unter anderem folgendes Walzmaterial: Winkel bis 200 m Schenkellänge und 20 mm Stärke, Decklamellen 1050 mm breit

und 22 mm dick, Stehbleche 2250 mm breit und 16 mm dick, von denen bei den Hauptträgern der Flutbrücke zwei übereinanderliegende durch einen Längsstoß verbunden wurden und so ein Stegblech von 4500 mm Höhe bildeten.

Bei der Bearbeitung dieser schweren Stücke, vor allem der Breitseisen und Bleche, die durchweg in Paketen gebohrt wurden, kam es sehr darauf an, jeden unnötigen Transport zu vermeiden. Durch zweckmäßige Umstellungen haben die beiden beteiligten Brückenbauanstalten, die Vereinigte Stahlwerke AG., Abteilung Dortmunder Union, und Hein, Lehmann & Co. AG., Düsseldorf, den Arbeitsgang im Werke sehr beschleunigen und der Montage anpassen können.

Bei den Hauptträgern der Strombrücke (Fachwerkträger) hatten die fertigen Stücke in der Hauptsache normale Abmessungen, obgleich auch hier schwere Teile, besonders am Portal über den Strompfeilern, vorkamen. Abb. 41 zeigt einen Portalfuß fertig zum Abtransport aus der Werkstatt. Das Gewicht dieses Stückes betrug etwa 30 t.



Abb. 42. Versandfertigtes Stück eines Hauptträgers der Flutbrücken.

Die schwersten Stücke kamen bei den von der Dortmunder Union erstellten Hauptträgern der Flutbrücken vor, die als vollwandige Träger ausgebildet waren. Diese erreichten bei fast 20 m Länge und 4,75 m Höhe ein Gewicht von etwa 45 t. Von diesen Trägern waren insgesamt 640 lfd. m herzustellen im Gesamtgewicht von etwa 1600 t. Abb. 42 zeigt ein Teilstück dieser Träger. Um ein Kanten dieser schweren Stücke zu vermeiden, wurden sie folgendermaßen zusammengebaut: zuerst wurden die Gurtlamellen teilweise mit Gurtwinkeln zusammengebaut, vorgepaßt und vernietet. Hierauf wurden die Gurte hochgestellt und mit den vorher in Einbauschablonen fertig vernieteten, unteren Aussteifungen verbunden. Auf dieses Gerippe wurden die Stehbleche, die fehlenden Gurtwinkel und Aussteifungen aufgebracht und verschraubt. Die Träger wurden auf der Zulage in ganzer Länge von Gelenk zu Gelenk ausgelegt und bis auf die Montagestöße vernietet. Abb. 35 zeigt einen solchen Träger. Das Aufstellen und Verladen der Trägerstücke geschah durch zwei schwere Krane an hierzu konstruierten Auhängevorrichtungen.

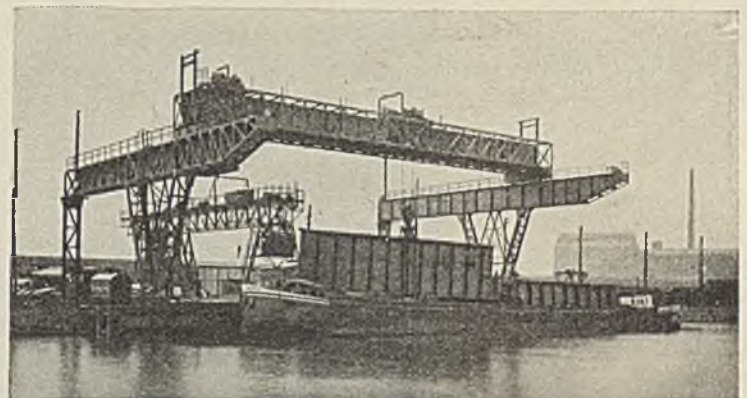


Abb. 43. Umschlaganlage am Pfeiler VI.

Da ein Bahntransport bei diesen Ausmaßen nicht mehr möglich war, wurde der Wasserweg gewählt. Auf besonders konstruierten Tiefgangswagen (s. Abb. 41) wurden die einzelnen Stücke von der Werkstätte zum Dortmunder Hafen befördert und hier mittels der 100-t-Verladeanlage in Kähne verladen, die sie zur Baustelle brachten.

Die von der Brückenbauanstalt Hein, Lehmann & Co. anzuliefernden Konstruktionsteile und Geräte gingen auf Eisenbahnwagen von dem in Düsseldorf-Oberbilk gelegenen Werk zum Düsseldorfer Hafen, wo sie in

en zu diesem Transport eigens hergerichteten 560-t-Kahn umgeschlagen wurden. Da der stärkste Hafenkran nur 25 t Tragkraft hatte, bestimmte sich hieraus die Größe der Versandstücke. Das Gerüst der rechtsrheinischen Nebenstromöffnung lag ganz im Strome, so daß unter Feld 2' und 3' die Löschstelle des Kahns angeordnet werden konnte.

b) Montage.

Im Herbst 1927 sollte zunächst der Überbau zwischen den Pfeilern III und IV linksrheinisch aufgestellt werden. Inzwischen hatten sich aber die bereits früher erwähnten Schwierigkeiten im Walzprozeß der schweren Profile herausgestellt, so daß die Lieferungen der Hüttenwerke an die Brückenbauanstalten stark in Rückstand kamen. Infolgedessen verschob sich der Montagebeginn bis zum Frühjahr 1928. Die ungewöhnlichen Abmessungen der Bauglieder und Massen verlangten eine umfangreiche Baustelleneinrichtung. Mit den Einrichtungsarbeiten wurde linksrheinisch am 29. Januar 1928 begonnen. Die Herrichtung der Ausladeanlage stromab des Pfeilers VI (Abb. 43), die Aufstellung des Platz- und Montierkrans, die Errichtung der Magazine, Maschinenanlage, Büros und Werkstatträume nahm geraume Zeit in Anspruch. Am 18. April 1928 wurde auf dem inzwischen fertiggestellten Gerüst in der Öffnung III/IV das erste Haupt-

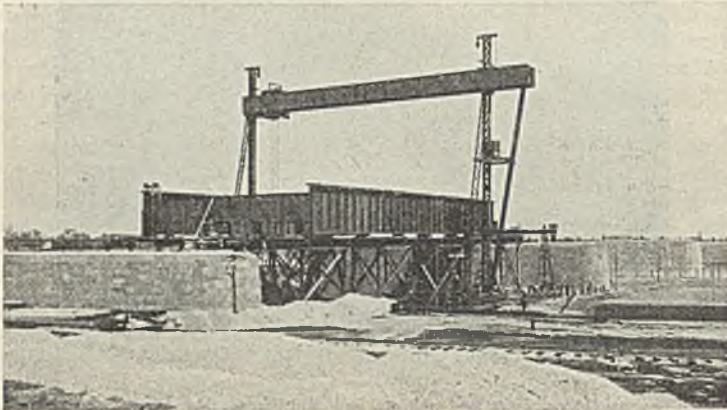


Abb. 44. Montage der Flutbrücke III/IV.

trägerstück aufgelegt. Der als Montierkran aufgebaute große Portalkran umfaßte bei 35,2 m Stützweite die ganze Brückenbreite und ließ vor den Pfeilerköpfen noch Raum für die Transportbahn, auf der die Konstruktionsteile angefahren wurden. Die Tragfähigkeit des Kranes war 50 t, während die schwersten Stücke rd. 45 t wogen. Bei den dadurch entstehenden Raddrücken von 30 t mußten die Kranschielen auf besonderen Kranbahnträgern verlegt werden, die wiederum durch gerammte Pfähle unterstützt waren (Abb. 44). Die Montage der linksrheinischen Flutbrücken gestaltete

Stützweite mit 25 t Tragkraft aufgebaut, der außen um die Hauptträger herumgriff (Abb. 45). Als Kranbahnträger dienten die Längsträger der Mittelöffnung, die paarweise gekuppelt mit angeschuhten Enden auf den unter den Knotenpunkten angeordneten Rüstjochen ruhten. Der Portalkran übernahm auch das Entladen der Kähne. Linksrheinisch wurden

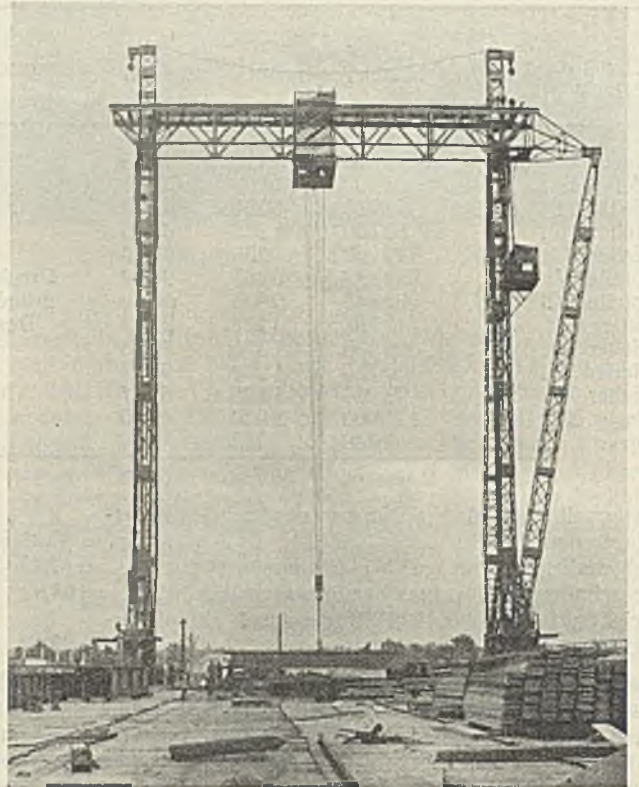


Abb. 45. Portalkran für die Montage der Strombrücke.

die Untergurte und Fahrbannteile zunächst mit dem Montierkran der Flutbrücken verlegt. Die Aufstellung der Hauptträgerwände jedoch geschah mit einem zweiarmigen Vorbauderrick von 34 m Auslegerlänge und einer größten zulässigen Belastung von 34 t bei 11 m Ausladung nach vorne und 5,50 m nach der Seite. Bei Lasten über 28 t mußte mit beiden Auslegern angeschlagen werden (Abb. 46). Die größten Montageteile, die in der Nähe der Pylonen stehen, hatten bis 34 t Gewicht bei einer Stablänge von 32 m. Bis zum 7. November 1928 war die Aufstellung der

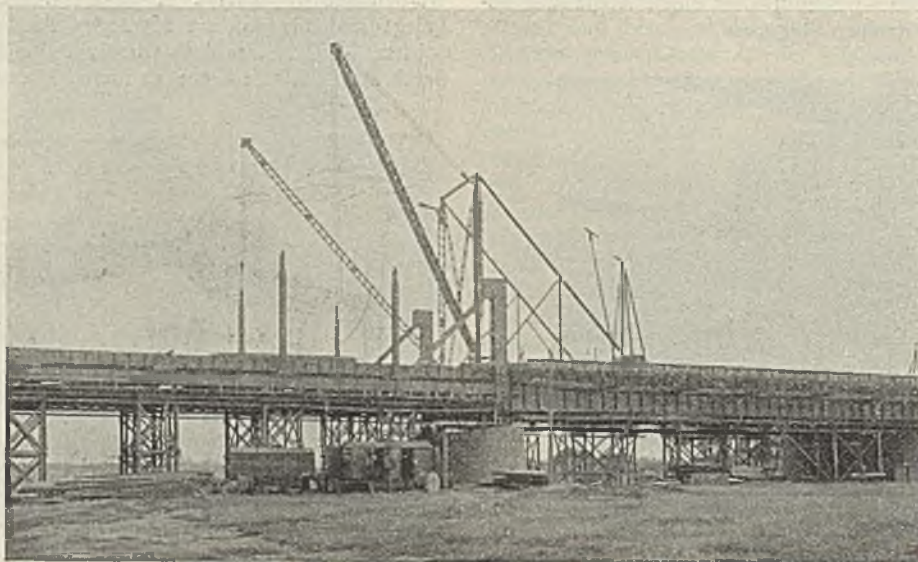


Abb. 46. Zweiarmiger Vorbauderrick beim Beginn der Montage der Strombrücke.

sich so, daß zunächst die Öffnung III/IV, anschließend IV/V und zuletzt die Öffnung II/III aufgebaut wurden. Im wesentlichen war die Montage der linksrheinischen Flutbrücken Ende Juni 1928 beendet.

Inzwischen waren die beiden Nebenöffnungen der Strombrücke bereits eingerüstet worden, so daß am 1. Juli die Montage der Strombrücke einsetzen konnte. Auf der rechten Rheinseite war für den Zusammenbau des Abschnittes 0' bis 10' ein Portalkran von 37,50 m Höhe und 26 m

beiden Nebenstromöffnungen einschließlich eines bzw. zweier Felder stromseitig der Pylonen erledigt. Mit dem Abbruch der Gerüste wurde sofort begonnen, so daß Anfang Dezember keine Rüstung mehr im Strome stand (Abb. 47). Es war gelungen, die Baustelle als Notstandsgebiet anerkennen zu lassen, so daß auch während der Aussperrung im Metallgewerbe, die den ganzen November über dauerte, mit der Räumung fortgefahren werden konnte. Die beiden Deichbrücken sind im Spät-

herbste 1928 unabhängig von der übrigen Montage aufgebaut worden. Anfang Dezember setzten die Umstellarbeiten für den nächsten Bauabschnitt, den Freivorbauabschnitt, ein. Rechtsrheinisch wurde der Portalcran abgebaut und durch einen einarmigen Vorbauderrick von 29 t Tragkraft ersetzt. Außerdem wurde beiderseits je eine vorcilende Arbeitsbühne

fuhr sehr erschwert wurde, gelang es, den Freivorbauabschnitt planmäßig bis Anfang April abzuschließen.

Am 1. März 1929 sollte der dritte Bauabschnitt mit dem Schlagen der Mittelrüstung beginnen. Zu dieser Zeit saß aber im Mittel- und Ober-rheingebiet noch Standeis auf etwa 160 km Länge. Auch die meisten



Abb. 47. Bauzustand am Ende des Sommerbauabschnittes 1928.

aufgehängt, die auf den Trägern der Besichtigungswagen liefen. Der Freivorbau vollzog sich feldweise in folgender Reihenfolge: Untergurt — Querträger — Längsträger — Diagonalen — erste Obergurtwange — Ständer — zweite Obergurtwange. Hierbei wurde der Untergurt durch eine Hilfsdiagonale abgefangen, um ihm die Tragfähigkeit für die vor-

Nebenflüsse des Rheins trugen noch eine geschlossene Eisdecke. Unter diesen Umständen war an eine Einrüstung der Mittelöffnung nicht zu denken. Erst als sich gegen Mitte März das Eis auflöste und ohne Gefahr und Hochwasser abging, konnte ab 20. März die Rüstung geschlagen werden. Mitte April waren die Mitteljoche soweit gerichtet, daß der Weiterbau an den Feldern 15 und 16 einsetzen konnte (Abb. 49). Auch die Stützmaße der beiden Paßfelder 17 bis 18 konnten dann genommen werden, nach denen die Mittelfelder 17 bis 18 und 17' bis 18' abgearbeitet wurden. Der Montagevorgang bot nichts Neues. Am 25. Mai fand der Zusammenschluß der Brücke statt.

Gleichzeitig mit dem Einbau des Mittelstückes der Hauptstromöffnung ging die Montage der rechtsrheinischen Flutbrücken vor sich. Stromauf des Pfeilers VIII war ein Ausladederrick für 50-t-Stücke aufgebaut, der sich im Betriebe gut bewährt hat. Ein Platzkran trug die schweren Stücke an die Verwendungsstelle, wo sie von dem großen Portalcran, der vorher am linken Ufer gestanden hatte, auf fester Rüstung eingebaut wurden. In enger Zusammenarbeit der beiden Brückenbauanstalten mit der Bauleitung gelang es, den bereits um 2 Monate gekürzten Montageplan nochmals um 2 Monate zu unterschreiten, so daß die Folgen des überaus harten Winters 1928/29 gänzlich ausgeglichen werden konnten. Am 27. Juni 1929 war die Montage beendet. Im Juli und August ging die Räumung der Baustelle vor sich. Bemerkenswert ist, daß der ganze Bau kein Menschenleben gefordert hat.

4. Fahrbahnen und Gehwege.

Schon bevor die Stahlüberbauten ganz vollendet waren, konnte, am Widerlager I beginnend, Anfang Juni 1929 die Ausführung der Fahrbahnen einsetzen. Zunächst wurden beide Gleise über die Brücke vorgestreckt und an das bereits bis zur Rampe verlegte Ringbahngleis der Stadt Neuß angeschlossen. Auf diesem Wege konnten die ganzen Baustoffe über den Neußer Hafen angebracht werden. Die Eisenbetonkabelbalken und Platten gingen auf dem Wasserwege ein und wurden mit einem Drehkran aus den Schiffen entladen. Für die Verlegung wurden zwei leichte, bewegliche Versatzkrane aufgestellt, die auf den Geländerholmen liefen. Der Bimsbeton der Buckelbleche, der Unterbeton mit der Feinschicht konnten planmäßig erstellt werden. Von der Isolierung wurden in achttündiger Schicht 30 m auf jeder der beiden Straßen verlegt und verklebt. Das

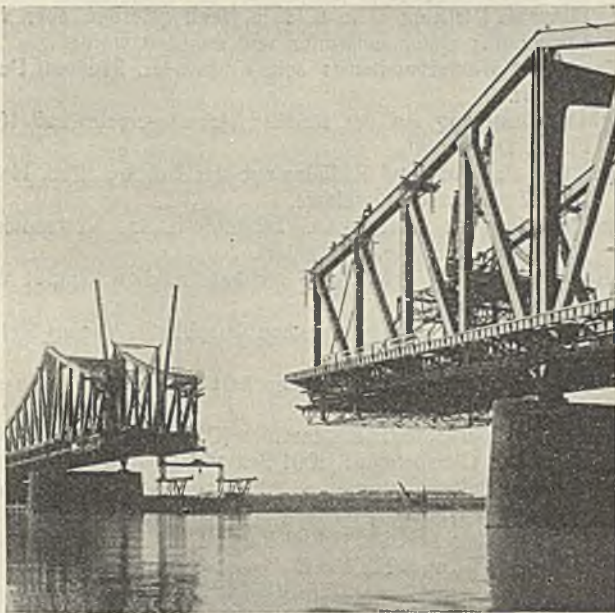


Abb. 48. Freivorbau 1928/29.

fahrende Arbeitsbühne zu geben (Abb. 48). Selbstverständlich mußte das vorangehende Feld vollständig abgenietet sein, ehe das nächste in Angriff genommen werden konnte. Der Freivorbau erstreckte sich beiderseits bis Punkt 15 bzw. 15', d. h. ein Feld über das im Punkt 14 an-



Abb. 49. Bauzustand im Mai 1929.

geordnete Gelenk hinaus. Die Wirkung des Gelenkes war zu diesem Zwecke durch eine Zugverbindung am Obergurt und eine Druckverbindung im Untergurt vorübergehend ausgeschaltet. Die Freisetzung des Gelenkes fand statt, als mit dem Einbau des nächsten Feldes das Rüstjoch erreicht war. Trotz des überaus strengen Winters 1928/29, der ab Mitte Januar den Rhein-Herne-Kanal im Eise erstarren ließ und auch dem Rhein sehr starken Eisgang und zeitweise Eisversetzungen brachte, wodurch die Zu-

Aufbringen des Schutzbetons nahm etwa die gleiche Zeit in Anspruch. Die Ausführung sämtlicher Fahrbahnarbeiten bot nichts Besonderes und wickelte sich mit der gebotenen Beschleunigung ab (Abb. 50). — Am 20. September war die Brücke in allen Teilen einschließlich des Anstriches vollendet. Da die von den Städten Neuß und Düsseldorf auszuführenden Arbeiten an den Zuführungsstraßen noch nicht beendet waren, mußte die Inbetriebnahme der Brücke auf den 12. Oktober verschoben werden.



Abb. 50. Die fertige Brücke.

V. Bauleistungen und Baukosten.

Der Umfang der Bauleistungen sei nochmals kurz zusammengefaßt: Die Kiesbaggerung zur Herstellung des Durchflußprofils betrug rd. 117 000 m³. Die Aufschüttung der beiderseitigen Rampen erforderte 559 000 m³ Bodenbewegung. Für die Dammkörper der Zuführungsstraßen sind weitere 286 000 m³ gefördert worden. Der kubische Inhalt der Widerlager und Pfeiler beträgt rd. 30 700 m³. Die Stahlüberbauten wiegen rd. 12 700 t mit 128 700 m² Anstrichflächen. Über 9000 m² Straßenfläche auf der Brücke waren zu erstellen und zu befestigen. Diese umfangreichen Arbeiten sind in der verhältnismäßig kurzen Zeit von 27½ Monaten geleistet worden.

An der Ausführung der größeren Arbeiten waren folgende Firmen beteiligt:

Bohrungen und Baggerarbeiten: Phil. Holzmann AG., Zweigstelle Düsseldorf.

Widerlager I und Pfeiler II: Heinrich Rennert, Neuß.

Pfeiler III und IV: Carl Brandt, Düsseldorf.

Pfeiler V und Stropfpfeiler VI: Phil. Holzmann AG., Zweigstelle Düsseldorf.

Stropfpfeiler VII und VIII: Dyckerhoff & Widmann AG., Zweigstelle Düsseldorf.

Pfeiler IX und X: Ernst Sandvoß AG., Düsseldorf.

Pfeiler XI und Widerlager XII: Heinrich Redemann, Düsseldorf.

Straßenunterführung am Aderhof: Gebrüder Holthausen, Düsseldorf.

Straßenunterführung in der Neußer Rampe: Adolf Gürtler, Neuß.

Erdarbeiten an der rechtsrheinischen Vorlandabgrabung und Schüttung der Rampe: Phil. Holzmann AG., Zweigstelle Düsseldorf.

Erdarbeiten an der linksrheinischen Vorlandabgrabung und Schüttung der Rampe: Anton Wienstroer, Neuß.

Stahlüberbauten: Die beiden beteiligten Brückenbauanstalten: Vereinigte Stahlwerke AG., Abteilung Dortmunder Union in Dortmund, und Hein, Lehmann & Co. AG. in Düsseldorf teilten sich in der Lieferung und Aufstellung derart, daß die Dortmunder Union die westliche Hälfte, Hein, Lehmann & Co. die östliche Hälfte der Strombrücke lieferte und montierte. Die Flutbrücken

wurden ganz von der Dortmunder Union geliefert und aufgestellt, mit Ausnahme der Fahrbahnteile der westlichen Flutbrücken, die Hein, Lehmann & Co. geliefert haben. Auf Wunsch der Stadtverwaltung Neuß sind die beiden Deichbrücken von der Eisenbau Bleichert G. m. b. H. in Neuß gefertigt, aber von der Dortmunder Union entworfen und montiert worden.

Schlepp- und Wahrschaudienst: Joh. Knipscheer, Reederei Duisburg-Ruhrort.

Fahrbahnbefestigung auf der Brücke: Arbeitsgemeinschaft Krutwig-Fuchs, Düsseldorf.

Abdeckung der Fuß- und Radfahrwege der Brücke: Phil. Holzmann AG., Zweigstelle Düsseldorf.

Fahrbahnisolierung: Siebelwerk Düsseldorf, in Verbindung mit A. Sprengers Sohne, Düsseldorf.

Gleisarbeiten auf der Brücke und rechtsrheinischen Rampe: Wilhelm Fuchs, Düsseldorf.

Gleisarbeiten auf der linksrheinischen Rampe: Städtisches Tiefbauamt Neuß.

Beleuchtungsanlage: Siemens-Schuckert-Werke AG., Zweigstelle Düsseldorf.

Anstrich der Überbauten: E. Maechler (Gg. Eckelt), Düsseldorf.

Abdeckung der Gleisbahnen: Karl Schröder, Düsseldorf.

Straßen- und Gehwegbefestigung auf der rechten Rampe: Arbeitsgemeinschaft Krutwig-Fuchs.

Straßenbefestigung auf der linken Rampe: Rheinische Tiefbauunternehmung, G. m. b. H., Neuß.

Die Kosten der Brücke und östlichen Rampe, die zu 13 230 000 RM veranschlagt waren, belaufen sich nach dem vorläufigen Abschlusse des Brückenkontos auf rd. 12 730 000 RM, sind also um rd. 500 000 RM unterschritten worden.

Mit der Finanzierung und Durchführung des Baues ist von den beiden beteiligten Städten Düsseldorf und Neuß die Rheinische Bahngesellschaft AG., Düsseldorf, betraut worden, die als Bauherrin anzusprechen ist. In ihrem Auftrage hat der Verfasser die Bauleitung ausgeübt.

Alle Rechte vorbehalten.

Erfahrungen mit der chemischen Bodenverfestigung und Anwendungsmöglichkeiten des Verfahrens.

Von Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. W. Schardt, Oberingenieur der Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Kom.-Ges.

Über das neue Verfahren, durch Einpressen von Chemikalien lose Bodenarten zu verfestigen¹⁾, ist in der letzten Zeit mehrfach in der Fachpresse berichtet worden. Nachdem jetzt das Verfahren wiederholt Anwendung in der Praxis gefunden hat und die früheren Erfahrungen sich auch durch Vornahme neuer Versuche erweitert haben, erscheint es an der Zeit, an Hand der vorliegenden Unterlagen, zum ersten Male ausführlich über die Stellung des Verfahrens im Grundbau und seine Anwendungsmöglichkeiten zu berichten.

A. Anwendungsmöglichkeiten auf Grund bisheriger Ausführungen.

1. Verkürzung von Pfahlgründungen und Erhöhung der Tragfähigkeit von Pfahlbündeln.

Eine der ersten praktischen Anwendungen des chemischen Verfestigungsverfahrens war diejenige bei der Gründung eines Wohnhauses in Spandau, Charlottenstraße Ecke Lindenufer, die von Dr.-Ing. chr. A. Mast beschrieben worden ist²⁾. Das Ergebnis dieser Ausführung war, daß durch Anwendung der chemischen Bodenverfestigung die Tiefe einer Pfahlgründung erheblich vermindert und damit die Länge der Pfähle wesentlich eingeschränkt und im Endergebnis eine Verbilligung der Fundierungskosten erreicht wurde.

Ganz allgemein läßt sich demnach die chemische Bodenverfestigung für die Ausbildung einer festen Fußplatte anwenden, durch die die Spitzen bzw. die unteren Enden der einzelnen Pfähle einer Pfahlgründung in festen Zusammenhang gebracht werden. Abb. 1 zeigt diese Anwendungsmöglichkeit in schematischer Darstellung.

Es wird durch die Ausführung der versteinerten Fußplatte nicht nur die obenerwähnte Ersparnis an Pfahllängen erreicht, sondern, was in vielen Fällen ebenso wertvoll ist, eine Erhöhung der Tragfähigkeit und der Sicherheit des Pfahlgründungsverfahrens. Diese Überlegungen führen dazu, in dem chemischen Bodenverfestigungsverfahren auch ein Hilfsmittel zu sehen, durch das bereits vorhandene Pfahlgründungen nachträglich gesichert werden können. Es ergeben sich verschiedene Möglichkeiten, und zwar:

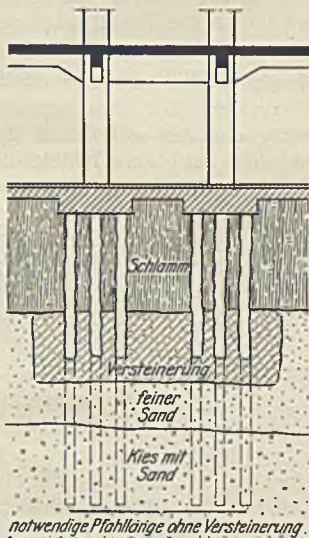


Abb. 1. Einschränkung der Pfahllängen bei einer Pfahlgründung durch Anwendung einer chemisch verfestigten Fußplatte.

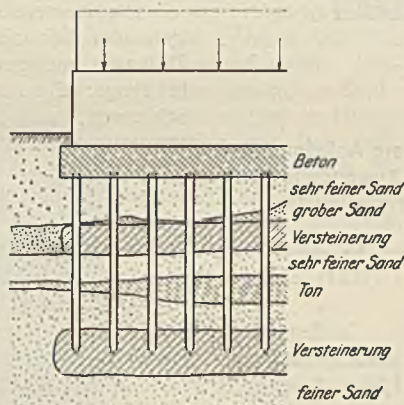


Abb. 2. Nachträgliche Erhöhung der Tragfähigkeit einer Pfahlgründung durch chemisch verfestigte Platten, die die Pfähle an geeigneten Stellen verbinden.

a) Die Ausführung einer Fußplatte, die die Pfahlspitzen bzw. die unteren Enden der Pfähle verbindet, ähnlich wie bei der eingangs erwähnten Spandauer Ausführung (Abb. 2).

¹⁾ DRP. 441 622 (Inhaber: Tiefbau u. Kälteindustrie AG., vorm. Gebhardt & Koenig, Nordhausen, und Dr.-Ing. H. Joosten). — Vgl. „Bautechn.“ 1929, Heft 12, S. 198.

²⁾ Mast, A., Die praktische Anwendung des chemischen Verfestigungsverfahrens von losen Bodenarten bei der Gründung eines Wohnhauses, Deutsche Bauztg. „Konstruktion und Ausführung“, Mai 1928, Nr. 5.

b) Die zusammenhängende Platte umfaßt die Pfähle in einer mittleren Lage, und zwar da, wo sich auf Grund von Bohrungen besonders günstige und geeignete Bodenschichten für die Verfestigung finden. Unter Umständen können auch mehrere solcher Platten zur Anwendung kommen (Abb. 2).

c) Bei geeignetem Untergrunde, d. h. wenn sich auf der ganzen Pfahllänge sandige, zum Verfestigen geeignete Schichten finden, Verfestigung des gesamten Untergrundes im Bereich der Pfähle zu einem geschlossenen Block.

Die letztgenannte Anwendung wird besonders dann in Betracht kommen, wenn nachträglich das schon vorhandene Fundament eine bedeutend höhere Auflast erhalten soll.

2. Tieferführen von Fundamenten, insbesondere unter dem offenen oder dem Grundwasserspiegel.

Eine solche Anwendung beschreibt Reichsbahnrat Kuhnke, und zwar wurde sie ausgeführt anlässlich des Neubaus der Spreebrücke für die Stichbahn Jungfernheide—Gartenfeld³⁾.

Dort hatte die chemische Bodenverfestigung die Aufgabe, unter dem auf der Seite der neuen Brücke gelegenen Teil zweier vorhandener Brückenpfeiler einen festen Versteinerungsblock zu schaffen, so daß etwaige mit der Gründung der neuen Pfeiler verbundene Bodenbewegungen sich nicht auf die Gründungssohle der alten Pfeiler übertragen können. Im vorliegenden Falle kam es also nicht darauf an, die Pfeiler zu unterfangen und tiefer zu führen, mit dem Ziele, tragfähigere Bodenschichten für die Aufnahme der Pfeilerlasten heranzuziehen. Die Anwendung zeigt indessen, daß auch solche Aufgaben der Unterfangungstechnik an das chemische Verfestigungsverfahren gestellt werden können. Die notwendige Voraussetzung für solche Unterfangungen, nämlich die Erhöhung der Tragfähigkeit des Untergrundes durch die Verfestigung, wird erfüllt.

Das Verfahren der chemischen Bodenverfestigung kann ferner auch bei von Wasser umgebenen Bauwerken und Bodenschichten, die von Grundwasser durchzogen sind, zur Anwendung kommen, wenn nicht nur ein Block versteinerten Bodens unter dem alten Fundament geschaffen, sondern auch die Bauwerklast auf eine tiefere Bau-sohle bzw. auf tragfähigere Bodenschichten hinabgeführt werden soll.

Eine weitere Anwendungsmöglichkeit unter ähnlichen Schwierigkeiten wäre die, durch Herstellung eines versteinerten Blocks unter einem alten Brückenfundament die Möglichkeit zu schaffen, die Sohle des Wasserlaufes zu vertiefen. Abb. 3 zeigt diese Anwendungsmöglichkeit.

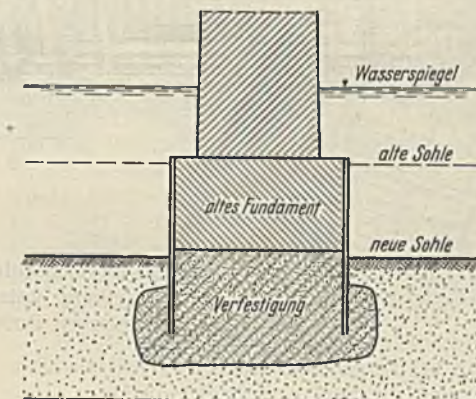


Abb. 3. Tieferführen eines vorhandenen Brückenpfeilers zur Ermöglichung der Vertiefung des Wasserlaufes.

3. Anwendung des chemischen Verfestigungsverfahrens zu Abdichtungszwecken.

Von der Tiefbau- und Kälteindustrie AG. vorm. Gebhardt & Koenig, Nordhausen, wurde das Verfahren u. a. bei folgenden Abdichtungsarbeiten⁴⁾ erfolgreich angewendet:

³⁾ Kuhnke, J., Neues chemisches Verfahren zur Verfestigung des Baugrundes beim Erweiterungsbau der Eisenbahnbrücke über die Spree am Bahnhof Jungfernheide der Berliner Ringbahn, Zentrbl. d. Bauv. 1929, Heft 9. Vgl. auch: Siemens-Bauunion-Zeitschrift Jan. 1929, Nr. 1, „Neue Hilfsmittel im Grundbau.“

⁴⁾ Vgl. Das chemische Verfestigungsverfahren als Abdichtungsverfahren, „Berg-Technik“ 1929, Nr. 10.

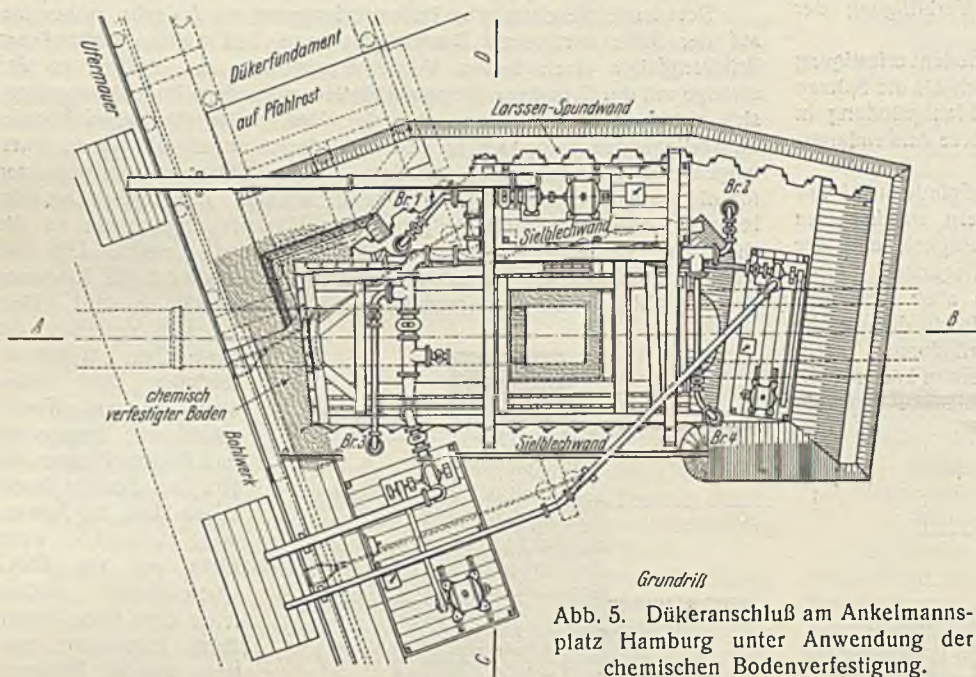
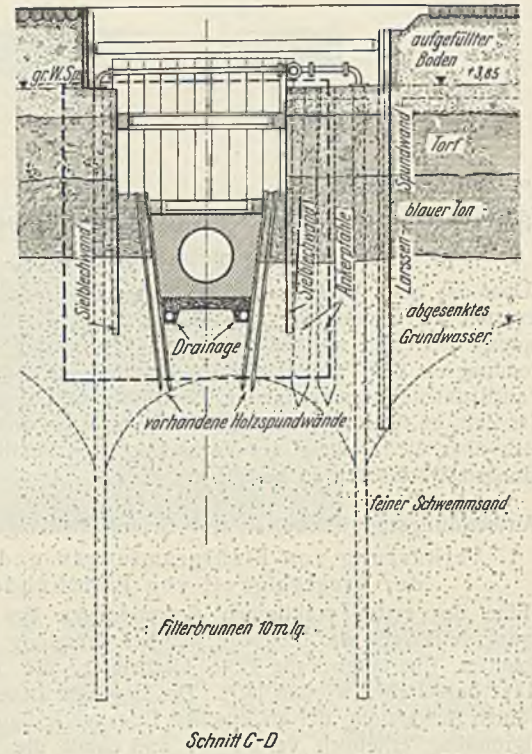
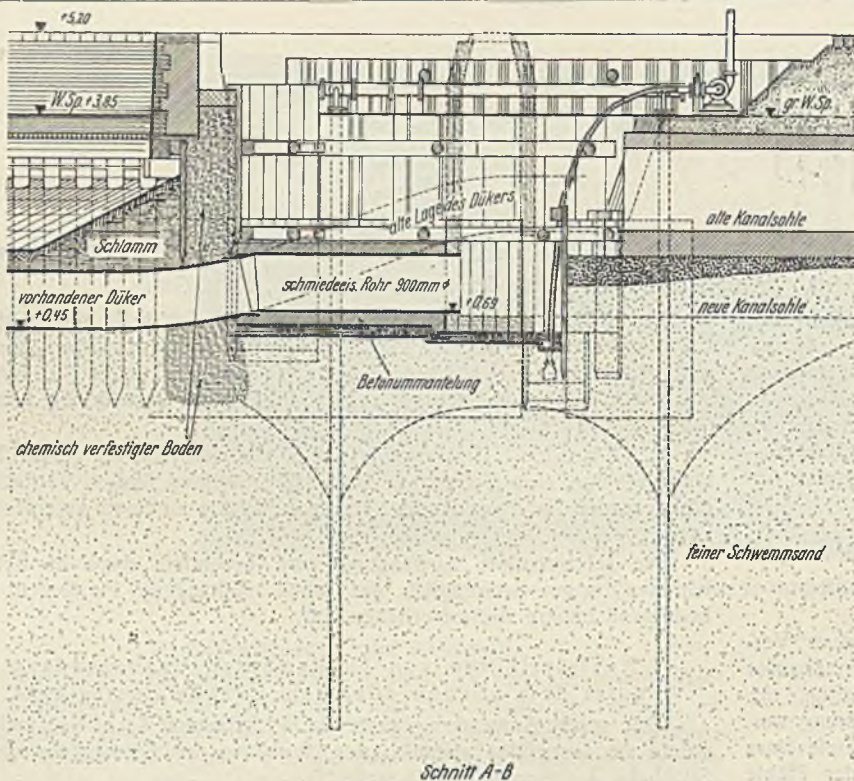


Abb. 5. Dükeranschluß am Ankelmannsplatz Hamburg unter Anwendung der chemischen Bodenverfestigung.

- a) Dichten von Mauerwerk bei Bergwerkschächten;
- b) Dichten eines Mauerdammes im Stollen eines Bergwerks;
- c) Dichten eines gemauerten Pumpensumpfes.

Es liegen ferner günstige Erfahrungen vor, die beim Abdichten leck gewordener Spundwände gemacht worden sind, dadurch, daß der Boden hinter der undichten Stelle durch Einpressen der Chemikalien verfestigt und abgedichtet wurde. In allen Fällen zeigte es sich, daß auch bei sehr erheblichen Wasserzuflüssen und sehr hohem Wasserdruck die Abdichtung möglich ist. Die Abdichtungen sind gelungen sowohl bei Süßwasser als auch bei Brakwasser und sogar bei gesättigter Salzsole. Selbst humussaures Wasser und kohlensäurehaltiges Wasser sind für die chemische Verfestigung und Abdichtung ohne schädlichen Einfluß.

Das Verfahren ist auch da anwendbar, wo es sich nicht um eine unmittelbare Dichtung, sondern um eine Verfestigung von schlechtem Mauerwerk oder um Beton handelt, der in ungenügender Mischung hergestellt wurde. Auch da, wo der Beton durch den Einfluß säurehaltigen Wassers angegriffen worden ist, kann durch das Einpressen der Chemikalien und das Absetzen von Kieselsäure in den Poren des Betons eine weitere Zersetzung des von der Säure oder von dem sogenannten Zementbazillus angegriffenen Betons verhindert werden. Versuche haben ergeben, daß mechanisch zerstampfte Betonteile durch die chemische Verfestigung wieder zu einem festen Körper zusammengefügt werden.

Die Wirkung, die die Verfestigungs-Chemikalien zur Abdichtung undichten Mauerwerks oder Betons ausüben, wird durch das Vorhandensein

von salzhaltigem oder säurehaltigem Wasser nicht abgeschwächt, ja, es findet in diesem Falle sogar eine noch intensivere Ausscheidung von Kieselsäure-Gel statt.

Besonders bemerkenswert war die Abdichtung eines in über 700 m Tiefe befindlichen etwa 20 m starken Mauerdammes auf dem Kalibergwerk Sachsen-Weimar in Thüringen. Hier wurden gegen einen Druck von 75 at Zuflüsse gesättigter Salzsole erfolgreich abgedichtet. Durch die in das Mauerwerk eingebohrten Abdichtungslöcher drangen die Chemikalien nicht nur in die Fugen des Mauerwerks und zwischen Mauer und Salzstoß, sondern sie machten sich auch in größerer Entfernung im Salz selbst bemerkbar.

Die Anwendungsmöglichkeiten auf Grund vorstehender Erfahrungen sind auf dem Gebiete des Tiefbaues naturgemäß sehr mannigfaltig. Es kommt in Frage: die Abdichtung von Trockendocks, von Schleusen, von Staumauern, von Dükern, Unterwassertunneln und Kanalisationsanlagen. Schließlich kommt das Verfahren auch in Betracht zur Instandsetzung schadhafte Mauerwerks aller Art.

B. Neuere Anwendungen der chemischen Bodenverfestigung.

1. Herstellung eines Dükeranschlusses auf dem Ankelmannsplatz in Hamburg.

In dem tiefliegenden Stadtteil Hammerbrook bei Hamburg werden zur Verbesserung der Vorflutverhältnisse der Kanalisation die Kanäle um etwa 1,50 m tiefer gelegt. Die in dem Stadtteil vielfach vorhandenen Schiffahrtskanäle sind von der Kanalisation unterdükert, und zwar liegen die vorhandenen Düker bereits auf der für die neue Kanalsohle vorgesehenen Tiefe. Die Arbeiten wurden am Pumpwerk Ankelmannsplatz begonnen. Besonders schwierig war der Anschluß des neuen Kanals an den Düker unter dem Nordkanal, der der Pumpstation am nächsten liegt. Der Dükerhals liegt unter der Verbindungsstelle einer Ufermauer mit einem Bohlwerk. Der Anschluß des neuen Siels an den Düker geschah in offener Baugrube mit Hilfe einer Grundwasserabsenkung. Es war besonders wichtig, das Eindringen des Kanalwassers in die Baugrube zu verhindern. Auf der dem Kanal zu gelegenen Seite der Baugrube konnte dies nicht durch eine durchgehende Spundwand geschehen, da ja hier der vorhandene Dükerhals zu berücksichtigen war. Die Siemens-Bauunion, die diese Arbeiten ausführte, ging so vor, daß, nachdem die Baugrube bis zum Grundwasserspiegel ausgeschachtet worden war, an den beiden Längsseiten der Baugrube 4 m lange Stahlbleche, wie sie in Hamburg üblich sind, und an der Seite nach dem Nordkanal zu kurze hölzerne Spundbohlen eingerammt wurden. Der vorhandene alte Füllboden zwischen der neuen Holzspundwand und dem vorhandenen Bohlwerk bestand zum größten Teil aus

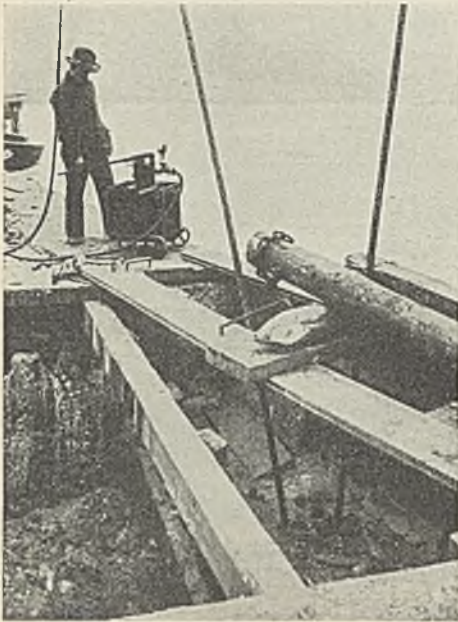


Abb. 4. Dükeranschluß am Ankelmannsplatz Hamburg unter Anwendung der chemischen Bodenverfestigung. Einpressen von Chemical I.

Schlamm, Torf und Ton. Der Füllboden wurde unter Wasser bis auf den in einer Tiefe von etwa +1 anstehenden feinen Sand ausgehoben. An Stelle des ausgehobenen Bodens wurde mittelgrober Betonkies eingebracht und dieser durch Einspritzen von Chemikalien nach dem patentierten Verfahren verfestigt. Gleichzeitig wurde auch der neben und unter dem Dükerrohr liegende Schwemmsand bis zu einer Tiefe von 4,50 m u. W. verfestigt. Die Masse des gesamten verfestigten Bodens betrug etwa 12 m³. Beim Verpressen ging man so vor, daß zunächst der eingefüllte Kies durch eine Betonschicht von 15 cm abgedeckt wurde, durch die dann die Spritzrohre bis zu einer Tiefe von 4,50 m mittels Hand eingerammt wurden. Im

ganzen waren 10 Rohre notwendig in Abständen von 0,50 bis 0,70 m. Mit Rücksicht auf den verhältnismäßig geringen Umfang der Arbeit wurde das Einpressen hier mit Handdruckpumpen vorgenommen (Abb. 4).

Nach Fertigstellung der Verfestigung wurde mit dem Erdaushub fortgefahren. Obwohl die aus vier Filterbrunnen bestehende Grundwasserabsenkungsanlage den eigentlichen Grundwasserspiegel genügend weit abgesenkt hatte, zeigte sich doch beim Tieferschachten, daß von dem alten Dükerfundament auf Pfahlrost ausgehend (Abb. 5) sich ein starker Wasserandrang bemerkbar machte, der durch Brunnen 1 nicht aufgenommen werden konnte, da es sich offensichtlich um offenes Kanalwasser handelte, das zwischen den alten Pfählen hindurch auf unmittelbarem Wege zur Baugrube gelangte, ohne auf diesem Wege nennenswerten Widerstand im Untergrunde zu finden. Es wurde daher nachträglich auf der dem alten Dükerfundament zu gelegenen Seite der Baugrube eine eiserne Larssenspundwand mit 6 m langen Larssenspundbohlen, Profil II, gerammt, die auf der dem Kanal zu gelegenen Seite ihren Anschluß an die Bodenverfestigung fand. Die weiteren Arbeiten gingen dann ohne Aufenthalt vor sich, wobei sich vor allem ergab, daß die chemisch verfestigte Stirnwand vollständig dicht war und keine Tropfstellen zeigte. Abb. 6 zeigt die Baugrube nach Freilegen der neuen Sohle. Man erkennt im Hintergrunde den Dükerhals. Um diesen herum befindet sich der chemisch verfestigte Boden. Beim vorliegenden Beispiel ist



Abb. 6. Dükeranschluß am Ankelmannsplatz Hamburg unter Anwendung der chemischen Bodenverfestigung. Im Hintergrunde befindet sich die chemisch verfestigte Baugrubenwand, die von dem im unteren Teil sichtbaren Dükerhals durchbrochen wird.

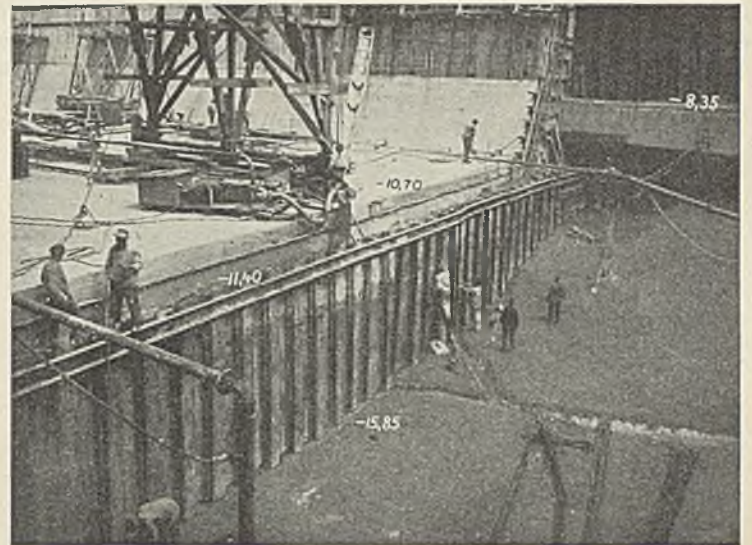


Abb. 9. Abdichtungsarbeiten im Dock VI in Kiel. Anschluß der Dockverlängerung an die alte Docksohle. Blick auf die Hilfsspundwand, hinter der sich das waagerechte Filter innerhalb einer Kiesschüttung befindet. Das sich dort ansammelnde Wasser wird durch die im Bilde sichtbare Pumpstation abgepumpt.

mit Hilfe der chemischen Bodenverfestigung eine stützende und zugleich abdichtende seitliche Baugrubeneinfassung hergestellt worden. Besonders kennzeichnend war die Durchbrechung dieser Wand durch den Dükerhals, der indessen mit Hilfe der chemischen Bodenverfestigung von der künstlichen seitlichen Baugrubenwand fest umschlossen war.

2. Herstellung einer Versuchsbaugrube in Berlin-Siemensstadt.

Die chemische Bodenverfestigung wurde hier angewandt zur Herstellung einer festen und dichten Sohle zwischen einer von Spundwänden umschlossenen Baugrube, und zwar unter Wasser⁵⁾. Abb. 7 zeigt die Baugrube im Querschnitt. Die Spundwände wurden auf 8,50 m eingerammt, sodann wurde der zwischen den Spundwänden bis zum Grundwasserspiegel auf 1,50 m anstehende Boden ausgehoben und von der Sohle dieser Baugrube aus die Bodenverfestigung vorgenommen. Die Baugrube hatte eine Breite von 3,50 m. Die Sohle erhielt eine Stärke von 1,50 m. Es war möglich, die Baugrube mit Hilfe einer kleinen offenen Wasserhaltung, die das durch Undichtigkeiten der Spundwand eintretende Wasser beseitigte, bis auf die Oberkante der Verfestigung freizulegen, wobei auf die Unterkante der Verfestigung ein Wasserdruck von 8 m Wassersäule wirkte. Dieser Versuch, der gemeinsam von den Firmen Siemens-Bauunion und Beton- u. Tiefbauges. Mast durchgeführt wurde, hat gezeigt, daß die chemische Verfestigung in manchen Fällen als Ersatz anderer Gründungsarten im Grundwasser (Druckluftgründung, Grundwasserabsenkung) in Frage kommt. Solche Fälle liegen vor, wenn es sich darum handelt, eine Baugrube von kleinerer Grundrißfläche sehr tief unter den Grundwasserspiegel herabzuführen, oder wenn außer-

⁵⁾ Vgl. auch: Siemens-Bauunion-Zeitschrift 1929, Nr. 1, „Neue Hilfsmittel im Grundbau“.

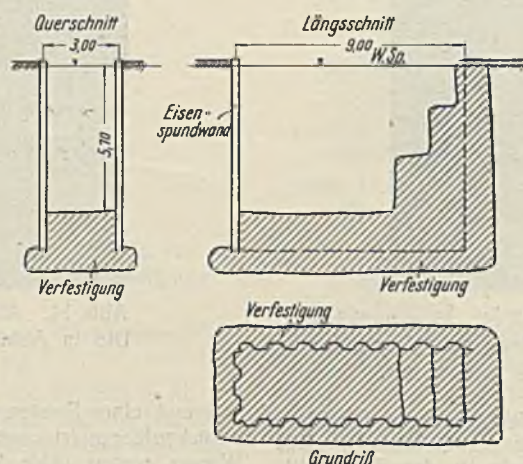


Abb. 7. Versuchsbaugrube Berlin-Siemensstadt. Chemische Bodenverfestigung zur Herstellung einer druckfesten Sohle im Grundwasser.

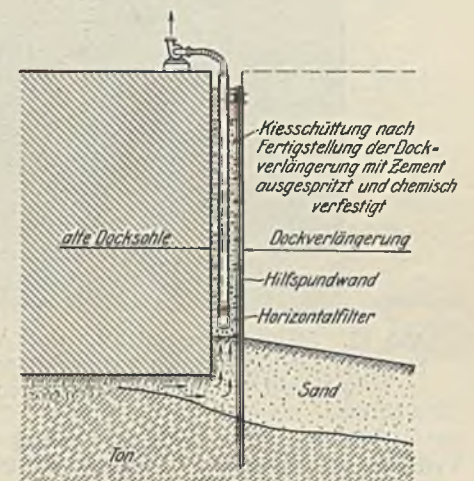


Abb. 8. Verlängerung des Docks VI in Kiel. Anschluß der Sohle der Verlängerung an die alte Docksohle.

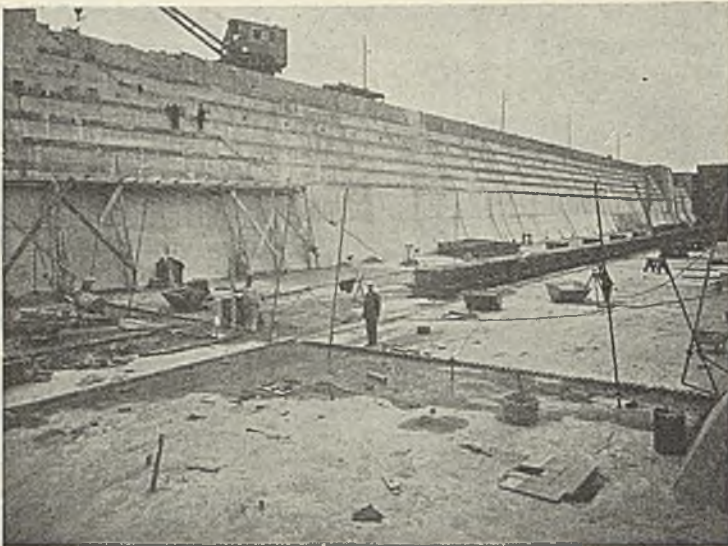


Abb. 10. Abdichtungsarbeiten im Dock VI in Kiel. Anschluß der Dockverlängerung an die alte Docksohle. Die zum Verpressen des Filters und der umgebenden Kiespackung vorgesehenen Preßrohre sowie die abgebrochene Ziegelflachsicht zeigen die Lage der zu verpressenden Anschlußstelle.

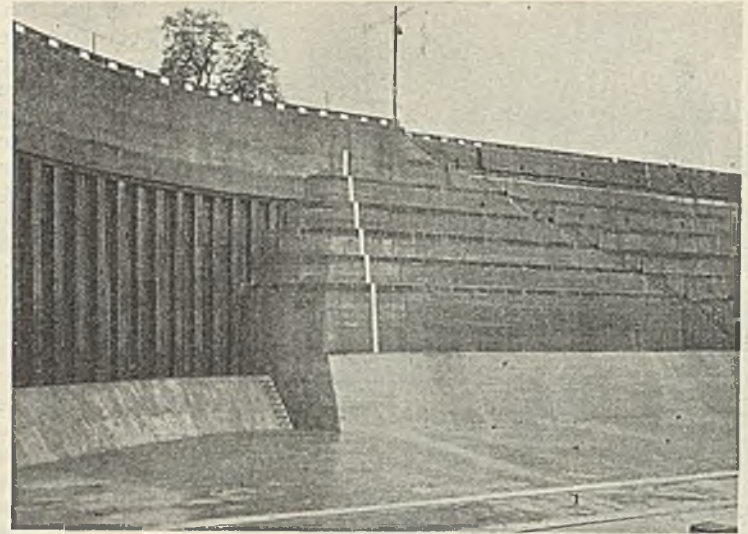


Abb. 11. Abdichtungsarbeiten im Dock VI in Kiel. Anschlußstelle der Verlängerung an die alte Sohle nach der Abdichtung.

ordentlich grobes Bodenmaterial mit sehr starkem Wasserandrang vorhanden ist.⁹⁾

3. Abdichtung des Docks VI in Kiel.

Das Dock VI in Kiel ist in den Jahren 1927/28 ausgebessert und verlängert worden. Bei Ausführung der Verlängerung war es mit Hilfe der dort angewandten Grundwasserabsenkung⁷⁾ möglich, den Grundwasserspiegel so weit abzusenken, daß die Ausführung der Verlängerung im Trockenen durchgeführt werden konnte. Es zeigten sich bei der Durchführung der Arbeiten Wasserzuflüsse, die unter der alten Docksohle ihren Weg nahmen und an der Stirnwand der alten Docksohle in die Baugrube der Dockverlängerung eintraten. Um dieses Wasser zu fassen, hatte man eine

Larssenspundwand gerammt. Auf der der alten Docksohle zu gelegenen Seite dieser Larssenspundwand wurde ein waagrecht liegendes Filter, das in Kiesschüttung verlegt war, eingebaut. Die von der alten Docksohle her kommenden Wassermengen wurden durch die Larssenspundwand angestaut, mit Hilfe des Filters gefaßt und abgepumpt (Abb. 8 u. 9). Nach Fertigstellung der Betonarbeiten der Dockverlängerung wurde dieses Filter und der es umgebende Kies zunächst mit fettem Sandbeton verpreßt. Schließlich wurden von der Siemens-Bauunion, der die Abdichtungsarbeiten übertragen waren, in die vorgesehenen Spritzrohre noch die Chemikalien nach dem patentierten Verfahren eingespritzt (Abb. 10). Die Abdichtung ist vollkommen gelungen, so daß die Fuge am Anschluß der Dockverlängerung an die alte Sohle nicht mehr zu erkennen ist (Abb. 11).

Eine weitere Anwendung fand das chemische Verfestigungsverfahren noch zur Abdichtung an einer Stelle des Docks VI, an der bei der Ausbesserung Versuche mit Alkazement gemacht worden waren. Hier war

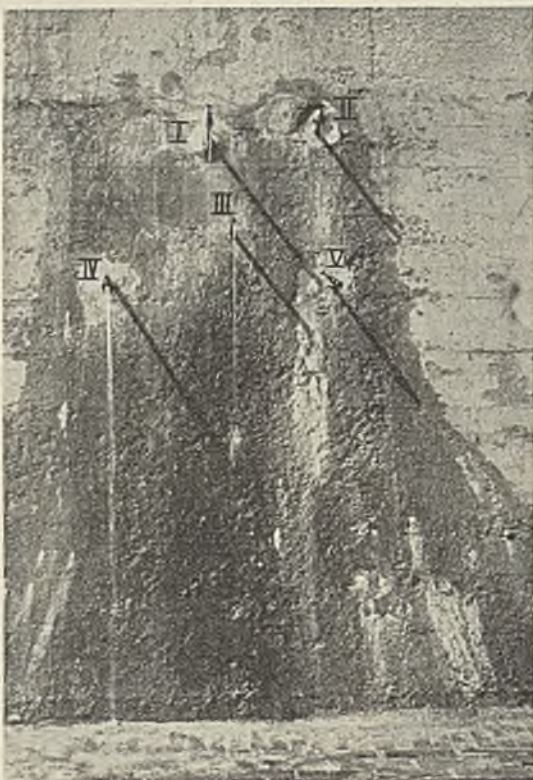


Abb. 12. Abdichtungsarbeiten im Dock VI in Kiel. Eine undichte Stelle ist durch Einbringen von sechs Spritzrohren zum Verpressen vorbereitet. Aus den Spritzrohren fließt Wasser aus.



Abb. 14. Abdichtungsarbeiten im Dock VI in Kiel. Die in Abb. 12 u. 13 dargestellte undichte Stelle nach dem Verpressen.

⁹⁾ Über eine umfangreiche Anwendung des Verfahrens unter solchen Verhältnissen berichtet Dipl.-Ing. A. Lang unter der Überschrift „Das neue Wasserwerk der Stadt Düsseldorf am Sted“ in der Zeitschrift: GWF 1930, Heft 2, 3 u. 4.

⁷⁾ Vgl. W. Schardt, „Die Ausführung von Grundwasserabsenkungen mit Tiefbrunnenpumpen“ „Bautechn.“ 1929, Heft 25.

während einer Frostperiode betoniert worden, worauf es wahrscheinlich zurückzuführen ist, daß der Beton verschiedene Risse zeigte, durch die Wasser austrat (Abb. 12). Dort wurden Spritzrohre in die Wand eingeführt. Dann wurden durch diese Spritzrohre die Chemikalien eingepreßt (Abb. 13). Aus Abb. 14 ist zu erkennen, daß das Ausfließen des Wassers aufgehört hat und der Beton an der Oberfläche mehr und mehr ab-



Abb. 13. Abdichtungsarbeiten im Dock VI in Kiel. Die in Abb. 12 dargestellte undichte Stelle während des Verpressens des Chemikals.

getrocknet ist. Nach einigen Wochen war der vorher spröde Alka-Zementbeton nicht nur abgetrocknet, sondern auch wesentlich fester als vor der Behandlung mit Chemikalien.

C. Weitere Anwendungsmöglichkeiten des Verfahrens.

Auf Grund der unter A. und B. mitgeteilten Ergebnisse bisheriger Anwendungen und der bei neueren Anwendungen gemachten Erfahrungen ergeben sich noch eine Reihe weiterer Anwendungsmöglichkeiten, die im folgenden kurz beschrieben sind:

1. Gründungen von Wasserbauten.

Für Gründungen mit Hilfe von Spundwänden im Grundwasser, auch dann, wenn der Baugrund im offenen Wasser liegt, kommt es in Betracht, die Baugrube mit Spundwänden oder Fangedämmen einzufassen und die im Erdreich befindlichen unteren Teile der Spundwände durch eine chemische Bodenverfestigung zu verbinden, so daß die Baugrube unten durch eine verfestigte abgedichtete Versteinerungsplatte abgeschlossen ist. Mit Hilfe offener Wasserhaltung läßt sich dann die Baugrube ausheben und das Bauwerk errichten. Die verfestigte Schicht muß so stark bemessen werden, daß sie dem Auftrieb standhält. Die Arbeit wird mit Hilfe langer Spritzrohre durchgeführt, die bis in die zu verfestigende Schicht hinabgetrieben werden müssen. In Abb. 15 ist die Anwendung dieser Bauweise für die Gründung eines Brückenpfeilers dargestellt. In gleicher Weise können selbstverständlich auch Düker, Unterwassertunnel und ähnliche Bauwerke hergestellt werden.

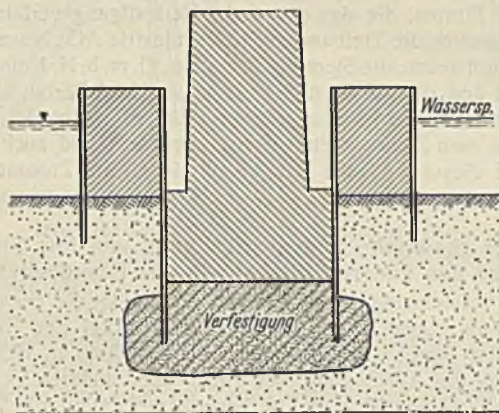


Abb. 15. Gründung eines neuen Brückenpfeilers mit Hilfe von Fangedämmen und unter Anwendung der chemischen Verfestigung.

2. Sicherung von Druckluftsenkkästen in Verbindung mit der Druckluftgründung.

Hier käme die chemische Bodenverfestigung wie bei dem in Abb. 16 dargestellten Fall in Frage. Es ist hier angenommen, daß der tragfähige Baugrund in so großer Tiefe liegt, daß mit Druckluftgründung allein diese Tiefe nicht erreicht werden kann. Sofern die mit Druckluft nicht zu überwindende Strecke sich aus Bodenschichten zusammensetzt, die für die Verfestigung geeignet sind, ist es denkbar, den Senkkasten zunächst bis zu der größtmöglichen Tiefe abzusenken und sodann vom Senkkasten her

die Sandschichten unter ihm bis zum festen tragfähigen Untergrund zu versteinern. Es kann auch so vorgegangen werden, daß zunächst die Verfestigung ausgeführt und dann erst der Senkkasten abgesenkt wird.

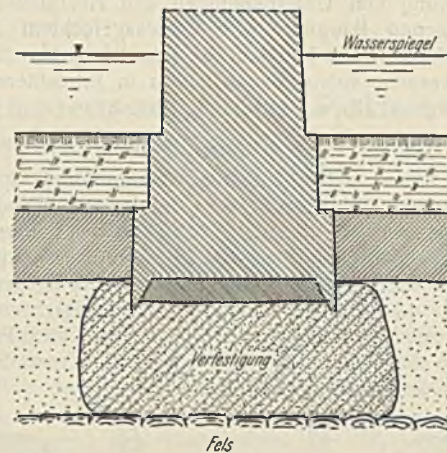


Abb. 16. Chemische Bodenverfestigung in Verbindung mit der Druckluftgründung.

3. Verfestigung von Fangedämmen.

Eine weitere Anwendungsmöglichkeit ergibt sich bei der Ausführung von Fangedämmen, wenn als Füllmaterial Sand oder Kies genommen wird, und nicht nur ein dichter Fangedamm, sondern auch ein Fangedamm von möglichst geringer Breite angestrebt wird. Die Verfestigung kann während des Füllens lagenweise vorgenommen werden, oder auch vor dem Auspumpen der Baugrube nach Fertigstellung der Verfüllung (Abb. 17).

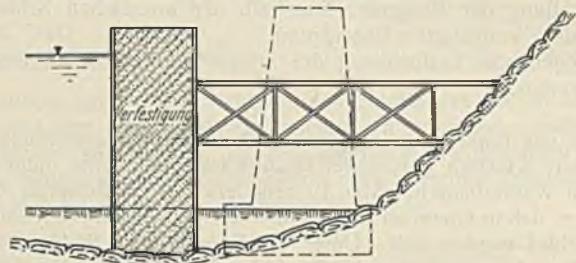


Abb. 17. Chemische Bodenverfestigung bei der Ausführung eines Fangedammes.

4. Vortrieb von Stollen und Tunnelbauten im vorher verfestigten Gebirge.

In ähnlicher Weise wie bei dem älteren Zementierverfahren kommt es auch in Frage, das Durchteufen wasserführender Schichten im Schacht-, Stollen- und Tunnelbau unter Anwendung der chemischen Bodenverfestigung durchzuführen. Die Ausführung der chemischen Bodenverfestigung im waagerechten Sinne ist, wie verschiedene Versuchsausführungen erwiesen haben, möglich.



Abb. 18. Chemische Bodenverfestigung mit waagrechttem Vortrieb. Entwurf für die Überwindung eines Schwimmsandabschnittes bei einem Stollen- (Tunnel-) bau.

In Abb. 18 ist der Fall der waagerechten Verfestigung im Tunnelbau an dem Beispiel eines Entwurfes für die Fertigstellung eines Tunnels erläutert, der wasserführende Feinsandschichten durchörtert, in denen die normale Tunnelbauweise nicht zur Verwendung kommen kann.

Das Vorgehen ist so gedacht, daß vor Ort jeweils ein Versteinerungspfeifen hergestellt wird, bis zu dem der Tunnel vorgebaut werden kann. Der weitere Vorbau geht abschnittsweise so vor sich, daß zunächst durch den Pfeifen hindurch eine weitere Zone versteinert wird. Nach Fertigstellung dieser Arbeit wird der Tunnel wieder weiter vorgeführt unter Beseitigung derjenigen Teile der vorletzten Versteinerungszone, die in das eigentliche Tunnelprofil hineinfällt.

Neben dem Tunnel- und Stollenvortrieb in sehr wasserdurchlässigem Untergrunde kommen noch eine Reihe anderer Anwendungsmöglichkeiten der Bodenverfestigung mit waagrecht Vortrieb in Betracht, von denen hier die Ausführung von Unterfangungen und Abstützungen von einer vorher ausgehobenen Baugrube aus in waagrechtm Arbeitsvorgang erwähnt sei. Beispielsweise könnten auf diese Weise Hausunterfangungen vorgenommen werden, sofern das Arbeiten in lotrechtm Sinne wegen beschränkter Raumverhältnisse nicht möglich ist.

5. Abdichtungen.

Außer den bereits schon früher erwähnten Möglichkeiten, undichte Bauwerkteile aller Art, Schleusen, Docks, Tunnel usw. abzudichten, kommt es ferner in Frage, bei auftretenden Quellen in Baugruben die festgestellten Spalten durch Einpressen von Chemikalien abzudichten. Ferner besteht die Möglichkeit, auch solche Quellen, die in Baugruben auftreten, die von Fangedämmen umgeben sind, durch Einpressen von Chemikalien innerhalb der Fangedämme abzudichten (vgl. hierzu auch Punkt 3).

Ferner lassen sich Dämme durch Herstellen eines nach dem chemischen Verfestigungsverfahren ausgeführten Kernes abdichten.

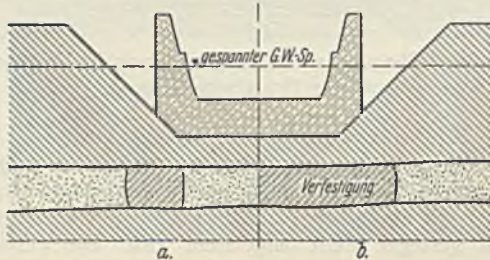


Abb. 19. Chemische Bodenverfestigung als Gründungshilfsmittel bei dem Auftreten artesischen Grundwassers:

- Umwallung der Baugrube innerhalb der artesischen Schicht durch chemisch verfestigten Untergrund.
- Durchgehende Verfestigung der artesischen Schicht im Bereich des Bauwerkes.

Unter das Kapitel Abdichtungen fällt auch eine Anwendung bei dem Vorkommen artesisch gespannter Grundwasserstockwerke unter der Baugrube von Wasserbauten. Abb. 19 zeigt ein solches Beispiel. Es ist angenommen, daß in einem an sich undurchlässigen Boden (Ton) ein Trockendock errichtet werden soll. Unter der Tonschicht befindet sich ein gespanntes Grundwasserstockwerk. Zur Sicherung der Baugrube gegen Durchbrüche aus dem gespannten Grundwasserstockwerk wäre eine Grundwasserabsenkung mittels Rohrbrunnen notwendig. Es wäre hier auch denkbar, die Gefahren des gespannten Grundwasserstockwerks durch Anwendung der chemischen Bodenverfestigung zu beheben, und zwar, wie in Abb. 19 links bei *a* dargestellt wird, dadurch, daß unter der Baugrube ein künstlicher Wall durch Verfestigung des Sandes geschaffen wird, der die Baugrube gegen den Druck des gespannten Wassers abschließt. Der verfestigte Untergrund tritt also hier an Stelle einer Spundwand. Auf der rechten Seite von Abb. 19 bei *b* ist der weitergehende Fall dargestellt, daß im Bereich der Baugrube die gesamte wasserführende Bodenschicht verfestigt wird.

Die Reihe der vorgenannten Anwendungsmöglichkeiten läßt sich sicher in manchen Punkten noch ergänzen. Voraussetzung für die Anwendung des Verfahrens neben den wirtschaftlichen Gesichtspunkten ist selbstverständlich jedesmal das Vorliegen sandigen Untergrundes mit ausreichenden Quarzbeimengungen (20%).

D. Eigenschaften des verfestigten Bodens und weitere notwendige Versuche.

1. Festigkeit.

Die Druckfestigkeit des verfestigten Sandes richtet sich nach der Kornzusammensetzung der betreffenden Bodenart. Die bisher im Schrifttum⁸⁾ enthaltenen Angaben einer Druckfestigkeit von 14 bis 40 kg/cm² beziehen sich auf Sande mittlerer Korngröße, wie wir sie im Untergrunde von Berlin antreffen. Eine größere Festigkeit ist neuerdings nach

⁸⁾ Vgl. auch Kuhnke, Neues chemisches Verfahren zur Verfestigung des Baugrundes usw., Ztrbl. d. Bauv. 1929, Heft 9.

Angabe der Firma Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast, Berlin, bei einer Verfestigung in grobem Kies erreicht worden. Eine im Materialprüfungsamt in Berlin untersuchte Probe wies eine Druckfestigkeit von mehr als 80 kg/cm² auf. Es ist denkbar, daß die größere Festigkeit auf die größeren Porenräume des Kieses zurückzuführen ist, die ein gleichmäßigeres Vordringen der Chemikalien von den Spritzrohren aus in den umgebenden Boden ermöglichen.

Weitere Untersuchungen empfehlen sich unter Einteilung des Bodenmaterials nach Korngrößen und unter genauer Feststellung der jeweiligen Fähigkeit des Bodens, bestimmte Chemikalienmengen aufzunehmen. Ferner ist es zweckmäßig, diese Versuche auch auf die Ermittlung der Zugfestigkeit auszuweiten und schließlich auch Biegeversuche anzustellen.

Wie aus den angeführten Beispielen hervorgeht, kommt häufig die Verwendung der chemischen Bodenverfestigung in Verbindung mit Spundwänden in Betracht, so daß auch Versuche angebracht sind, durch die die Größe der Kräfte ermittelt wird, die an der Berührungsfläche des verfestigten Bodens an einer Eisenwand übertragen werden können.

2. Abdichtung.

Wie erwähnt, war es möglich, mit Hilfe der chemischen Verfestigung Abdichtungen vorzunehmen bei einem Wasserüberdruck von rd. 70 at. Hier empfehlen sich Versuche zur Feststellung des Verhaltens der Chemikalien beim Einspritzen in Mauerwerk der verschiedensten Zusammensetzungen, wie Ziegelmauerwerk, Bruchsteinmauerwerk, insbesondere das Verhalten bei verschiedenen Mortelarten und bei verschiedenen Betonzusammensetzungen. Besonders wichtig ist die Frage, wieweit porige und von Rissen durchzogene Mauerwerkskörper, vornehmlich Beton, durch Einpressen von Chemikalien höhere Festigkeitseigenschaften erhalten können. Die obenerwähnten Feststellungen an dem Alkazement-Abschnitt im Trockendock Kiel ermutigen auf alle Fälle zu solchen Versuchen.

3. Verhalten chemisch verfestigter Bodenmassen in Säuren und Salzlösungen, insbesondere bei Vorhandensein von Seewasser.

Säure- und Salzlösungen greifen im allgemeinen verfestigte Körper nicht an, es darf vielmehr damit gerechnet werden, daß durch ihr Vorhandensein und ihre Einwirkung die Verfestigung noch verbessert wird dadurch, daß gegebenenfalls noch vorhandene überschüssige Mengen von Chemikal I (Kieselsäureträger) in Kieselsäure-Gel umgewandelt werden. Versuchskörper, die in Kiel einige Monate der Einwirkung des Seewassers ausgesetzt wurden, wiesen keinerlei Zerstörungen auf. Um ein richtiges Bild zu gewinnen, wäre es indessen notwendig, die Möglichkeit zu schaffen, durch verschiedene Jahre hindurch Beobachtungen anzustellen. Dies gilt auch für Versuche mit Säurelösungen, wobei insbesondere die im Boden häufig vorkommenden Säuren, wie Kohlensäure, Schwefelsäureverbindungen und Humussäure, zu berücksichtigen sind. Grundsätzlich gilt auch für diese Säuren das vorstehend für Seewasser, — also für eine Salzlösung — Gesagte, daß nämlich die Verfestigung durch das Vorkommen dieser Säuren begünstigt wird.

Die drei Firmen, die das chemische Verfestigungsverfahren praktisch anwenden, nämlich die Tiefbau- und Kälteindustrie AG., vormals Gebhardt & Koenig, Nordhausen, die Siemens-Bauunion, G. m. b. H. Kom.-Ges., Berlin-Siemensstadt und die Beton- und Tiefbauges. Mast, Berlin, sind mit einer Reihe von Versuchen beschäftigt, die die weitere Klärung der vorgenannten Eigenschaften zum Ziele haben. Es ist erwünscht und auch beabsichtigt, das Ergebnis dieser Versuche der Allgemeinheit im Zusammenhang mitzuteilen.

E. Die chemische Bodenverfestigung und ihre Stellung zu den anderen Hilfsmitteln des Grundbaues.

Wie die vorstehenden Ausführungen zeigen, ist die chemische Bodenverfestigung im Begriff, sich zu einem Hilfsmittel des Grundbaues zu entwickeln, das berufen ist, die bisherigen Verfahren in vielen Fällen zu ergänzen. Für die Anwendung des einen oder anderen Verfahrens wird neben der technischen Eignung in besonderen Fällen die Wirtschaftlichkeit ausschlaggebend sein. Einen Anhalt für die Anwendungsmöglichkeit geben die mitgeteilten Beispiele. Genauen Aufschluß für die Beantwortung der Frage, welches Verfahren am Platze ist, muß selbstverständlich in jedem Falle ein Kostenvergleich geben.

Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung von Kajemauern auf hohem Pfahlrost.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dr.-Ing. Arnold Agatz, Bremerhaven.

Wenn ich im folgenden auf die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung von Kajemauern auf hohem Pfahlrost näher eingehe, so habe ich mich von der Erfahrung leiten lassen,

- daß die immer größer werdenden freien Höhen der Kajen eine restlose Erfassung aller Entwurfsgrundlagen verlangen,
- daß eine noch so genaue Berechnung der Kajemauern wertlos wird, wenn nicht die niemals eindeutig festliegenden Annahmen für die Berechnung möglichst den tatsächlichen Verhältnissen angepaßt werden und Entwurfs- und Ausführungsarbeiten aufeinander abgestimmt sind,
- daß erhebliche Arbeit gespart werden kann, wenn der Umfang der Entwurfsarbeit vorher genau festliegt, weil zum Teil die einzelnen Berechnungen zu stark ineinandergreifen, und
- daß bislang eine derartige Zusammenfassung der Entwurfsgrundlagen fehlte.

Trotz der Fortschritte in den Berechnungsverfahren und in der Erkenntnis der Bodenwertigkeit bleibt zu bedenken, daß es sich auch heute noch immer nur darum handeln kann, bei der Entwurfsbearbeitung von Kajemauern sich auf Grund verschiedener Annahmen und an Hand von vorhandenen oder neu aufzustellenden Berechnungsweisen Klarheit über ihre Auswirkungen auf das gesamte Bauwerk und seine Einzelglieder zu verschaffen.

Bemerken möchte ich ferner noch, daß es sich in diesem Teile der Arbeit nur darum handelt, den Umfang der Entwurfsarbeit und ihre Verflechtung mit der Ausführung festzulegen. Über die Art und Weise, wie die einzelnen Berechnungen am zweckmäßigsten durchgeführt und auf die praktischen Anforderungen und die Bauausführung abgestimmt werden, wird eingehend in der Veröffentlichung über den Entwurf und die Ausführung der rd. 2500 m langen Kajemauern der Nordschleuse berichtet werden.

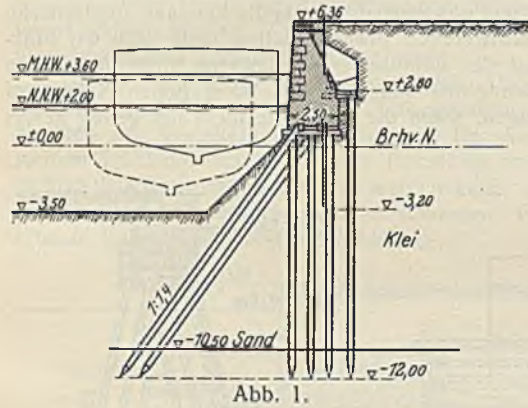


Abb. 1.

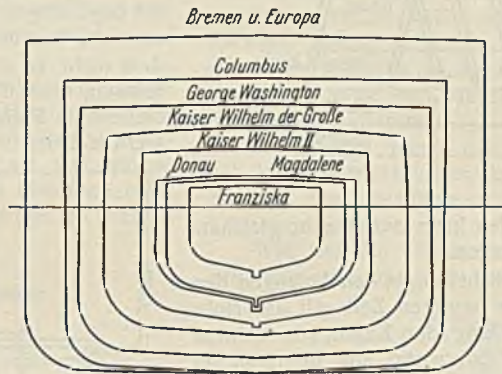


Abb. 2.

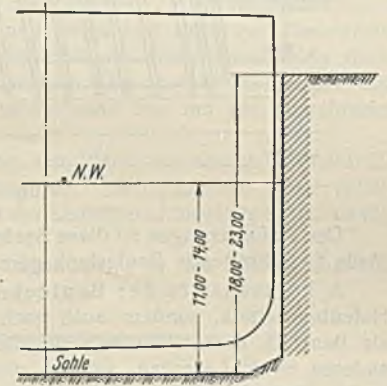


Abb. 3.

I. Die Einflüsse der technischen und wirtschaftlichen Entwicklung auf die Gestaltung von Kajemauern.

Die Gestaltung von Kajemauern wird neben den Untergrundverhältnissen beeinflusst durch:

1. die Schiffsgefäße,
2. die Verkehrsanforderungen und die Umschlageneinrichtungen,
3. die technischen Hilfsmittel für die Bauausführung.

Sie ist daher im Laufe der Zeiten erheblichem Wandel unterworfen gewesen.

1. Die Schiffsgefäße. Mit der Einführung der Dampfmaschine in der Seeschifffahrt begann zugleich in dem Kampf zwischen Seglern und Dampfern ein immer schnelleres Anwachsen der Schiffsgrößen. Noch lange Jahre behielten die Dampfer die Segeltagelage und die dem Segler eigene Form des Kieles sowie den nach dem Kiel zu zusammengezogenen Schiffsrumpf bei. Der Antrieb geschah anfangs durch seitliche, aus dem Schiffsrumpf herausgebaute Schaufelräder.

Diese Querschnittsgestaltung gestattete bei dem verhältnismäßig geringen Raumgehalt der Schiffe, die Kajen, aus dem statisch richtigen Gefühl der größeren Standsicherheit heraus, mit Schrägpfählen zu bauen, die weit über die obere Flucht der Mauer herausragten und dann teilweise durch vorgesetzte Reibe- oder Streichpfähle geschützt wurden (Abb. 1).

Man konnte sich um das Jahr 1870 herum noch mit Fahrwassertiefen vor den Kajen von 5 bis 7 m und freien Höhen der Kajen von 8 bis 10 m begnügen, zumal die infolge ihrer geringen Abmessungen verhältnismäßig steifen und nur gering belasteten Schiffskörper bei Niedrigwasser unbedenklich auf Grund aufsitzen konnten.

Mit dem um die Jahrhundertwende einsetzenden Aufschwung der Technik war der Schiffbau inzwischen zu der ausschließlichen Verwendung von Eisen und, den zunehmenden Schiffsabmessungen entsprechend, zu der wirtschaftlich besseren, fast rechteckigen Querschnittsform übergegangen (Abb. 2).

Der Volligkeitsgrad des Hauptspantes der Fahrzeuge betrug beim:

Segelschiff um 1854	0,80,
" " 1904	0,80,
Schnelldampfer „Deutschland“ um 1900	0,949,
" " „Vaterland“ um 1913	0,961,
Frachtdampfer um 1927	0,985.

Die Abmessungen der Regelfrachtschiffe wuchsen:

Raumgehalt Br. R. T.	Länge m	Breite m	Tiefgang m	um
von rd. 2000	rd. 90	rd. 12	rd. 5,5	1900
auf rd. 8000	150	19	8,3	1927

Bei dieser raschen Entwicklung des Schiffbaues waren die Hafenbecken nicht nur dem größeren Tiefgang entsprechend, sondern noch darüber hinaus zu vertiefen, da bei niedrigem Wasserspiegel ein Aufsitzen der infolge ihrer Größe verhältnismäßig weichen Schiffsgefäße auf unebener Hafensohle nicht immer ungefährlich ist.

Mit der Entwicklung der Schiffsgefäße vergrößerten sich auch die Fahrwassertiefen.

Innerhalb zweier Menschenalter stiegen so die Abmessungen der Kajemauern in ihren freien Höhen fast auf das Doppelte und stellten damit den Wasserbauingenieur vor die Aufgabe, den im Quadrat der freien Höhe anwachsenden Kräften des Untergrundes durch künstliche Bauwerke standzuhalten. Es kommt hinzu, daß mit dem wachsenden Volligkeitsgrade der Dampfer im Nullspant die Forderung nach senkrechten und glatten Kajemauern (Abb. 3) durchaus berechtigt wurde, dem Entwurfsbearbeiter aber andererseits dadurch die Möglichkeit nahm, dem Angriff der Erd- und Wasserdrücke durch Vorziehen der Fundamentkonstruktion zu begegnen. — Weit über das Maß des Regelfrachtschiffes hinaus gehen aber die Abmessungen der großen Fahrgastdampfer der Nordatlantikfahrt, deren größter vor dem Kriege fertiggestellt — früher „Vaterland“, jetzt „Leviathan“ — bei 54 000 Br. R. T. 289,5 m lang, 30,5 m breit ist und zuerst 10,7 m, jetzt 12 m Tiefgang besitzt.

Diese Größe erreichen wieder annähernd die neuen Fahrgastdampfer „Bremen“ und „Europa“ des Norddeutschen Loyd mit rd. 50 000 Br. R. T., 286,1 m Länge, 31 m Breite und rd. 10 m Tiefgang.

Mit der Verwendung der festen Kajemauer für den Fahrgastumschlag wuchsen naturgemäß die Fahrwassertiefen auf 11 bis 14 m

und die freien Höhen dieser Kajen infolge des Einflusses der Gezeiten bis über 20 m.

2. Die Verkehrsanforderungen und die Umschlageneinrichtungen. Zugleich mit den wachsenden Schiffsgefaßen stellten auch der steigende Verkehr und die zu seiner Bewältigung erforderlichen Umschlageneinrichtungen weitgehendere Anforderungen an die Kajemauern. Der Wettkampf untereinander und der Wettstreit mit der ausländischen Schifffahrt verlangte Anlagen, die die Lösch- und Ladezeit der Dampfer auf das geringste Maß herabdrückten. Silos, Tankanlagen, Schuppen und Speicher mit neuzeitlichen Kran- und Förderanlagen, Kohlen- und Erzverladebrücken, ausgedehnte Gleisanlagen für schwerste Lastenzüge auf und hinter den Kajemauern sind die Wahrzeichen der Seehäfen geworden. Mit größeren Verkehrs- und Nutzlasten belasten sie die Kajen und den Untergrund hinter den Ufermauern, die z. B. bei Kohlen- und Erzkaen auf 5 bis 10 t/m² gewachsen sind.

Was im vorhergehenden von den Kajen für den Frachtverkehr gesagt ist, gilt erst recht hinsichtlich der Verkehrsanforderungen für die Kajen, an denen große Fahrgastdampfer abgefertigt werden. Hier muß es stets das Ziel bleiben, auch bei außergewöhnlich niedrigen Wasserständen mit den größten Schiffen anlegen zu können und jederzeit auch bei Sturmfluten die Abfertigung der Fahrgäste zu ermöglichen. Zwingen doch die ständig sich mehrenden Kosten für die neuzeitlichen Riesendampfer dazu, den Aufenthalt in den Häfen für den Fahrgastumschlag und für die Versorgung der Dampfer auf die geringste Zeit zu beschränken. Die neuen im Bau befindlichen Fahrgastanlagen sehen daher auch erhebliche Fahrwassertiefen bei mittlerem Niedrigwasser vor, z. B. Southampton 13,8 m, Cherbourg 14,00 m, Le Havre 14,00 m, Bremerhaven 13 m.

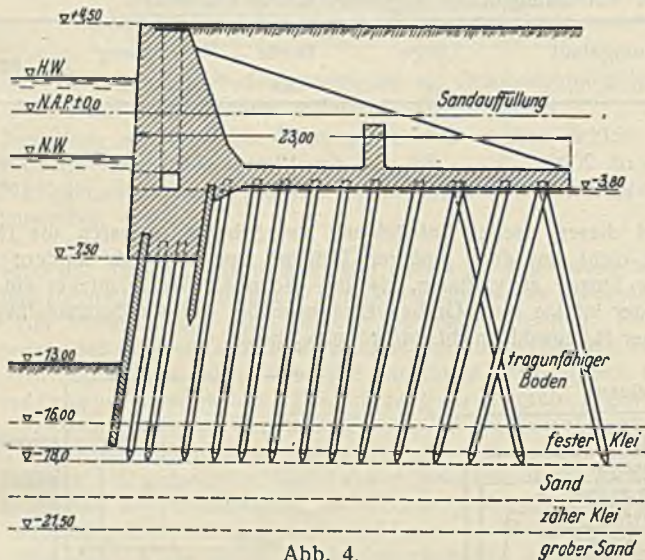


Abb. 4.

Den Anforderungen an diese Seehafenkaen kann nur eine im gleichen Maße fortschreitende Bautechnik gerecht werden.

3. Fortschritte der Bautechnik. Nicht nur in den Anfängen der Hafenbautechnik, sondern auch noch in der heutigen Zeit gilt das Holz als Baustoff, dessen Vorzüge für die Gründung der Kajen von keinem anderen erreicht werden, solange nicht der Bohrwurm, die Bohrmuschel und andere Schädlinge seine Verwendung ausschließen. Neben seiner Eigenschaft, unter Wasser fast unbegrenzt haltbar zu sein, kann es, ohne in seiner Struktur Schaden zu erleiden, kleine Mauerbewegungen aufnehmen, wie sie bei Kajen auf weichem Untergrund kaum zu umgehen sind.

Mit der Zunahme der freien Höhen wuchsen entsprechend die Längen und Stärken der Pfähle und Spundbohlen. Während Pfähle bis zu 40 cm Durchm. und bis zu 23 m Länge in größeren Mengen noch zu beschaffen sind, ist die Stärke von Spundbohlen bei 28 bis 30 cm bei größeren Längen begrenzt. An Stelle der hölzernen Spundbohlen treten in Deutschland in den letzten Jahren mehr und mehr die eisernen Larssenspundbohlen, die in immer größeren Längen und Profilstärken gewalzt und durch Verwendung von hochwertigerem Baustahl und von Kupferzusatz gegen die Rostgefahr auch den weiter wachsenden Anforderungen gerecht werden.¹⁾

Zu der Verwendung von Eisenbetonspundbohlen und -pfählen, die das Holz zu verdrängen suchen, ist in Deutschland eine einheitliche Stellungnahme der einschlägigen Kreise noch nicht erreicht. Hinzu kommt, daß in Deutschland gegenüber Holland bei den derzeitigen Zementpreisen sich der Holzpfahl billiger stellt als der Eisenbetonpfahl.

Ist der Eisenbeton für die Pfahlgründung vorerst noch ein strittiger Baustoff, so ist er für den oberen Teil der Kajemauer unbedingt der gegebene, zumal der Gußbeton es ermöglicht, die schädlichen Arbeitsfugen im

Vgl. „Bautechn.“ 1929, Heft 6, S. 81; Heft 17, S. 252.

Bauwerk auf ein Mindestmaß zu beschränken. Daß bei den heutigen Abmessungen von Höhe und Breite der Mauerkörper und bei der Notwendigkeit, die Querschnitte biegungsicher auszubilden, kein anderer Baustoff in Frage kommt, läßt ohne weitere Ausführungen Abb. 4 erkennen, die den Schnitt einer holländischen Kaje zeigt.

Wenn bei dem schnellen Anwachsen der freien Höhen von Kajemauern hin und wieder Mißerfolge zu verzeichnen gewesen sind, so lag es an der unzureichenden Kenntnis des Untergrundes hinsichtlich seiner statischen Wertigkeit und des Verlaufes der statischen Kräfte in den Kajemauern.

Erst nachdem man durch Rutschungen von Kajemauern und Geländeinschnitten erkannt hat, daß bei schlechtem Untergrund auch bei hohen Kajemauern ähnlich wie bei tiefen Geländeeinschnitten ein Aufbruch des Untergrundes eintreten kann, sucht man durch Bohrungen und Bodenuntersuchungen Aufbau und Wertigkeit des Untergrundes eingehend zu erforschen und vermag außerdem durch weiter ausgebaute Rechnungsweisen die Sicherheit entworfenen Kajen eingehender als bisher nachzuweisen.

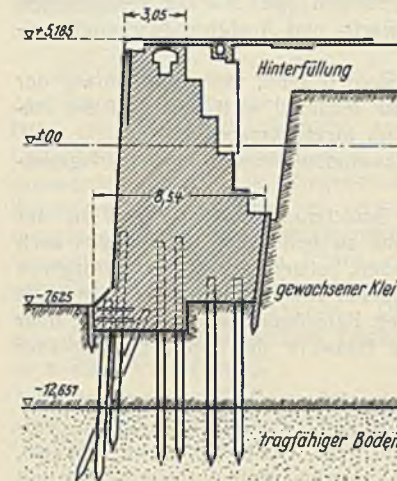


Abb. 5.

Die verschiedenen Kaje-konstruktionen.

Die Kajen können entweder unmittelbar auf der tragfähigen Schicht oder auf hohem Pfahlrost gegründet werden. Die sehr selten angewandte Bauweise des tiefen Pfahlrostes ist als Abart jener Gründung zu bezeichnen, da sie zumeist nur angewendet ist, wenn die tragfähige Schicht in unerwarteter Tiefe lag (England, vgl. Abb. 5).

1. Unmittelbar gegründete Kajen. Derartige Kajen werden mit Hilfe der Kanal- (wie z. B. in England, Abb. 6), Druckluft-, Senkkasten- oder Brunnenbauweise unmittelbar auf der tragfähigen Schicht errichtet. Sie kommen nur dort in Frage, wo die tragfähige Schicht in wirtschaftlich erreichbarer Tiefe liegt und genügend mächtig ist, um einen starken Wechsel der Belastung vor und hinter der Mauerflucht zuzulassen. Sonst wird diese bei ungünstigem Untergrund unwirtschaftlich, da die Fundamentunterfläche eine die Ausführung erschwerende Breite erhalten muß. Ob wir trotzdem nicht zu der Bauart der unmittelbar gegründeten Kajen übergehen müssen, muß die Erfahrung bei den mehr als 20 m hohen Kajen auf stehendem Pfahlrost zeigen, wenn die Rostplatte nicht tief genug gelegt werden kann.

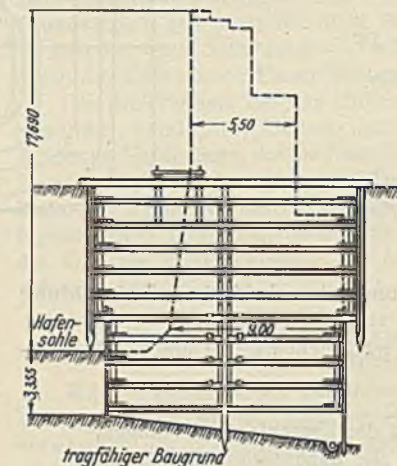


Abb. 6.

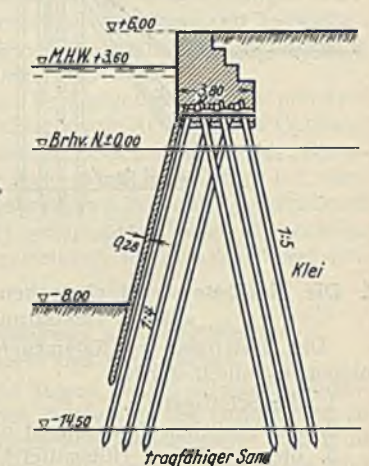


Abb. 7.

2. Kajen auf hohem Pfahlrost. Für die im Senkungsgebiet der deutschen Nordseeküste vorliegenden Untergrundverhältnisse kommt bislang nur die Pfahlrostgründung in Frage.

Mehrere Menschenalter hindurch hat die reine Bockpfahlkonstruktion mit verzimmertem und verhältnismäßig schmalen Pfahlrost wertvolle Dienste geleistet.

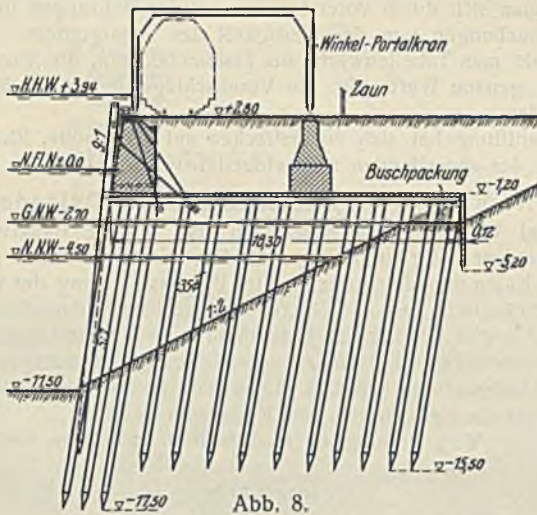
Die Grenze dieser wirtschaftlich wohl nicht so leicht zu übertreffenden Kajemauer (Abb. 7), die auch wiederholt Vorwärtsbewegungen bis zu 30 cm ohne Schaden auszuhalten vermochte, liegt für ungünstigen Untergrund bei etwa 15 m freier Höhe, da alsdann die angreifenden Kräfte derart wachsen, daß durch die sehr zusammengedrängten Druckpfähle mangelhafter Baugrund stark überlastet werden kann. Eine Standsicherheit der

Mauer ist in solchem Falle nur durch Verbreiterung der Gründung zu erreichen.

Die Wirtschaftlichkeit der Bockkonstruktion beruht auf der geringen Breite des Mauerkörpers, der daher sehr billig herzustellen ist, und allerdings auf dem Verzicht einer senkrechten Uferbegrenzung. Die hierdurch erzielten Ersparnisse überwiegen bei weitem die Mehraufwendungen für die an und für sich unwirtschaftlichen zahlreichen Zugpfähle und die notwendige Verzimderung des Pfahlrostes. Ein Nachteil für den Verkehr sind die vor die Flucht des Mauerkörpers vorschließenden Druckpfähle und Spundwände.

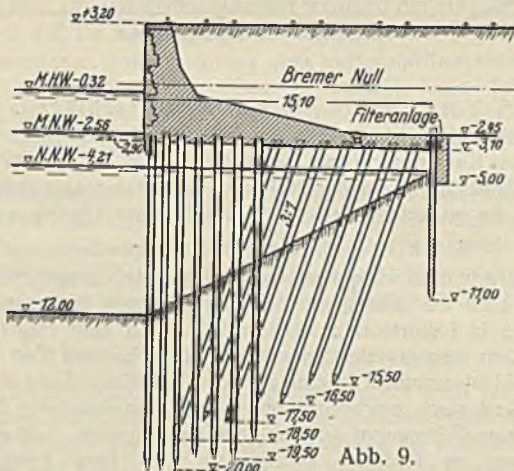
Die wirtschaftlich günstigste Form „des Pfahlrostes“ stellen die unter größtmöglicher Neigung, d. h. unter 3:1 gerammten Druckpfähle dar. Die waagerechte Belastung aus Erd- und Wasserdruck wird durch die waagerechte Komponente der Pfahlkräfte des schrägen Druckpfahlfundamentes (höchstens $\frac{1}{3}$ der senkrechten Belastung) aufgenommen.

Dieser Pfahlrost bedingt demnach eine ausreichende senkrechte Belastung, hat aber den Vorteil, daß der Untergrund auf Rostplattenbreite annähernd gleichmäßig belastet wird (Abb. 8).



Gegen seine allgemeine Anwendung sprechen indes die vorschließenden Pfähle, die durch breite Fender oder Streichpfähle geschützt werden müßten, wodurch unter Umständen Umschlageneinrichtungen und Unterhaltung verteuert werden können. Die Mauer ist daher für den Verkehr nicht immer als wirtschaftlich günstigste anzusprechen.

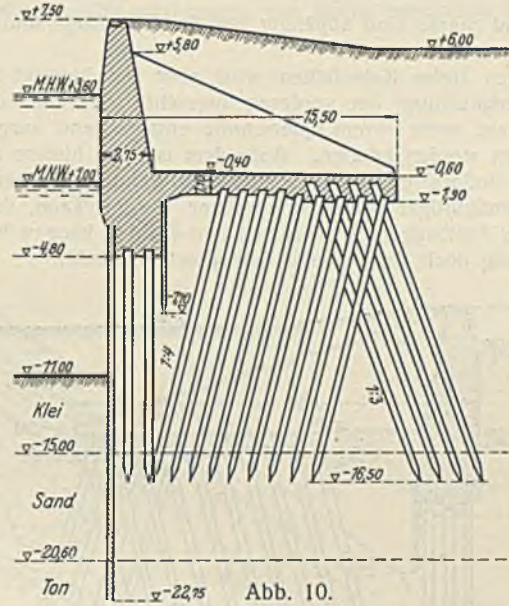
Die lotrechte Rammung der vordersten Druckpfahlreihen verknüpfte mit dem Vorteil der lotrechten Uferbegrenzung gleichzeitig jedoch den Nachteil der Verteuerung der Mauern. Da die auf den vorderen lotrechten Pfählen ruhende lotrechte Belastung zur Aufnahme von waagerechten Kräften nicht ausgenutzt werden kann, muß das Pfahlfundament und damit der Mauerkörper verbreitert werden. Eine derartige, in Bremen erbaute Kaje dieser Form zeigt Abb. 9.



Um bei sehr großen Höhen und ungünstigen Bodenverhältnissen die Breite der Kajemauern in wirtschaftlichen Grenzen zu halten, werden Zugpfähle, deren günstigste Lage im hinteren Teil der Rostplatte liegt, angeordnet. Vorbedingung für ihre Verwendung ist alsdann die biegungs-sichere Ausbildung des Mauerkörpers, die wirtschaftlich nur mit der Eisenbetonbauweise zu erzielen ist (Abb. 10).

Allgemein hängt die Frage, ob nur Druckpfähle oder Druck- und Zugpfähle gerammt werden sollen, von dem Untergrund, der Breite und Tiefenlage der Rostplatte ab. Diese wiederum ist abhängig von:

- 1) den Wasserstandsverhältnissen und dem Bauvorgang (Trocken- oder Tidebetrieb),
- 2) der Tragfähigkeit der Pfähle und der Belastungsmöglichkeit des Untergrundes,
- 3) der Beschaffenheit des Untergrundes (waagerechter Schub!).

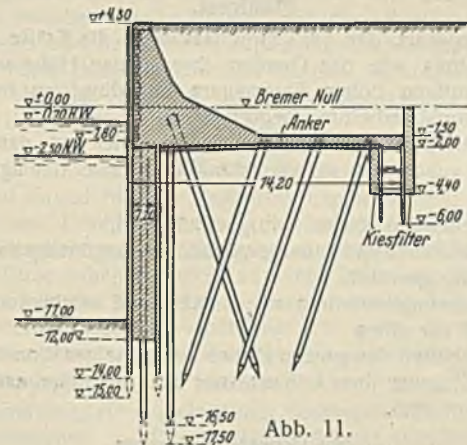


3. Die Einzelteile des Pfahlrostes. Die Neigung der Zug- und Druckpfähle ist — abgesehen von rammtechnischen Beschränkungen — allein abhängig von der Reibungsfestigkeit des Untergrundes. Die stärkste Neigung der Druckpfähle ist im allgemeinen die wirtschaftlichste.

Niemals sollte man die Dichtigkeit des Pfahlrostes übertreiben, wie es bei der Bockkonstruktion häufig geschehen ist. Man hat stets zu bedenken, daß die Pfahlkosten nicht durch die Spitze allein, sondern bei bindigen Bodenschichten durch die Mantelreibung auf den Untergrund abgegeben werden, und daß daher die Lastlinien der Pfähle sich nicht zu stark überschneiden sollten. Vor allem aber nimmt der Bodendruck unter zusammengedrängten Pfahlsitzen so stark zu, daß die Gefahr eines Grundbruches wächst. Lassen es die örtlichen Verhältnisse nur irgend zu, so ist einem weiten Pfahlabstand längs und quer zur Mauerflucht stets der Vorzug zu geben. Die viel erwähnte Bodenverdichtung durch eingerammte Pfähle ist bei dem alluvialen Klei zum mindesten als recht zweifelhaft anzusehen, da sich diese Bodenart fast um die eingebrachte Pfahlmenge auframmt.

Im übrigen hängt die Stellung der Pfähle wesentlich von den Ergebnissen der statischen Berechnung ab. „Wirtschaftlich ist der Pfahlrost, bei dem die Pfähle und damit der Untergrund möglichst gleichmäßig belastet werden“.

Wie tief die Pfähle und die Spundwand in den Untergrund einzutreiben sind, hängt ab von



- 1) der Höhenlage der Hafensohle,
- 2) der Tragfähigkeit des Untergrundes,
- 3) der Möglichkeit, die Rammteile unbeschädigt so tief einrammen zu können, und
- 4) gegebenenfalls der erforderlichen Sicherung gegen Grundbruch und Gleiten.

Von wesentlichem Einfluß auf die Kosten der Mauer ist unter Umständen auch die Lage der Spundwand. Sie kann praktisch nur vorn oder hinten angeordnet werden.

Eine hintere Spundwand hat bei gleichfalls im hinteren Teil der Mauer vorhandenen Zugpfählen den Nachteil, daß entweder diese (nach Hamburger Art) lotrecht zu stellen sind oder aber die Spundwand selbst auch unter stärkerer Neigung zu rammen ist. Vorteilhaft ist aber ihre geringe freie Länge, ihre dadurch bedingte geringe Stärke und die geschützte Lage.

Länge und Stärke sind abhängig von der Tiefenlage und Breite des Pfahlrostes.

Bei großen freien Kajenhöhen wird aber bei hinterer Spundwand die Knickbeanspruchung der vorderen ungeschützten Pfähle derart groß, daß diese nicht mehr ihrem Querschnitt entsprechend ausgenutzt und daher vermehrt werden müssen. Außerdem ist eine hintere Spundwand bei bindigen Bodenarten nur zu empfehlen, wenn die Mauer im freien Wasser auf endgültiger Sohlenlage gebaut werden kann, da sonst der Boden bei der Freibaggerung zwischen den Pfählen hängen bleiben und diese unzulässig hoch auf Biegung beansprucht würde.

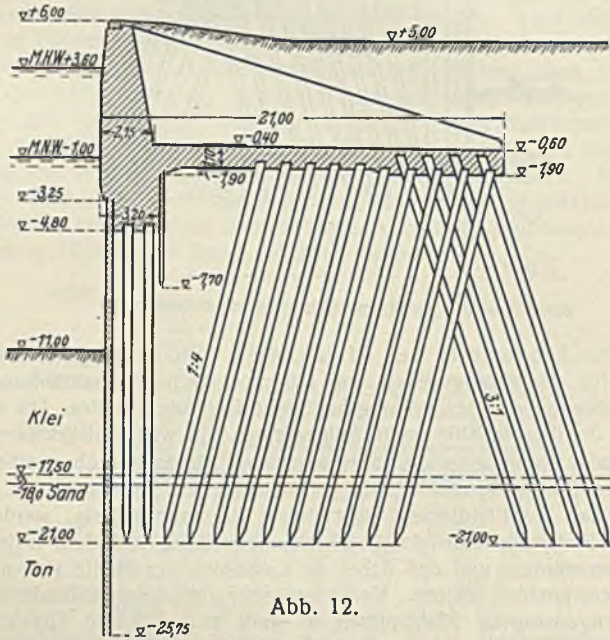


Abb. 12.

Durch die vorn angeordnete Spundwand wird nicht allein die Knickgefahr für die Pfähle verringert, sondern der Bodenkörper zwischen den Pfählen kann auch zur Aufnahme des waagerechten Schubes ausgenutzt werden. Verteuernd wirkt die große freie Länge der Spundwand. Sie kann jedoch durch Herunterziehen des Betonmauerwerks, als sogenannte Schürze, erheblich verringert werden (Abb. 11 u. 12).

Die gegen Beschädigungen verhältnismäßig ungeschützte Lage läßt sich durch Vorziehen des Mauerkörpers über die Spundwand hinaus annähernd beseitigen (vgl. Abb. 10 bis 12).

II. Die Entwurfsbearbeitung von Kajemauern auf hohem Pfahlrost.

In der Erkenntnis, daß bei Uferbefestigungen die Kräfte annähernd in gleichem Verhältnis wie das Quadrat ihrer freien Höhe wachsen, liegt die für die heutigen hohen Kajemauern unbedingt zu fordernde eingehendste Entwurfsbearbeitung begründet.

Als wirtschaftlich entworfen kann eine Kaje erst dann bezeichnet werden, wenn außer der selbstverständlichen zweckmäßigen baulichen Durchbildung

1. die angreifenden Kräfte richtig erfaßt sind,
2. die gewöhnlichen und außergewöhnlichen (ungünstigsten) Belastungsfälle richtig gewählt,
3. die Berechnungsverfahren zweckmäßig und erschöpfend angewandt sind, und vor allem
4. die Sicherheiten des ganzen Bauwerks und seiner Einzelteile — unter Berücksichtigung ihrer Lebensdauer u. a. — weitgehend aufeinander abgestimmt sind.

a) Die Voruntersuchungen.

1. Erfahrungen mit bereits vorhandenen Kaje.

Vor dem Entwurf einer neuen Kaje hat man sich zunächst darüber Klarheit zu verschaffen, welche Querschnitte den in den Hafen bereits bestehenden Kajemauern gegeben wurden, welche Gründe für die Formgebung und bauliche Durchbildung maßgebend gewesen sind, und vor allem, welche Erfahrungen mit ihnen gemacht worden sind. Haben sich Nachteile nicht herausgestellt, so ist zu untersuchen, ob die bisherige Konstruktionsart auch den an die neue Kaje zu stellenden Anforderungen entspricht.

2. Einfluß von Verkehr und Umschlag.

Zunächst ist festzustellen:

- a) für welche Schiffsgrößen bei Inbetriebnahme der Kaje die Wassertiefe zu wählen und in welchem Umfange ein Anwachsen der Schiffsabmessungen, insbesondere des Tiefganges zu berücksichtigen ist,
- b) welche Waren- oder Gütermengen auf 1 lfd. m Kaje in der Zeiteinheit umgeschlagen werden sollen, und mit welchen Belastungen der Mauer durch Krane, Verladebrücken, Lastenzüge, Halden u. dgl. zu rechnen ist,
- c) in welcher Weise die Schiffe festgemacht werden können.

Demgemäß sind die grundlegenden Abmessungen der Kaje, wie Kajenoberkante und -sohle, Auflasten, Krandruck, Trossenzug von Pollern zu wählen.

3. Überschlägliche Ermittlung der Kräfte.

Liegen aus früheren Bauausführungen her die Lage und Wertigkeit der einzelnen Bodenschichten im neuen Baugelände annähernd fest, so können diese Angaben für die überschlägliche Ermittlung der angreifenden und widerstehenden Kräfte herangezogen werden. Im anderen Falle überzeuge man sich durch vorerst einige wenige Bohrungen und Laboratoriumuntersuchungen von der Wertigkeit des Untergrundes. Auf jeden Fall vermeide man Tabellenwerte aus Taschenbüchern, die wohl für Sand hinreichend genaue Werte für die Voranschläge geben, nicht aber für bindige Böden.

Die Ermittlung hat sich zu erstrecken auf die Größe, Richtung und Angriffslage der angreifenden und widerstehenden Kräfte.

4. Nachweis der Standsicherheit des Geländes.

Während bei niedrigen Kajehöhen und gutem Baugrund dieser Nachweis weniger nötig ist, zwingen bindiger Untergrund und große freie Höhen der Kaje unbedingt dazu, unter Berücksichtigung der verschiedenen Bodenbelastung vor und hinter der späteren Mauerflucht zuerst das Gelände gegen Gleiten auf fortlaufend gekrümmter Gleitfläche nach dem Verfahren Krey-Hultin zu untersuchen (Geländefuge) (Abb. 13). Von dieser Untersuchung hängt es ab, ob das für die Bauausführung vorgesehene Gelände für den Bau der Kajemauer geeignet ist; gegebenenfalls muß eine Verschiebung in bessere Bodenschichten vorgenommen werden.

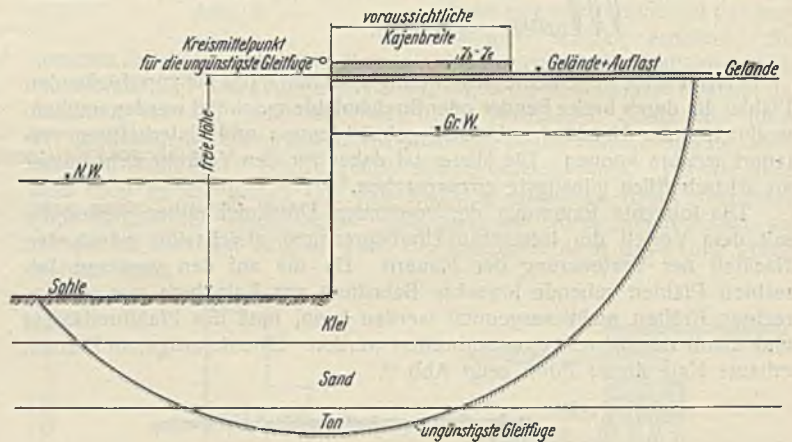


Abb. 13.

5. Vorentwürfe mit Kostenüberschlägen.

Nach roher Ermittlung der angreifenden Kräfte sind Vergleichsentwürfe nebst Kostenanschlägen aufzustellen und ist zu untersuchen, ob und welche Änderungen an der bisher an dem Hafenplatz üblichen Kajenkonstruktion die wirtschaftlich und technisch beste Lösung ergeben.

6. Untersuchung des Baugrundes.

Der Untergrund ist eingehend zu untersuchen, zumal es heute Hilfsmittel gibt, auch die Wertigkeit der verschiedenen Bodenarten auf dem Versuchswege in Laboratorien zu ermitteln. Wo kein tragfähiger Sandboden, sondern abgelagerte Sinkstoffe, wie Klei und Ton die Hauptschichten des Untergrundes bilden und der tragfähige Sand in Höhenlage und Mächtigkeit stark wechselt, muß die Bodengestaltung Entwurf und Ausführung von Kajemauern entscheidend beeinflussen. Um ausreichende Proben zutage zu fördern, sollte man aber stets genügend weite Bohrungen vorsehen und diese vor allem so tief herunterführen, daß man über sämtliche für die Standsicherheit des Bauwerks in Frage kommenden Schichten auch Aufschluß erhält.

Die wohlüberlegte, gründliche Erforschung des Untergrundes und richtige Auswertung der Untersuchungsergebnisse auf der Baustelle und im Laboratorium bilden eine der Hauptaufgaben des Ingenieurs, der hier entscheiden muß, welche Bodenwerte er für die Ermittlung der Standsicherheit der Kaje noch als vertretbar bezeichnen kann, der dabei aber nie außer acht lassen darf, daß eine zu sichere Wahl der Bodenwerte erhebliche Mehrkosten bedingt.

Zu Beginn ist ein Bohrplan (Abb. 14) unter Berücksichtigung seiner jederzeitigen zweckmäßigen Erweiterung bei häufigem Wechsel der Bodenschichtung und der Wertigkeit aufzustellen. Handelt es sich um zahlreiche Bohrungen, so sind erst Bohrungen in weiten Abständen herunterzutreiben und an den Stellen, deren Kenntnis für die Voruntersuchung notwendig ist.

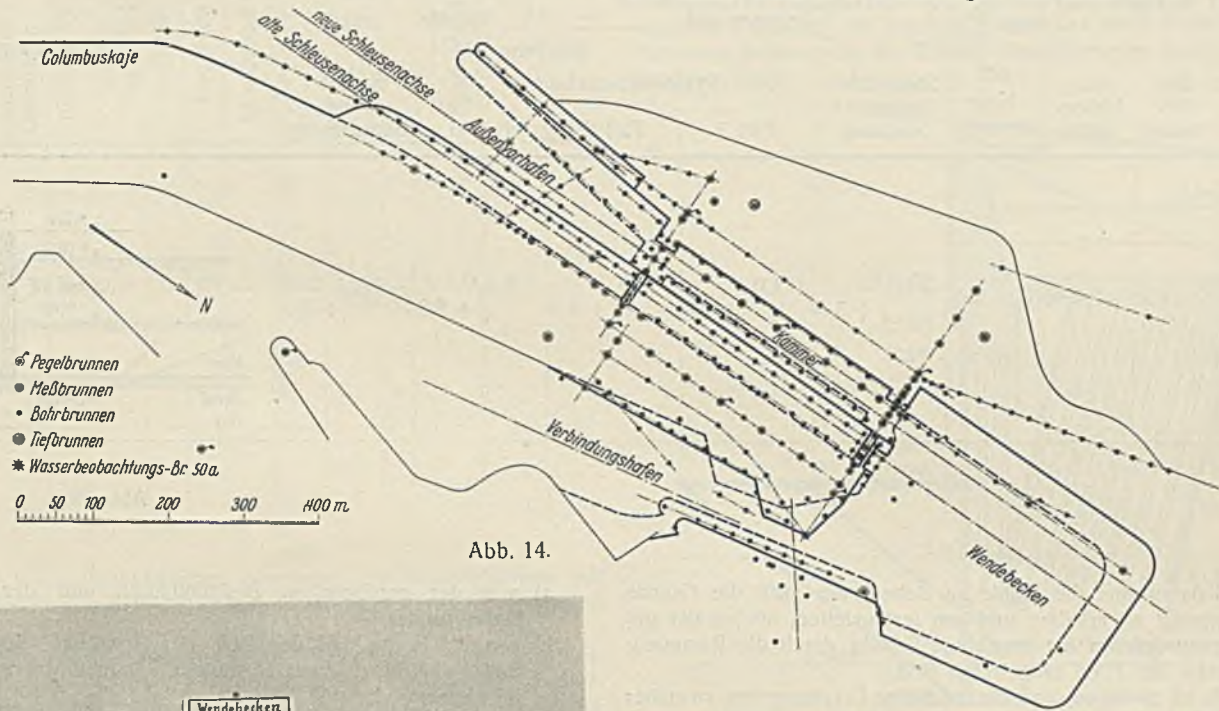


Abb. 14.

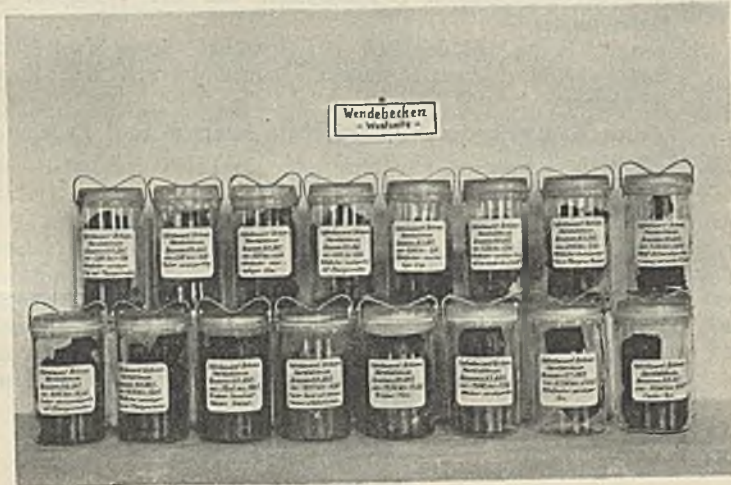


Abb. 15.

Grundsätzlich bewahre man die Bodenproben in luftdicht verschlossenen Gläsern auf (Abb. 15), um später jederzeit während der eingehenden Hauptentwurfsarbeit auf sie zurückgreifen zu können.

Die gewonnenen Bohrerergebnisse sind in Bohrbücher einzutragen und nach ihnen die Bodenschichtenpläne in verschiedenen Schnitten herzustellen. Ergeben sich hierbei Ungenauigkeiten oder Sprünge in den einzelnen Bodenschichten, so sind gegebenenfalls Zusatzbohrungen vorzunehmen.

Die Feststellung der Wertigkeit der einzelnen Bodenschichten in den Versuchsanstalten hat sich zu erstrecken auf spez. Gewicht, Raumgewicht, Wassergehalt, Schubfestigkeit, Korngrößen (Schlamm-analyse).

Die gewonnenen Werte sind in die Bodenschichtenpläne einzutragen, um ein genaues Bild über den Verlauf der Wertigkeit des Untergrundes zu erhalten.

7. Untersuchung der Wasserstände.

Mit der Untersuchung der Bodenbeschaffenheit steht die der Wasserstände vor und hinter der Mauer und die der Durchlässigkeit der einzelnen Schichten im engsten Zusammenhang. Wird das zu errichtende Bauwerk nur von Sand- und Kiesschichten umgeben, so sind die Grundwasserstände und daraus die gewöhnlichen, häufigeren wie auch außergewöhnlichen Wasserüberdrücke leicht festzustellen.

Schwieriger ist es, sich über die Wasserstandsverhältnisse Klarheit zu verschaffen, wenn das Bauwerk nicht nur von Sand und Kies, sondern auch von mehr oder weniger undurchlässigen bindigen Boden umgeben ist. Einfluß und Verhalten der Gezeiten und der unter artesischem Druck stehenden, wasserführenden Schichten aufeinander und auf die undurchlässigen Schichten sind zu untersuchen. Die Bauart der Kaje kann, wenn z. B. die Spundwand die wasserführende Schicht auf langen Strecken völlig durchschneidet, die Wasserstandsverhältnisse erheblich beeinflussen.

Die theoretischen Überlegungen sind durch praktische Beobachtungen im Baugelände zu ergänzen, zumal der Verlauf des Wasserdrucks in bindigen Boden auch heute noch nicht eingehend geklärt ist.

Eine künstliche Entwässerung der hinter der Kaje liegenden Bodenschichten sollte man grundsätzlich nur dann vornehmen, wenn man sich auf Grund ähnlicher Bauverfahren von ihrem dauernden, einwandfreien

Arbeiten überzeugt hat. Andernfalls sollte man lieber darauf verzichten und den höheren Wasserdruck in Rechnung setzen.

8. Festlegung der Belastungsfälle.

Auf Grund der vorherigen Untersuchungen sind dann die verschiedenen Belastungsfälle zur Berechnung der Kajemauern festzulegen.

Nicht allein der ungünstigste Fall, sondern vor allem auch die gewöhnlichen und häufiger auftretenden Belastungen sind zu berücksichtigen, um den Wechsel des Kräftespiels in den einzelnen Konstruktionsteilen einwandfrei ermitteln zu können.

9. Sonstige Untersuchungen.

Hand in Hand mit den Untersuchungen der Bodenschichtung, der Bodenwertigkeit und der Wasserstandsverhältnisse muß die chemische Untersuchung gehen, um festzustellen, ob Flußwasser, Grundwasser und die verschiedenen Bodenschichten die zu verwendenden Baustoffe angreifen können. Auch hierbei sollte man sich stets von der Frage der Wirtschaftlichkeit leiten lassen und den Baustoff wählen, dessen Eignung eine langjährige örtliche Verwendung bewiesen hat. Ergeben die Untersuchungen an bestehenden Bauwerken, daß die schädlichen Bestandteile des Untergrundes oder des Wassers Zerstörungerscheinungen am Baustoff, wie sie z. B. beim Beton vorkommen können, hervorgerufen haben, so ist zu prüfen, ob diese nicht auf zu geringen Zementgehalt und zu hohe Porosität des Betons zurückzuführen sind.

10. Praktische Versuche.

Liegen auf Grund früherer Bauausführungen bei den gleichen Untergrundverhältnissen Erfahrungen über die Rammfähigkeit und Belastung des Untergrundes nicht vor, so sind Proberammungen und Probelastungen anzuordnen. Diese haben sich nicht auf einen Pfahl zu erstrecken, sondern sind möglichst auf eine Gruppe von zusammenstehenden Pfählen auszu-dehnen, um einmal ähnliche Verhältnisse wie später im Pfahlrost zu erhalten und um andererseits verschieden tief gerammte Pfähle zu untersuchen.

Bei der Proberammung ist festzustellen:

- a) die Rammfähigkeit der einzelnen Bodenschichten,
- b) die Eindringung in die tragfähige Schicht (Sandsteckpfahl, Pfahl etwa 1 m tief in die Sandschicht eingerammt, Pfahl bis zum Festwerden in die Sandschicht eingerammt).

Vorher ist das Bärge- wicht festzustellen und die Schlaghöhe festzulegen und grundsätzlich in Hitzen zu gleichen Schlägen zu rammen. Die Ramm- ergebnisse sind graphisch aufzutragen.

Diese verschieden tief eingerammten Pfähle sind unter wechselnder Belastung und Zeitdauer, gegebenenfalls bis zu 8 Tagen und länger zu belasten und zu entlasten, um die Grenze der Tragfähigkeit des Untergrundes und das Maß der elastischen Formänderung des Baustoffes und des Untergrundes festzustellen.

Baustelle:

Zusammenstellung der und

Berechnungsgrundlagen

Lfd. Nr.	Kaje	Höhenlage bezogen auf		Auflast auf hinter der Kaje t/m^2	Angenommener Wasserspiegel vor und hinter der Kaje bezogen auf				Spundwandberechnung
		des Geländes	der Hafensohle		Stand- sicher- heitsunter- suchung	für die			
						Fall 1	Fall 2	Fall 3	
1	Beispiel: Verbindungs- hafen West	+ 6,00	- 10,00	3,0 5,0	+ 1,0 / + 3,5	+ 1,0 / + 3,5	+ 2,0 / + 3,5	+ 2,0 / + 2,0	+ 1,0 / + 3,5

Kajenquerschnitt

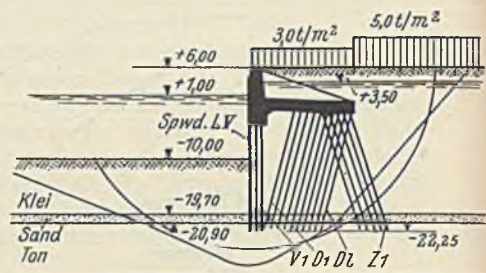


Abb. 19.

Im Anschluß daran sind die Pfähle zu ziehen, um auch die Grenze der Zugbeanspruchung zu erhalten und um festzustellen, ob bei der gewählten Eindringungstiefe in die tragfähige Schicht durch die Rammung Stauchungsmerkmale am Pfahl eingetreten sind.

Grundsätzlich ist zu sagen, daß die zulässige Belastung um so näher an die ermittelte Tragfähigkeit der Pfähle heranreichen kann, je genauer die Kenntnis des Untergrundes, je umfangreicher die Probelastungen und je einwandfreier die Ermittlung der rechnermäßigen Pfahllasten sind.

Auf Grund der chemischen Untersuchung des Wassers und des Bodens ist das zweckmäßigste Betonmischungsverhältnis festzulegen.

11. Zulässige Beanspruchungen und Sicherheiten.

Von größter Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit der Gesamtkonstruktion ist die Wahl der zulässigen Beanspruchungen und Sicherheiten.

Wenn die angreifenden Kräfte so zutreffend wie möglich erfaßt sind oder in Zweifelsfällen ungünstigere Belastungsannahmen gemacht werden mußten, so kann man sich für den ungünstigsten Belastungsfall mit knappen Sicherheiten gegen Gleiten begnügen und hohe Beanspruchungen der Baustoffe zulassen, sobald es sich bei den Belastungen um ruhende oder aber um nur allmählich sich ändernde handelt. Erheblich vorsichtiger sollte man jedoch bei schlechten Untergrundverhältnissen verfahren, wenn bewegliche Belastungen, Straßen- und Eisenbahnverkehr in der Nähe der Einflußzone der Kajen oder in deren Nähe liegen, da Schwingungen im Untergrunde des öfteren schon Bauwerke gefährdet haben und ihr Einfluß rechnerisch noch nicht einwandfrei erfaßt werden kann.

Für die Einzelteile sind die zulässigen Beanspruchungen so zu wählen, daß bei Berücksichtigung verschiedener Lebensdauer die Sicherheiten möglichst gleichmäßig sind.

b) Die Hauptuntersuchungen.

1. Die endgültige Wahl von Querschnittsform und Baustoffen.

Nach Abschluß der Voruntersuchungen ist zunächst zu prüfen, ob der anfänglich gewählte Querschnitt auch die technisch einwandfreieste und zugleich wirtschaftlich günstigste Form darstellt, die den endgültigen Berechnungen zugrunde zu legen ist.

Die Wahl der Baustoffe ist endgültig festzulegen.

Bei sehr schlechten Untergrundverhältnissen ist noch zu untersuchen, ob durch eine andere Anordnung oder Verlegung an eine andere Stelle die Gesamtanlage billiger ausgeführt werden kann.

2. Nachweis der Standsicherheit des gesamten Bauwerks.

Ist in der Voruntersuchung der Nachweis der Standsicherheit des Geländes gelungen, so ist nach Festlegung des endgültigen Querschnittes, der Berechnungsgrundlagen und -annahmen nunmehr die Standsicherheit des gesamten Bauwerks nachzuweisen.

Bei den gegebenen angreifenden Kräften hängt die Standsicherheit einer Kaje ab:

- a) von der geologischen Beschaffenheit und der Wertigkeit des Untergrundes,
- b) von der Breite und der Tiefe der Gründung, deren Wahl letzten Endes bauliche Zweckmäßigkeit, Durchführbarkeit und Kosten bestimmen.

Für den Nachweis der Standsicherheit kommen zwei Hauptuntersuchungsweisen in Frage:

- a) Gleiten auf ebener, gebrochener Fläche,
- b) Gleiten auf fortlaufend gekrümmter Fläche.

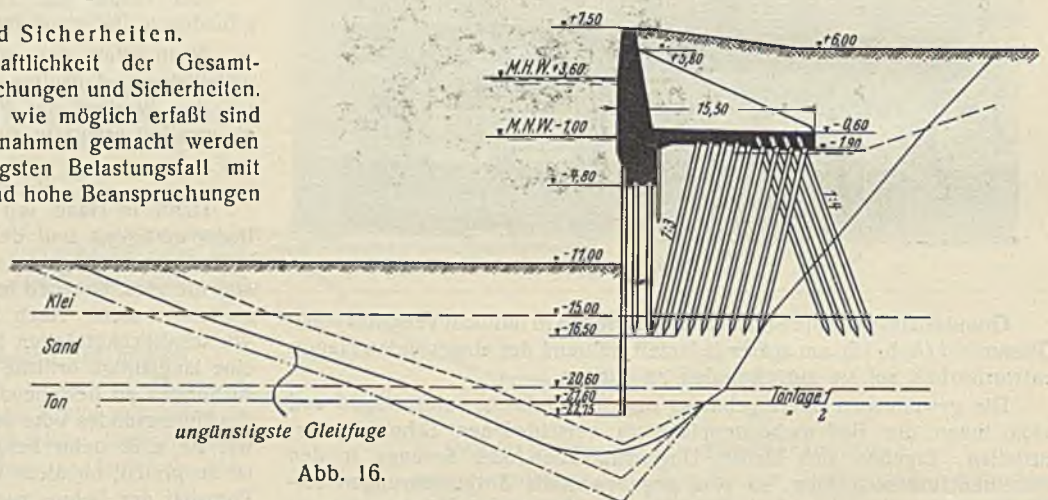


Abb. 16.

Wenn auch rein gefühlsmäßig die unter b) genannte Fuge wahrscheinlicher ist, scheinen nach den bei Bodenbewegungen gemachten Beobachtungen mit gewissen Einschränkungen auch Gleitflächen bei stark wechselnder Bodenschichtung und -wertigkeit möglich zu sein, deren Form zwischen der ebenen, gebrochenen und der fortlaufend gekrümmten, kreisförmigen Fläche schwankt. Nach dem heutigen Stande der Erddruckforschung empfiehlt es sich daher, bei zerrissenen Untergrundverhältnissen einen entsprechenden Sicherheitsnachweis für die beiden Grenzfälle zu führen.

a) Gleiten auf ebener, gebrochener Fläche. Solange es noch keine eindeutigen Wege zur Ermittlung der Spannungsverteilung im Erdreich besonders bei größerer Tiefe gibt, muß zur Berechnung das Coulombsche Verfahren angewendet werden, bei dem das Auftreten ebener Gleitflächen vorausgesetzt ist. Die ungünstigste Fuge ist die, für die das Verhältnis der waagerechten Teilkraft der passiven Kräfte zu der der aktiven Kräfte ein Kleinstwert wird.

Die Winkel der Gleitfugen sind bei ebenem Bezugs Gelände für die passive Seite und für den aktiven Erddruck bis zu den Pfahlspitzen herunter leicht zu bestimmen.

Schwierigkeiten bietet lediglich die Bestimmung der Lage der ungünstigsten Fuge unter dem Pfahlrost (Abb. 16).

Berechnungsergebnisse.

Breite der Rostplatte	Jochabstand	Untersucht wurde Block	Gleit- sicherheit bei		Je Joch stehen			Spundwand-Profil	Hochst- beanspruchung			An- merkung	
			ebener Gleitfläche	gekrümmer Gleitfläche	senkrechte Pfähle	schräge Druckpfähle	Zugpfähle		insgesamt	V1	D1 DI		ZI
m	m									1/Pfahl	t/cm ²		
18,00	1,68	2	1,28	1,14	3	10	5	18	LV	33,3	44,1 37,6	25,8	1,6

Wegen der vielen Unbekannten, besonders bei Bodenschichten mit stark wechselnder Schubfestigkeit, ist man fast nur auf Versuchsrechnungen angewiesen.

Schneidet eine Fuge Bauwerkteile, so ist der Scher- oder Biegungswiderstand in die Berechnung mit einzusetzen. — In der Regel ist allerdings bei der dargestellten Querschnittsform der Biegungswiderstand der Zugpfähle verschwindend gering, und man kann vielfach voraussetzen, daß die Gleitflächen durch die oder unter der Spitze des hintersten Druckpfahles laufen.

Da nach den Untersuchungen von Erdrutschflächen diese an der tiefsten Stelle wohl immer gekrümmt sind und theoretische Überlegungen zu einem gleichen Ergebnis führen, kann man auch für die Gleituntersuchungen die äußerste Spitze der benachbarten Gleitfugen an ihrer tiefsten Stelle durch einen Kreisbogen ausrunden. Die Größe des Ausrundungskreises hängt jedoch von eingehenden Überlegungen und Vergleichsrechnungen ab.

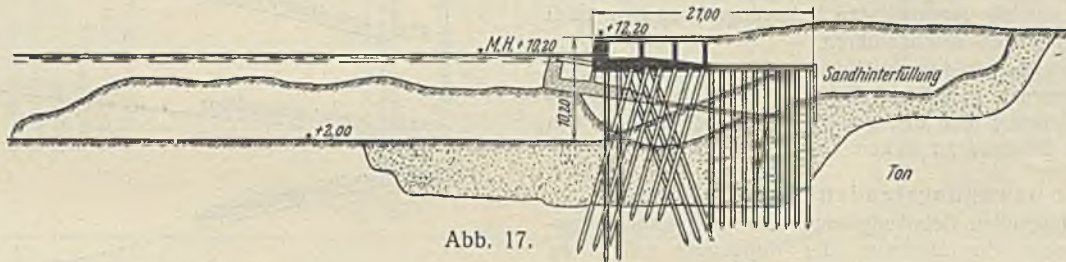


Abb. 17.

b) Gleiten auf fortlaufend gekrümmter Fläche. Die Ufermauern sind auf Abgleiten auf gekrümmter Gleitfläche, soweit bekannt, zum ersten Mal nach dem Einsturz einer längeren 10,2 m hohen und 21 m breiten Kaje im Gothenburger Hafen untersucht (Abb. 17).

Die Verfahren der Schweden hat Krey in seinem Buche „Erddruck, Erdwiderstand usw.“, 3. Aufl., S. 111 ff, beschrieben; gleichzeitig hat er dort ein einfacheres Verfahren angegeben. Leider setzt dieses aber eine einzige Bodenart voraus, und es ergeben sich daher beim Vorhandensein mehrerer Bodenschichten stark abweichender Schubfestigkeit Schwierigkeiten²⁾.

Den ungünstigsten Drehpunkt und Halbmesser schnell zu finden, gelingt auch bei diesen Untersuchungen nur bei längerer Übung.

3. Berechnung und Bemessung der Einzelteile.

Erst nachdem die Standsicherheit des gewählten Querschnitts nachgewiesen oder dieser ausreichend verbreitert und vertieft ist, kann an die Berechnung der Einzelteile herangegangen werden.

a) Die Spundwand und ihre Verankerung: Die Spundwand ist, zumal sie vorne angeordnet wird, für sämtliche, besonders aber die ungünstigste, Belastungen zu berechnen, da sie einen der wichtigsten

²⁾ Anmerkung: Wie diese gelöst werden können, darüber wird in der Veröffentlichung über die Nordschleusenanlage eingehend berichtet werden.

Teile der Kaje darstellt. Ihre Zerstörung zieht bei hohen Mauern zumeist den Biegungsbruch des Pfahlrostes und damit den Zusammenbruch der ganzen Mauer nach sich. Gleich wichtig ist daher auch die Spundwandverankerung.

Da die auf die Spundwand wirkenden waagerechten Kräfte auch heute noch nicht einwandfrei ermittelt werden können, hat man wiederum verschiedene Vergleichsrechnungen zu führen. Bei hinteren Spundwänden kann die Erhöhung des passiven Erddruckes durch Bodenverdichtung oder vermehrte Reibung an den Pfählen des Pfahlrostes in die Berechnung eingesetzt werden.

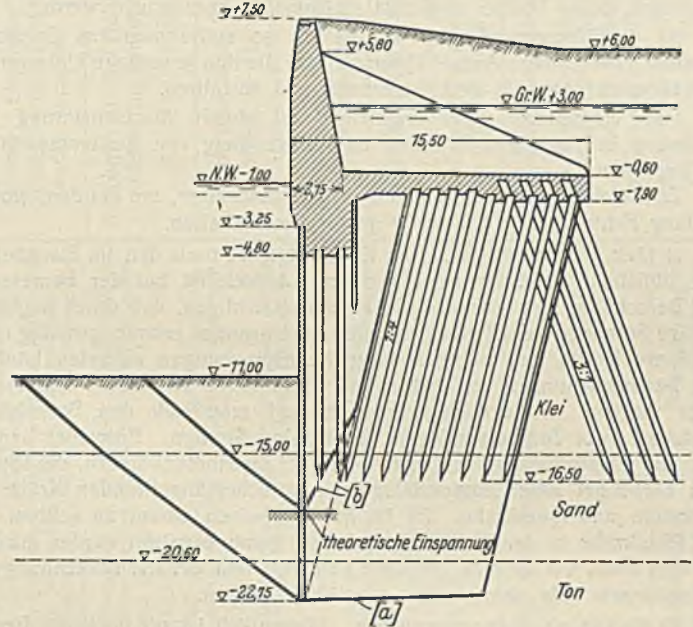


Abb. 18.

Bei vorderen Spundwänden ist entweder der auf die Gesamtkonstruktion wirkende Erddruck anzusetzen und von diesem die Reibungskräfte des zwischen Spundwand und letztem Druckpfahl liegenden Erdkörpers mit oder ohne Verbundwirkung des Pfahlrostes in Abzug zu bringen (vgl. Abb. 18a) oder aber der auf die Spundwand infolge von erzwungenen Gleitflächen unmittelbar wirkende Erddruck zu ermitteln (vgl. Abb. 18b).

Da ferner bei schlechten Baugrundverhältnissen die Kaje größere

Bewegungen während des Bauvorganges und nach der Baggerung, solange der Boden noch nicht zur Ruhe gekommen ist, durchmachen können, werden unter Umständen die Kräfte infolge der Bewegung größeren Umfang annehmen können als die auftretenden Erd- und Wasserdrücke.

Die Verankerung ist diesen Vergleichsrechnungen entsprechend durchzuführen.

Im einzelnen haben sich die Berechnungen zu erstrecken auf:

1. Ermittlung der Rammtiefe und der Einspannstelle der Spundwand im Untergrund auf Grund verschiedener Annahmen.
2. Ermittlung der Beanspruchung der Spundwand. Diese ist in hohem Maße von der richtigen Annahme der Einspannstelle abhängig. Unter Umständen haben auch hier Vergleichsrechnungen einzusetzen.
3. Ermittlung der Durchbiegung der Spundwand. Von dem Maß ihrer Durchbiegung hängt in vielen Fällen bei bindigen Böden auch die Durchbiegung des Pfahlrostes ab.
4. Berechnung und gute bauliche Durchbildung der Verankerung. Bei verschiedenen Baustoffen für Pfähle und Spundwand ist auf gute Verschieblichkeit der Spundwand oder der Anker während des Bauvorganges Obacht zu geben, da sonst erhebliche Nebenspannungen auftreten.

Die Zerstörung der Verankerung zieht gegebenenfalls bei vorderer Spundwand den Zusammenbruch der gesamten Mauer nach sich.

b) Der Pfahlrost. Die frühere Berechnungsart, nach der man die Unterfläche des Beton- oder Mauerkörpers als Fuge betrachtete, für diese Art von Stützmauerberechnungen das Spannungsdiagramm zeichnete und dazu, dem Pfahlabstand entsprechend, die Pfahlbelastungen ermittelte, muß heute, besonders bei breiter Rostplatte, als ungenügend, ja fehlerhaft bezeichnet werden. Es kommt daher nur eine die Formänderungen der Pfähle berücksichtigende Berechnung in Frage, wie sie z. B. von Ostfeld in B. u. E. 1922 und neuerdings von Nöckentved in seinem Buche „Berechnung von Pfahlrosten“ eingehend beschrieben sind.

Wie schon erwähnt, muß es Ziel der Berechnungen sein, Pfahlroste zu finden, deren Pfähle möglichst gleichmäßig beansprucht werden.

Ist der Untergrund stark wechselnd, so sollte man aus Ersparnisgründen eine größere Anzahl Querschnitte, die den jeweiligen Untergrundverhältnissen angepaßt sind, berechnen und ausführen.

Der vermehrten Rechnerarbeit ist durch Mechanisierung der Rechnung in Form von Tabellen und Anwendung von Rechenmaschinen zu begegnen.

Zahlreiche Kontrollrechnungen sind einzuschalten, um bei dem großen Umfang Fehlerquellen frühzeitig genug auszuschalten.

c) Der Betonkörper. Der Eisenbeton ist nach den im Eisenbetonbau üblichen Verfahren zu berechnen. Jedoch ist bei der Bemessung und Berechnung der Querschnitte zu berücksichtigen, daß durch ungleichmäßige Setzungen der Pfähle und des Untergrundes rechnungsmäßig nicht erfassbare Kräfte und unregelmäßige Beanspruchungen auftreten können. Die Beanspruchungen von Beton und Eisen sollte man daher niemals zu hoch wählen. Zweckmäßigerweise zerlegt man sich den Betonkörper zwischen zwei Temperaturfugen in einzelne Streifen. Entweder benutzt man die Pfahlreihen als Auflager oder, bei Eisenbetonkörpern, die Rippen und berechnet unter Zugrundelegung sämtlicher angreifenden Kräfte die Momente und Querkräfte. Es ist hierbei jedoch darauf zu achten, daß die Pfahlkräfte in der Pfahlrostberechnung genau ermittelt werden müssen, da sich sonst die an sich geringen Fehlerquellen bei der Berechnung des Betonkörpers sehr unangenehm auswirken können.

d) Sonstige Berechnungen. Wesentlich ist oft noch die Ermittlung der Durchbiegung von Pfahlrost und Spundwand. Wenn auch das Zusammenwirken von Spundwand und Pfählen mit oder ohne dazwischenliegendem Erdreich bei Beanspruchung des gesamten Rostes auf Biegung noch nicht genügend geklärt ist, so kann angenommen werden, daß die Pfähle sich zumindest nicht stärker durchbiegen werden als die Spundwand. Es kann so aus der Durchbiegung der Spundwand auf die Biegebeanspruchung der Pfähle geschlossen werden.

e) Ermittlung des Kräftespiels in den einzelnen Bauwerkteilen. Um festzustellen, welchen Verlauf die Kräfte in den einzelnen Bauwerkteilen (Pfahlrost, Spundwand, Eisenbetonkörper) nehmen, sind die Berechnungen nicht nur für die ungünstigsten Belastungen, sondern auch für die normalen und günstigen durchzuführen.

Besonders bei schwierigen Bodenverhältnissen ist es zweckmäßig, zu wissen, in welchen Grenzen z. B. sich die Kräfte in den Zug- und Druckpfählen bewegen, um daraus auf die genügende Standsicherheit des Untergrundes wiederum Schlüsse zu ziehen.

4. Ermittlung der Bewegungstendenz der Kajemauern.

Auf Grund der vorliegenden Belastungsannahmen und Berechnungsergebnisse ist dann noch der Drehsinn der Kajemauer unter den verschiedenen Belastungsfällen festzustellen.

5. Zusammenstellung der Berechnungsgrundlagen und der Berechnungsergebnisse.

Um sich nach Fertigstellung der Berechnungen ein einwandfreies Bild über das Ergebnis machen zu können, empfiehlt es sich grundsätzlich immer, die Berechnungsgrundlagen und Berechnungsergebnisse in Tabellenform übersichtlich zusammenzufassen, da auf diese Weise gegebenenfalls Unstimmigkeiten noch am schnellsten und sichersten auffallen und damit bei weiteren Berechnungen auf sie am zweckmäßigsten zurückgegriffen wird (Abb. 19).

Treten während der Bauausführung oder nach der Fertigstellung Bewegungen der Kajemauer auf, die das nach vorliegenden Erfahrungen bekannte Maß überschreiten, so ist zu überlegen, ob nicht auf Grund der festgestellten Bewegungsgrößen eine Nachrechnung vorzunehmen ist, um auf diese Weise die tatsächliche Spannung in den einzelnen Bauwerkgliedern zu erfassen und damit Unterlagen für spätere Entwurfsbearbeitung zu schaffen.

III. Die Überwachung der Bauausführung hinsichtlich der Übereinstimmung mit der Entwurfsbearbeitung.

Es ist unbedingt notwendig, daß nicht nur bei der Entwurfsbearbeitung die zweckmäßigste Bauausführung berücksichtigt wird, sondern daß während der Bauausführung auch eine Kontrolle hinsichtlich Übereinstimmung mit der Entwurfsbearbeitung dauernd vorgenommen wird.

Sie hat sich unter anderem insbesondere auf folgende Punkte zu erstrecken:

1. Kontrolle der Bohrergebnisse. Während bei den Bohrungen der Boden niemals in unberührter Form ans Tageslicht befördert werden kann, gibt der Bodenaushub der Baugruben nicht nur die Möglichkeit, die Bodenschichtung einwandfrei zu verfolgen und sich von ihrer Wertigkeit ein Bild im großen zu machen, sondern auch die Übereinstimmung mit den Bohrergebnissen festzustellen.

Wird nicht bis auf die tragfähige Schicht ausgehoben, so sind die Rammergebnisse heranzuziehen, um diese mit der Lage der tragfähigen Schicht im Bodenschichtenplan zu vergleichen.

2. Kontrolle der Tragfähigkeit des Pfahlfundaments. Die vorgesehene Tragfähigkeit der Pfähle hängt einzig und allein davon ab, daß diese einwandfrei und unbeschädigt in den Untergrund eingerammt werden. Das Personal an den Rammen ist durch Rammvorschriften, die auf Grund der Proberammung und früherer Bauausführungen unter gleichen Verhältnissen aufzustellen sind, auf ganz bestimmte Richtlinien bei der Rammung festzulegen, damit Stauchungen an den Pfählen oder zu geringe Einrammungen vermieden werden. (Bargewicht, Festlegung der Eindringung des Pfahles bei den letzten drei Hitzten und während der letzten Hitze u. a. m.).

Von dem wirklich nicht mehr zeitgemäßen Festhalten an den verschiedensten Rammformeln sollte man zugunsten einwandfreier Proberammungen und früherer Bauerfahrungen Abstand nehmen.

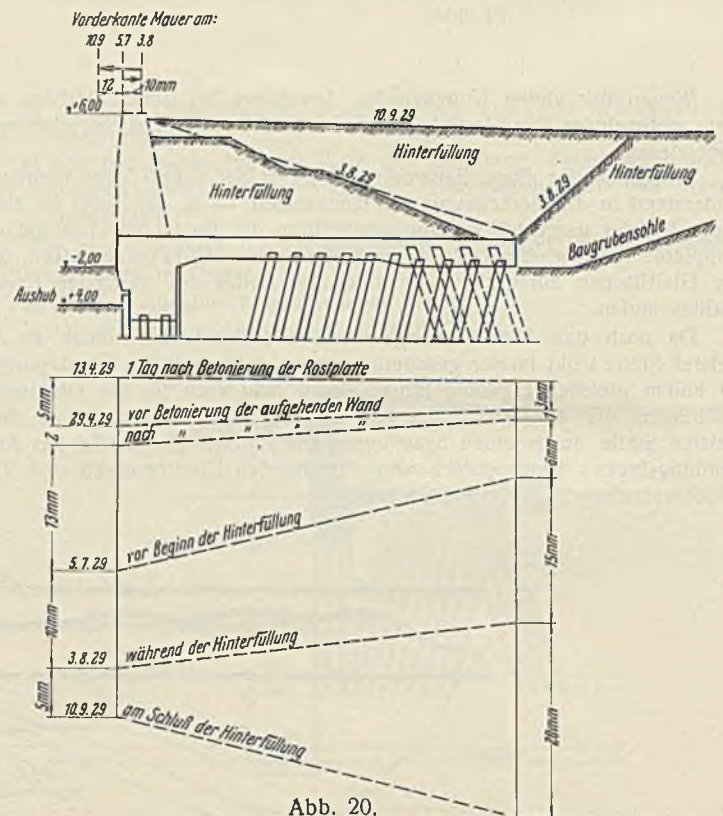


Abb. 20.

3. Kontrolle der einwandfreien Verankerung der Spundwand. Werden für Pfahlfundament und Spundwand Baustoffe mit verschiedenem Elastizitätsmodul verwendet, so muß dies sowohl bei der Berechnung des gesamten Pfahlrostes wie bei der Verankerung der Spundwand berücksichtigt werden. Beispielsweise kann bei Verwendung von Holzpählen und eiserner Spundwand infolge der stärkeren elastischen Formänderung des Holzes die eiserne Spundwand nicht nur eine zu große Belastung erhalten, sondern die Anker können alsdann auch sehr erheblich auf Abscheren beansprucht werden (Langlöcher in Spundwand, späteres Anschließen der Spundwand nach der Hinterfüllung u. a. m.).

4. Kontrolle der richtigen Lage der Eiseneinlagen. Auf Grund der Berechnungen sind einwandfreie und übersichtliche Bewehrungszeichnungen und Eisenlisten aufzustellen und an Hand dieser das richtige Verlegen der Eiseneinlagen zu beaufsichtigen. (Gegebenenfalls Anordnung von Profileisengerüsten zur Aufstellung der Rundeisenbewehrung.) Wo die nicht immer fluchtgemäße Rammung von Pfählen die statisch erforderliche Lage von durchgehenden Eisen verhindern, sind Zusatzseisen zu legen.

Bei Arbeitsfugen ordne man grundsätzlich Verbindungseisen mit beiderseitigen Haken an, um ein möglichst gutes Vernähen der Schichten zu erreichen.

5. Anordnung der Arbeits- und Temperaturfugen im Beton. Die Erfahrungen haben immer wieder gezeigt, daß, frischer Beton auf

Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung von Kajemaern auf hohem Pfahlrost.

<p>III. Die Kontrolle der Bauausführung hinsichtlich Übereinstimmung mit der Entwurfsbearbeitung.</p>	<p>II. Die Hauptuntersuchungen.</p>	<p>I. Die Voruntersuchungen.</p>	<p>1. Erfahrungen mit bestehenden Kajen. a) Gründe für die Wahl der bisherigen Form, b) ihre Vor- und Nachteile, c) Prüfung ihrer Zweckmäßigkeit auch für die neuen Abmessungen und Anforderungen.</p> <p>2. Einfluß von Verkehr und Umschlag. a) Welches Anwachsen der Schiffsgelände ist zu berücksichtigen (Sohlentiefe und Trossenzug), b) Belastung der Mauer durch Umschlagrichtungen, c) Beanspruchung durch bewegliche Belastungen.</p> <p>3. Überschlägliche Ermittlung der Kräfte. Unter Zugrundelegung der überschläglichen Wertigkeit der einzelnen Bodenschichten — falls genauere Versuchswerte noch nicht vorliegen — überschlägliche Ermittlung: a) der angreifenden und widerstehenden Kräfte, b) der erforderlichen Abmessungen des gesamten Querschnittes und seiner Einzelteile.</p> <p>4. Nachweis der Standsicherheit des Geländes. Unter Berücksichtigung der verschiedenen Bodenbelastung vor und hinter der späteren Mauerflucht gegen Gleiten auf fortlaufend gekrümmter Gleitfläche. (Geländeluge.)</p>
<p>1. Kontrolle der Bohrergebnisse a) auf Grund des Bodenaushubes der Baugruben, b) auf Grund der Rammergebnisse (Lage der Sandschicht).</p> <p>2. Kontrolle der Tragfähigkeit des Pfahlfundamentes beim Rammen der Pfähle durch Rammvorschriften und graphische Auftragung der Rammergebnisse, damit Störungen vermieden und die Pfähle weder zu gering noch zu tief in die tragfähige Schicht eingebracht werden (Vergleich mit den Proberammungen).</p> <p>3. Kontrolle der einwandfreien Verankerung der Spundwand. (Bei eisernen Spundwänden und hölzernen Tragpfehlen Berücksichtigung der verschiedenen elastischen Formänderung.)</p> <p>4. Kontrolle der richtigen Lage der Rundeisenbewehrung. (Wo die nicht immer fluchtgemäße Rammung die statisch erforderliche Lage der durchgehenden Rundeisenbewehrung verhindert, sind Zusatzeisen zu legen.)</p> <p>5. Anordnung von Arbeits- und Temperaturfugen im Beton. Arbeitsfugen nur dort, wo sie am wenigsten gefährlich sind (Anordnung von Verbindungseisen). Entfernung der Temperaturfugen zueinander berücksichtigen (Konstruktion des Bauwerkes anpassen).</p> <p>6. Kontrolle des richtigen Einbaues von Entwässerungsanlagen. (Kiesfilter, Drahtfilter usw.)</p> <p>7. Kontrolle der Hinterfüllung der Kajen. Möglichst frühzeitig vor der Baggerung einbringen in nicht zu hohen Lagen. Bei Sandaufspülung für einwandfreie und schnelle Abführung des Spülwassers sorgen, ohne daß die Entwässerungsanlage beschädigt wird.</p> <p>8. Kontrolle der Baggerung vor den Kajen. (Ansetzen der Baggerung erst nach fertiger und genügend gesetzter Hinterfüllung, Baggerung in nicht zu hohen Schichten.)</p> <p>9. Beobachtung der Kajen a) während der Betonarbeiten, hinsichtlich senkrechter und b) während der Hinterfüllung, waagerechter c) während der Baggerung, waagerechter d) laufend nach Fertigstellung, waagerechter (Richtige Lage der Festpunkte, graphische Auftragung der Meßergebnisse.)</p> <p>10. Anlage eines Bauwerkbuches.</p>	<p>1. Wahl der Querschnittsform. Auf Grund der Voruntersuchungen (I.) ist aus den in engste Wahl gestellten Querschnitten unter Berücksichtigung der günstigsten Bauausführung die technisch und wirtschaftlich beste Kajeform zu wählen.</p> <p>2. Nachweis der Standsicherheit. Bauwerk gegen Gleiten untersuchen (Bauwerkfuge): 1. auf ebener, gebrochener Gleitfläche, 2. auf fortlaufend gekrümmter Gleitfläche. Es sind so viele Gleitungen zu untersuchen, bis die ungünstigste Lage einwandfrei ermittelt ist. Der Bauwerksquerschnitt ist zunächst so lange zu verbreitern oder zu vertiefen, bis die verlangte Sicherheit erreicht ist. (Gegebenenfalls Verschiebung des Bauwerkes in günstigere Bodenschichten.)</p> <p>3. Berechnung u. Bemessung der Einzelteile. a) Spundwand und ihre Verankerung: 1. Ermittlung der Rummdele (Spundwandluge), 2. Ermittlung der auftretenden Beanspruchungen, 3. Ermittlung der Durchbiegung, (von dem Maß der Durchbiegung der Spundwand hängt die Durchbiegung des Pfahlrostes ab.) 4. Berechnung und gute bauliche Durchbildung der Verankerung. (Zerstörung des Ankers zieht gegebenenfalls bei vorderer Spundwand Zusammenbruch der gesamten Mauer nach sich.) b) Pfahlrost: Bei breiten Mauern unbedingt nach Elastizitätstheorie von „Ostenfeld“ oder „Nötkentved“ rechnen. c) Betonkörper: Unter Zugrundelegung der Belastungen und der ermittelten Pfahlkräfte Momente und Querkräfte berechnen und in der üblichen Weise bemessen. d) Sonstige Berechnungen: Ermittlung der Durchbiegung des Gesamtpfahlfundamentes und der Gesamtbeanspruchung der Pfähle (vgl. II, 3. u. 3.). e) Ermittlung des Kräftespieles in den einzelnen Bauwerkteilen bei den verschiedenen Belastungsstellen.</p> <p>4. Ermittlung der Bewegungstendenz der Kajemauer.</p> <p>5. Zusammenstellung der Berechnungsgrundlagen und Berechnungsergebnisse in Tabellenform.</p>	<p>9. Sonstige Untersuchungen. Chemische Untersuchungen: von Wasser und Bodenschichten, in welchem Maße sie die Baustoffe angreifen, und wie durch Verbesserung der Baustoffe (z. B. dichter Beton, Anstriche u. a. m.) den Zerstörungsgefahren entgegen zu wirken ist (vgl. auch unter I, 5).</p> <p>10. Praktische Versuche. a) Proberammung: Feststellung der Rammfähigkeit der einzelnen Bodenschichten und der Eindringung in die tragfähigste Sandschicht (Ermittlung der Pfahllänge für Pfahlbestellung) und Auftragung der Rammergebnisse. b) Probebelastung und Zugversuche: Verschiedene Pfähle verschieden tief in die tragfähigste Schicht rammen und unter wechselnder Belastung und Zeltauer be- und entlasten, um Grenze der Tragfähigkeit und elastische Formänderungen festzustellen. Im Anschluß Zielen der Pfähle, um Grenze der Zugkraft festzustellen. c) Betonversuche: Zur Feststellung der zweckmäßigsten Betonmischung (vgl. auch unter I, 5).</p>	<p>6. Untersuchung des Baugrundes. a) Bohrungen: Aufscheidung eines Bohrplanes unter Berücksichtigung seiner jederzeitigen Erweiterung bei hohem Wasserstand der Bodenschicht und der Vorteilhaftigkeit von Brunnen genügend weit und tief bohren (hier unter dem Fundament liegende geringwertige Bodenschichten können den Einsturz eines Bauwerkes verursachen). Aufwahren der Bodenproben in luftdicht verschlossenen Gläsern. Aufstellen von Bodenschichtenplänen in verschiedenen Schichten. b) Feststellung der Wertigkeit der einzelnen Bodenschichten in den Versuchsanstalten. 1. Spez. Gewicht, 2. Raumgewicht, 3. Wassergehalt, 4. Schubfestigkeit, 5. Korngröße (Schlammanalyse). Aufscheidung eines Wertigkeitplanes der einzelnen Bodenschichten in verschiedenen Schichten. (Bei dem Gebrauch von Bodenwerten aus Taschenrechner ist größte Vorsicht geboten.)</p> <p>7. Untersuchung der Wasserstandsverhältnisse a) vor und hinter der Kaje: gewöhnliche und häufiger auftretende Wasserstände, Wasseraußergewöhnliche Wasserstände. b) in den einzelnen Bodenschichten: sind verschiedene Stockwerke vorhanden? Druckverteilung in den einzelnen Schichten. (Feststellung der gegenseitigen Abhängigkeit der Wasserstände vor und hinter der Mauer in den verschiedenen Stockwerken.) (Überlegung, ob Einbau von Entwässerungsanlagen zweckmäßig.)</p> <p>8. Ergebnis von 6 und 7. Festlegung der Belastungsfälle: a) gewöhnliche und häufiger auftretende, b) außergewöhnliche, ungünstigste, aber seltener auftretende, c) günstigste.</p>
<p>1. Ergebnis von 1 bis 4. Vorentwürfe verschiedenster Querschnittsformen mit überschläglichen Kostenanschlägen anfertigen. Auswahl der Baustoffe. (Holz- oder Eisenbetonpfähle; hölzerne, eiserne oder Eisenbetonspundwand; Massiv- oder Eisenbeton.) Alsdann die technisch und wirtschaftlich günstigste Querschnittsform finden.</p>	<p>11. Ergebnis von 9 bis 10 u. 11 bis 8. Festlegung der zulässigen Beanspruchungen und Sicherheiten: a) Unter Berücksichtigung von 9 und 10 für die gewählten Baustoffe. Bestimmung der zulässigen Beanspruchungen: 1. für die gewöhnlichen, Belastungsfälle. 2. für die außergewöhnlichen Belastungsfälle. b) unter gleichzeitiger Berücksichtigung von 1 bis 8 Bestimmung der zulässigen Sicherheit für das ganze Bauwerk: 1. für die gewöhnlichen, Belastungsfälle. 2. für die außergewöhnlichen Belastungsfälle. (Bei beweglichen Kräften (Erschütterung) größere Sicherheiten als bei ruhenden Kräften.)</p>		

alten aufgebracht, sich beide niemals zu einer Masse verbinden. Es sind daher diese Arbeitsfugen nicht nur möglichst wenig, sondern auch immer nur dort, wo sie statisch am wenigsten unangenehm sind, anzuordnen.

Grundsätzlich verzichte man in den Betonkörpern nicht auf die Temperaturfugen. Je größer die Betonmasse und je geringer die Betonleistung, desto enger ihr Abstand voneinander. In Eisenbetonmauerkörpern haben sich bei Entfernungen der Temperaturfugen von rd. 20 m Risse nicht gezeigt.

Die Konstruktion des Bauwerks hat sich den Temperaturfugen anzupassen.

6. Kontrolle des richtigen Einbaues von Entwässerungsanlagen. Werden Entwässerungsanlagen angeordnet, dann muß man sich darüber klar sein, daß diese auch dauernd einwandfrei arbeiten müssen, sobald auf sie in der statischen Berechnung Rücksicht genommen ist. Für richtige Auswahl und Anordnung des Filterkieses ist Sorge zu tragen. Zu untersuchen ist ferner entweder durch Versuche oder an Entwässerungsanlagen hinter bereits seit langem bestehenden Kajen, ob eine Verschmutzung oder eine Verfilzung des Filters eintritt. Hiervon hängt die Auswahl des Filterkieses, die Maschenweite der Drahtsiebe und die Anordnung der Entwässerungsanlagen ab.

7. Kontrolle der Hinterfüllung der Kajen. Wie Abb. 20 ergibt, tritt sowohl beim Betonieren des Mauerkörpers wie bei der Hinterfüllung eine Bewegung der Kajen ein, deren Größe von der Güte des Untergrundes abhängt. Man sollte daher erst mit dem Hinterfüllen beginnen, wenn der Beton genügende Festigkeit zeigt, gegebenenfalls sogar erst nach 3 Monaten. Der Boden ist alsdann, wenn trocken hinterfüllt wird, in nicht zu hohen Schichten einzubringen. Bei Hinterspülung von Sandboden ist für schnelle und einwandfreie Abführung des Spülwassers, und zwar ohne daß die Entwässerungsanlagen verschmutzt oder beschädigt werden, Sorge zu tragen.

Um die Hinterfüllung zur Ruhe kommen und den Untergrund an die vermehrte Auflast sich anpassen zu lassen, beginne man mit ihr frühzeitig vor der Baggerung.

8. Kontrolle der Baggerung vor den Kajen. Die Baggerung hat vor den zuerst betonierten und hinterfüllten Kajestrecken zu beginnen und ist in mehreren Baggerschnitten von nicht über 3 m Höhe durchzuführen.

9. Beobachtung der Kajen. Sowohl um die Berechnungen kontrollieren, als auch einen genauen Überblick über die Kaje bei den verschiedenen Belastungszuständen während der Bauausführung zu erhalten, sind die einzelnen Kajeblöcke jeweils zwischen den Temperaturfugen genau zu beobachten.

Die Messungen haben sich auf waagerechte und senkrechte Bewegungen der Kajen zu erstrecken, und zwar:

- während der Betonarbeiten,
- „ Hinterfüllung,
- „ Baggerung

und in dem ersten Jahr nach der Fertigstellung mindestens alle Monate, später alle Vierteljahre bzw. alle Jahre.

Vorbedingung ist natürlich, daß Standlinien und Festpunkte richtig gewählt und ebenfalls dauernd kontrolliert werden, und daß einwandfreies Personal und Meßgerät verwendet wird.

Die so gewonnenen Messungsergebnisse sind möglichst graphisch aufzutragen.

10. Anlage eines Bauwerkbuches. Ist das Bauwerk fertiggestellt und dem Verkehr übergeben, so sind die Bestandzeichnungen anzufertigen und ist ein Bauwerkbuch anzulegen. In dieses sind alle für den Bestand und die Unterhaltung der Kaje wichtigen Zeichnungen, Berichte, Berechnungen, Bauunfälle, Bauerschwernisse, Änderungen während der Bauausführung aufzuführen bzw. ihr Aufbewahrungsort anzugeben und auch die während des Betriebes gewonnenen Erfahrungen später laufend einzutragen.

IV. Zusammenfassung.

In der vorstehenden Tabelle sind die bei der Entwurfsbearbeitung und bei der Ausführung von Kajen zu berücksichtigenden Gesichtspunkte übersichtlich nochmals in kurzen Stichworten zusammengefaßt.

Die Gründungsarbeiten für den Bibliothek- und Saalbau des Deutschen Museums in München.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Stadtoberbaurat E. Stecher, München.

Das im Jahre 1925 vollendete Sammlungsgebäude des Deutschen Museums wird zur Zeit durch weitere umfangreiche Bauten, den Bibliothek- und den Saalbau, ergänzt. Die Entwürfe der neuen Bauten stammen bekanntlich von Herrn Geheimrat Dr. German Bestelmeyer, München. An den Sammlungsbau schließt sich, wie Abb. 1 zeigt, auf einen durch Zwischen-trakte gebildeten Hof folgend, der Bibliothekbau nördlich an, der die bedeutenden Bücher- und Plansammlungen des Museums aufnehmen wird und infolge seiner neuartigen Einteilung die bequeme Benutzung des technischen Schrifttums durch eine sehr große Besucherzahl gestatten wird. Auf einen weiteren kleinen Zwischenbau mit Vortragsälen folgt dann noch der Saalbau, der einen großen Kongreßsaal mit allen neuzeitlichen Einrichtungen für 2000 Personen enthalten wird. Das Museum hat sich mit der Vollendung dieser Bauten über die ganze Fläche der Kohleninsel zwischen den beiden Armen der Isar von der Cornelius- bis zur Ludwigsbrücke ausgebreitet und ergibt ein städtebaulich hochbedeutungsvolles, eindrucksvolles Bild.

Schon bei der seinerzeitigen Ausführung des Sammlungsbaues hatte man zu besonderen Gründungsmaßnahmen greifen müssen, und man hatte den Bau auf Reihen und Gruppen von Eisenbetonpfählen gestellt.

In mehrfachen Besprechungen zwischen der Leitung des Museums, der Neubauleitung und einigen technischen Beratern wurden die verschiedenen Gründungsmöglichkeiten studiert. Für Pfahlgründungen, tiefgeführte durchgehende Grundmauern, für eine durchgehende Fundamentplatte und schließlich für eine besondere, in vielem neuartige, dem vorliegenden Fall angepaßte Brunnengründung stellte die Bauleitung genaue vergleichende Berechnungen und Untersuchungen, auch auf Grund von eingegangenen Angeboten, hinsichtlich der Zuverlässigkeit, Eignung und Kosten an, die zur Wahl der nachstehend beschriebenen Brunnengründung führten. Auch die Nachbarschaft des bestehenden Sammlungsbaues sowie des längs des Museums führenden Steinzeugrohrkanals sprachen gegen eine Gründung, die schwere und häufige Rammerschütterungen bedingt.

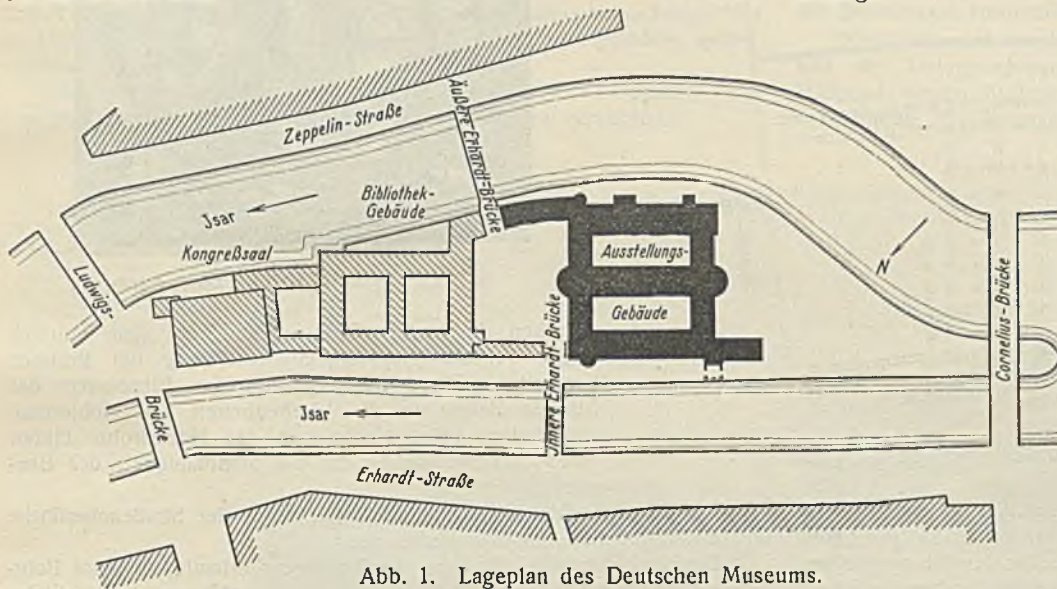


Abb. 1. Lageplan des Deutschen Museums.

Das Gelände der Kohleninsel ist Gebiet des alten Isarlaufes, der vor Zeiten in wirren, sich häufig verändernden Armen östlich der alten Stadtgrenze den Steilhang des dem Mauerring Münchens gegenüberliegenden Ufers benagte. Brückenbauten und schon vor einigen Jahrhunderten vorgenommene große Auffüllungen, hauptsächlich mit Bauschutt, ließen über den wandernden Kies-, Sand- und Schlammhängen der verwilderten, Treibzeug führenden Flußgerinne die Insel erstehen. Sie wurde durch Uferschutzbauten aller Art gesichert, denen die Isar wiederholt kräftig zusetzte, so daß ein ungewöhnlich durcheinandergeworfener Untergrund entstand, der zwischen den Geschiebeebänken und den Auffüllungen überall große Findlinge, Pfähle, Faschinen, Befestigungsreste und schließlich die Grundmauern von Bauwerken, insbesondere einer alten Kaserne, enthält. Unter den eiszeitlichen Kiesmassen, in die der Fluß das beschriebene Tal tief eingegraben hat, liegt der dem Tertiär entstammende Flioz, ein mergeliger, quarz- und glimmerhaltiger, feiner Sand, der in teilweise sehr festen Bänken dicht abgelagert ist und eine bedeutende, noch nicht erbohrte Mächtigkeit besitzt. Auf dem wasserundurchlässigen Flioz läuft ein wechselnd starker Grundwasserstrom unter und zwischen den beiden Flußarmen.

Durch ein Netz von 24 Bohrungen wurde versucht, ein möglichst getreues Bild des Untergrundes zu geben. In Abb. 2 ist ein Bohrergebnis dargestellt, das den Flioz in etwa 11 m Tiefe unter der Erdoberfläche und das Grundwasser in 4 bis 4,5 m Mächtigkeit auf dem Flioz erkennen läßt.

Auf die geschilderten, sehr unregelmäßigen und wechselnden Auffüllungs- und Flußbettschichten konnten selbstverständlich die schweren Belastungen durch mehrstöckige Bauwerke nicht aufgesetzt werden. Man war also gezwungen, die Gebäudelasten durch diese Schichten hindurch mittels einer besonderen Gründung auf den festen Flioz hinabzuführen.

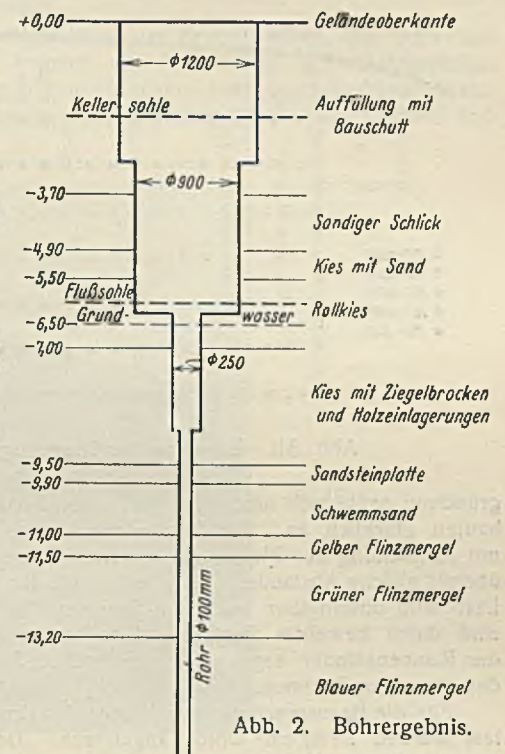


Abb. 2. Bohrergebnis.

Bei der schon erwähnten Niederbringung zahlreicher Bohrlöcher zur Erforschung der Untergrundverhältnisse beobachtete der Bauleiter, Herr Architekt Bässler, daß in den Bohrröhren, sobald sie durch die grundwasserführenden Geschiebeschichten hindurch in den Flioz eingetrieben waren, kein Grundwasser mehr eindrang, daß die Rohre sich also wasserdicht an den Flioz angeschlossen. Diese Beobachtung veranlaßte den Bauleiter, neben den genannten Vergleichsberechnungen für verschiedene Gründungsarten noch Versuche mit einem, in einem Eisenrohrmantel abgeteufelten Betonbrunnen anzustellen, bei dem durch Eintreiben des Eisenmantels in den Flioz ohne Wasserhaltung oder Druckluftanwendung das Ausheben und das Ausbetonieren des Brunnsens stattfinden konnten. Die Versuche gelangen, der Eisenmantel konnte wieder hochgezogen werden. Sie lehrten auch, daß die nasse Betonfüllung des Brunnsens bis auf Grundwasserspiegelhöhe eingebracht sein mußte, bevor das Mantelrohr aus dem Flioz gezogen werden durfte, um das Auftreiben von Zementmilch aus dem frischen Beton infolge des Grundwasserdrucks zu verhüten. Ein größerer Modellversuch gab noch die Gewißheit, daß der frische Beton des Brunnsens beim Hochziehen des Mantelrohrs Hohlräume im Untergrund ausfüllt.

Die Ausführung der Brunnengründung erbrachte gegenüber den Versuchsergebnissen keine wesentlichen Änderungen. Selbstverständlich wurde die Arbeitsweise durch Anwendung besonderer Geräte entsprechend mechanisiert, da 520 Brunnen insgesamt herzustellen waren. Die Brunnen-

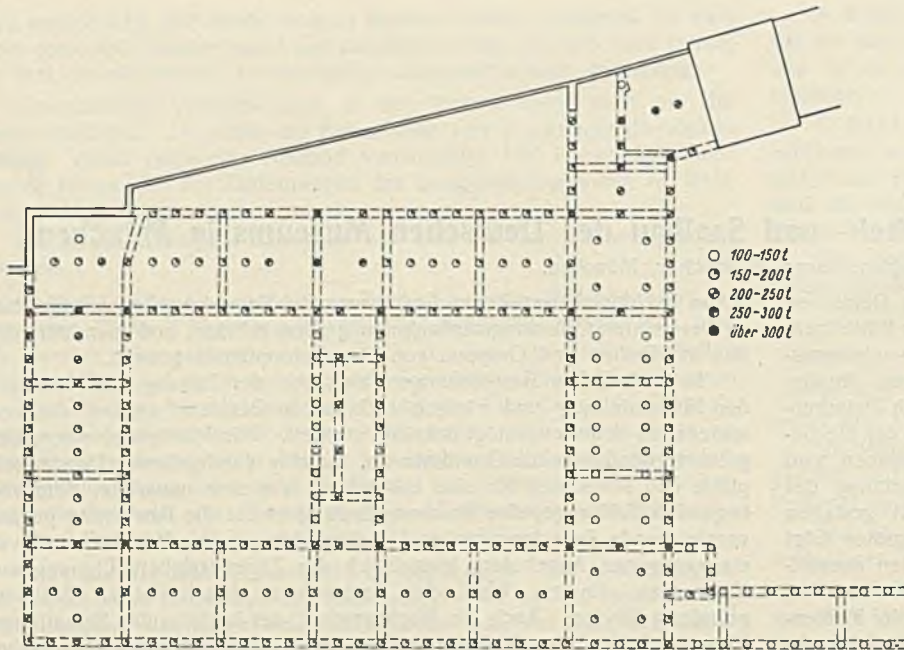


Abb. 3a. Lageplan der Brunnengründung für den Bibliotheksbau.

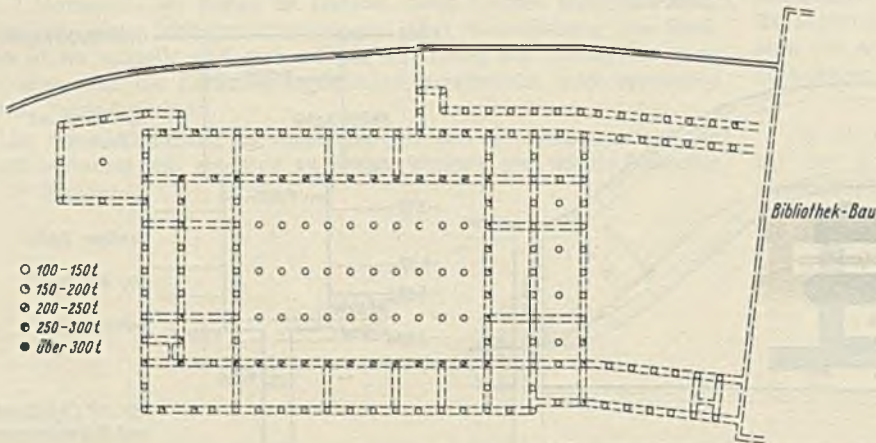


Abb. 3b. Lageplan der Brunnengründung für den Kongreßsaal.

gründung paßte sich namentlich auch der Konstruktionsweise der Hochbauten glücklich an. Die Bauten werden als Rahmenwerke aus Stahl mit Ausfachung aus Mauerwerk erstellt. Die Ständer der Rahmen haben überall gleiche Abstände. Die in jedem Ständer konzentriert herabgeführte Last wird unmittelbar auf einen Brunnen übertragen, die Brunnenköpfe sind durch bewehrte Betonschwellen verbunden. Aus der Einteilung der Rahmenständer ergab sich die in Abb. 3a u. 3b dargestellte Lage der einzelnen Brunnen.

Für die Beanspruchung des Betons der Brunnen durch die Gebäude-last wurden 25 kg/cm^2 Druck zugelassen. Der Flnz durfte nach den baupolizeilichen Vorschriften mit 6 kg/cm^2 belastet werden. Hieraus ergibt sich, daß eine Verbreiterung des Fußes des Brunnens nötig war, um die Festigkeit des Betonquerschnittes auszunutzen. Die Fußverbreiterung konnte im Flnz ohne weiteres hergestellt werden. Die Lasten auf einem Brunnen betragen 100 bis 350 t. Hieraus ergeben sich

Brunnendurchmesser von 0,80 m, 1,00 m und 1,25 m. Kleinere Brunnen als solche von 1,00 m wurden nach einigen Versuchen nicht mehr ausgeführt, da ihre Herstellung weniger bequem und sicher war. Die Fußdurchmesser der Brunnen ergaben sich aus dem Verhältnis der zulässigen Druckbeanspruchungen für Beton und Flnz. Auf eine Berücksichtigung der Reibung

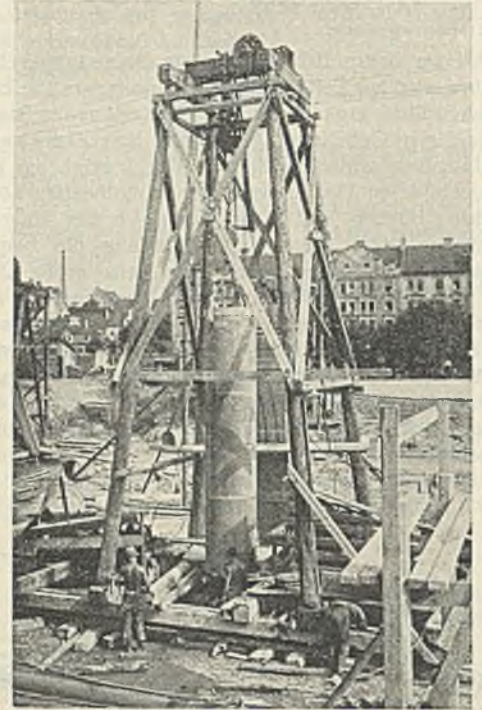


Abb. 4. Bohrturm.

zwischen der rauhen Brunnenwand und dem Erdreich wurde bei der Tragfähigkeitsberechnung der Brunnen verzichtet. Diese Reibung und das Einpressen des frischen Betons in die Unebenheiten und Hohlräume des Bodens beim Hochziehen des Mantelrohrs bilden einen Sicherheitsfaktor für die Standfähigkeit des Bauwerks.

Die Brunnensohle lag 10 bis 12 m tief unter der Straßenoberfläche und 5 bis 6 m unter Grundwasserspiegel.

Zur Herstellung der Brunnen wurden eigens erbaute, fahrbare Bohrtürme verwendet, wie aus Abb. 4 ersichtlich. Die 15 mm starken Stahlrohre des Brunnenmantels waren der leichteren Handhabung wegen in zwei Teile geteilt, einen oberen, der bis zum Grundwasser hinabging, und in einen unteren, der über dem Grundwasserspiegel begann und bis in den Flnz reichte. Die Rohre wurden mittels leichter Rammhämern nachgetrieben. Das Erdreich im Rohrrinnern wurde während des Tief-treibens des Rohres mittels Röhrenbagger oder Kiespumpe ausgehoben. Im festgelagerten Boden und im Schwemmsand erwies sich der Greifer der Kiespumpe überlegen. Sobald das Mantelrohr in die obersten festen Flnzschichten eingedrungen war, konnte das darin stehende Wasser ausgeschöpft werden. Der dicht um das Rohr schließende Flnz hielt in den meisten Fällen dem Grundwasserdruck sofort stand, das Innere des Rohres blieb fortan trocken. Nun stieg ein Arbeiter in das Rohr hinab, vertiefte den Brunnen im Flnz und hob den kegelförmig erweiterten Brunnenfuß aus (Abb. 5). Der losgelöste Flnz wurde in Eimern hochgezogen. Zur Bearbeitung des Flnzes wurde ein Druckluftspaten verwendet. Die freiwerdende, entspannte Arbeitsluft, die aus dem Spaten entwich, erneuerte die Luft im Rohrfuß so weit, daß eine andernfalls nicht zu gehende eigene Luftzuleitung für den Arbeiter überflüssig wurde. Nach Vollendung der Aushubarbeit wurde der Fuß eines jeden Brunnens durch ein Organ der Bauleitung auf plangemäße Ausführung geprüft, zugleich wurde die Beschaffenheit des Untergrundes untersucht und die Brunnentiefe genau eingemessen.

Das Ausbetonieren des Brunnens geschah durch zunächst sorgfältiges Füllen des Fußes mit plastischem Beton. Sodann wurde, um ein Abbinden des Betons während des Füllens zu verhindern, das Rohr ohne Unterbrechung bis über Grundwasser mit plastischem Beton ausbetoniert.

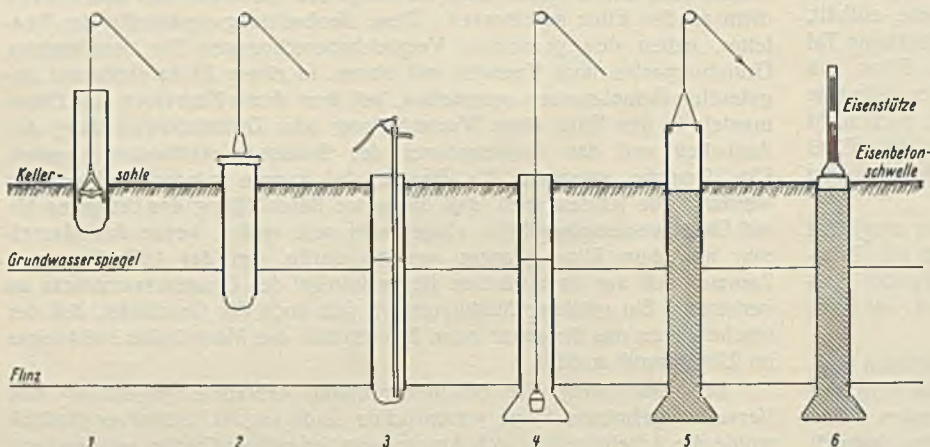


Abb. 5. Schema der Brunnenherstellung.

Das Rohr wurde gezogen, während der Brunnen vollends mit Beton gefüllt wurde. Das Grundwasser konnte keinen Schaden mehr tun, da der Druck des über den Grundwasserspiegel reichenden nassen Betons ein Empordringen des Grundwassers im Brunnenkörper verhinderte. Für eine rasche Bereitung größerer Betonmengen war gesorgt. Von besonderer Bedeutung war es, den Beton so einzubringen, daß er sich nicht entmischte und keine Nester großer Steine am Brunnenrand entstanden, zwischen denen das Grundwasser hätte Zement auswaschen können. Durch Umrühren des weichen Betons mit einer Stange während des Einbringens wurde eine gleichmäßige Masse im Brunnen erzielt. Zur Kontrolle wieder ausgegrabene Brunnen zeigten nach der sehr schnellen Einarbeitung der Mannschaft tadelloses Aussehen und ebensolche Beschaffenheit. Bei den ersten Brunnen waren noch einzelne Stellen des in größeren Mengen eingeschütteten Betons entmisch worden, durch das Umrühren wurde dies dann vermieden.

Auf der in Abb. 6 wiedergegebenen, fast an die Bohrungen auf einem Ölfeld erinnernden Baustelle wurde an einer ganzen Anzahl von Brunnen gleichzeitig gearbeitet. Nach einer kurzen Schulungszeit wurde bei günstigen Bodenverhältnissen je nach Tiefe und Durchmesser ein Brunnen innerhalb 16 bis 24 Stunden hergestellt. Waren aber größere Hindernisse, wie Mauerteile, Findlingsblöcke, alte Pfahlreihen, unter Grundwasser zu beseitigen, so wuchs die notwendige Arbeitszeit bei solchen Brunnen bis auf ein Mehrfaches der angegebenen Stundenzahlen. Bei einzelnen Brunnen kamen Wassereinbrüche durch die Flinzschicht vor. In solchen Fällen wurde das Mantelrohr weiter in den Flinz nachgetrieben, bis die Abdichtung wieder erreicht war.

Die Ausführung der Brunnen war im Akkordvertrag an die Firma Rudolf Wolle, Leipzig, vergeben. Ein Teil der Brunnenbohrarbeiten war im Unterakkord an die Firma Johannes Brechtel, Ludwigshafen, weitervergeben worden.

Die Arbeiten wurden vom April bis November 1929 ausgeführt. Bei den gesamten Gründungsarbeiten war kein Unfall zu verzeichnen.



Abb. 6. Baustelle mit Bohrtürmen.

genau prüfbar bekannt, die gesamte Brunnenherstellung ist sichtbar und kann deshalb gut überwacht werden. Bei sachgemäßer Ausführung sind Ausschwemmungen des frischen Betons und Eindringen von Erdrich in die Betonmasse ausgeschlossen.

Noch während der Fertigstellung der Brunnenreihen, der Schwellen und der Untergeschosse begann die Aufrichtung des Stahlgerüsts. Während dessen Aufbaues begannen schon, trotz beschränktester Platzverhältnisse, die Ausmauerung der Umfassungswände, die Decken- und

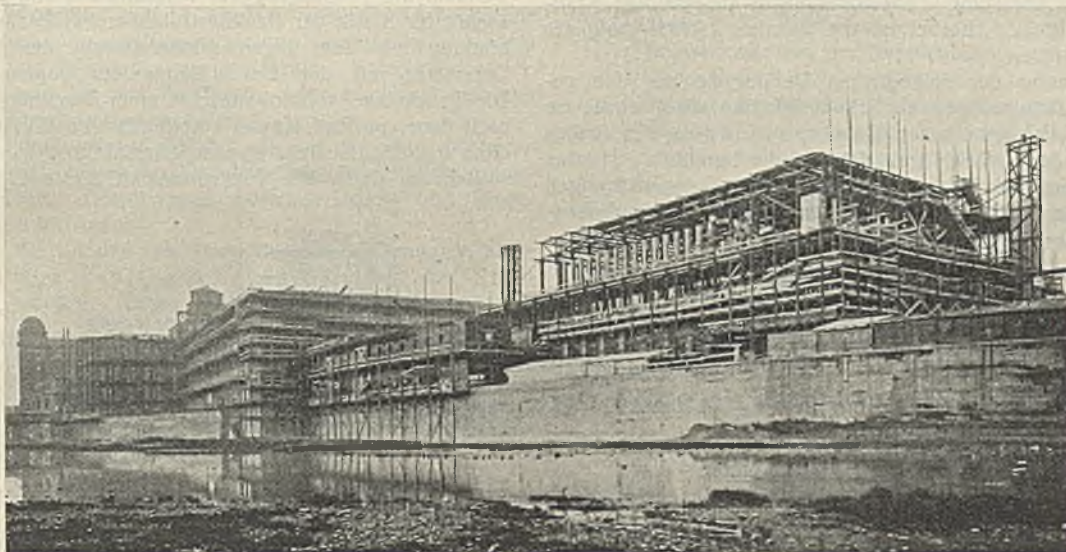


Abb. 7. Baustelle Anfang Dezember 1929.

Die also mit Erfolg angewandte Bässlersche Brunnengründung kann namentlich in den Fällen Platz greifen, bei denen die Baulasten durch schlechte, wasserführende Bodenschichten hindurch auf einen ganz oder beinahe wasserundurchlässigen, tonigen, festen Untergrund zu übertragen sind. Bei dem Verfahren werden die Bodenverhältnisse in jedem Brunnen

die Dachausführung. Dank einer kraft- und planvollen Leitung wuchs der Hochbau, wie die im Dezember 1929 aufgenommene Abb. 7 beweist, in einem überraschend flotten Tempo empor, gefördert durch einen frohen Wettifer der Belegschaft und als ein Beispiel dafür, was geleistet werden kann, wenn alles mit Liebe zur Sache zusammengreift.

Knickversuche mit doppelteiligen Rahmenstäben.

Ausgeführt im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt.

Von Prof. H. Kayser.¹⁾

Einleitende Zusammenfassung.

1. Die untersuchten doppelteiligen Druckstäbe haben gedrungene Form mit einem Schlankheitsgrade $\lambda = \frac{l}{i} = 37$. Die Teilstäbe sind $\square 26$ und in wechselnden Abständen mit Bindeblechen versehen.
2. Als Material für die Stäbe wurde St 48 mit folgenden Materialeigenschaften gewählt:
Elastizitätsmaß $E = 2\,051\,000 \text{ kg/cm}^2$
Streckgrenze $\sigma_s = 2\,995 \text{ kg/cm}^2$.
3. Die Stäbe haben für die Materialachse ein kleineres Trägheitsmoment als für die freie Achse. Dadurch sind bei der Durchführung der Versuche, die ein Ausbiegen (Ausknicken) um die freie Achse zum Ziel hatten, gewisse Erschwerungen bedingt.
4. Die Stäbe wurden mit steigender Längsbelastung bis 30 t und mit steigender Querbeltung bis 3 t untersucht. Die Spannungen bleiben hierbei unterhalb der Elastizitätsgrenze des Stabmaterials.²⁾
5. Der Biege widerstand wird mit Hilfe der Gleichung $R = P + 0,2 Q \cdot \frac{l}{f}$ versuchstechnisch ermittelt und mit den bekannten Formeln von Engeßer, Kayser und Müller-Breslau verglichen.
6. Es wird versucht, aus den beobachteten Werten der Ausbiegung bei zentrischer Belastung die ursprüngliche außermittige Kraftwirkung zu ermitteln. Hierbei ist die räumliche Ausbiegung der Stabachse zu beachten.
7. Da die Bestimmung der anfänglichen Verbiegung aus den gemessenen Durchbiegungen auf Schwierigkeiten stieß, wurde sie mit den gleichfalls gemessenen Randspannungen des Stabes und mit Hilfe der Druckbiegegleichung durchgeführt. Hierbei ergaben sich brauchbare Werte, die die Richtigkeit der seitherigen Annahmen für die Größe der anfänglichen Stabverbiegung f_0 bzw. für das Maß des außermittigen Kraftangriffes a bei belasteten Stäben bestätigt.
8. Die Versuche beweisen, daß für kurze Druckstäbe ($\frac{l}{i} \leq 60$) im wesentlichen die Fließgrenze des Materials als Maßstab für die Tragkraft in Betracht kommt, daß jedoch der Einfluß der unvermeidlichen Biegemomente im Bereich von $\frac{l}{i} = 30$ bis $\frac{l}{i} = 60$ ebensowenig vernachlässigt werden darf wie bei schlankeren Stäben. Weitere Untersuchungen zur Bestimmung der Fließgrenze bei Biegebeanspruchungen sind zur endgültigen Beurteilung dieser Ergebnisse erforderlich.
9. Die Versuche zeigen, daß der meist vorgeschriebene Schlankheitsgrad der Einzelstäbe $\frac{a'}{i} = 30$ bei annähernd gelenkiger Lagerung des Stabes zu gering ist. Der Wert $\frac{a'}{i}$ könnte in Abhängigkeit von dem Einspannungsgrad des Vollstabes gebracht und in vielen Fällen entsprechend größer gewählt werden. Weitere Versuche über den Grad der Einspannung von Druckstäben im Bauwerk erscheinen in diesem Zusammenhang notwendig.

I. Einleitung und Beschreibung der Versuchsstäbe, Ziel und Zweck der Versuche.

Das Ergebnis der ersten eingehenden theoretischen Untersuchungen gegliederter Druckstäbe ist von Müller-Breslau in den „Neuere Methoden der Baukonstruktion und der Festigkeitslehre“³⁾ veröffentlicht worden. Im Anschluß an diese rein theoretische Arbeit versuchte Müller-Breslau deren Übereinstimmung mit Versuchswerten, ermittelt an Stäben verschiedener Schlankheitsgrade, zu zeigen. Die Versuche konnten aber erst von Prof. Petermann, Berlin, zu Ende geführt und veröffentlicht

¹⁾ Die Versuche wurden mit Unterstützung des „Ausschusses für Versuche im Stahlbau“ durchgeführt.

²⁾ Diese Beschränkung war im vorliegenden Falle wegen späterer, an anderer Stelle bis zum Bruch durchgeführten Versuche notwendig.

³⁾ Müller-Breslau, Neuere Methoden der Baukonstruktion und der Festigkeitslehre, 5. Aufl., S. 400, Formel 82.

werden⁴⁾. Der Schlankheitsgrad dieser Rahmenstäbe lag durchgehend unter $\lambda = 100$. Auch sind die Stäbe infolge ihrer kräftigen Bindungen immer als Gesamtstab ausgeknickt und nicht etwa durch Zerstörung eines Teilstabes zu Bruch gegangen. Zur Vorberechnung der Prüfstäbe benutzte Müller-Breslau die von ihm aufgestellte Berechnungsweise⁵⁾, ging dann, unter Benutzung der Reichsbahnvorschriften, auf die Knickspannung über und ermittelte mit deren Hilfe die Knicklast des Rahmenstabes.

Es mußte danach für die Höhe der Knickspannung die Größe der Streckgrenze des vorliegenden Materials mitbestimmend sein. Diese Tatsache ist auch durch die Ergebnisse der Versuche von Müller-Breslau bestätigt worden. Es ergaben sich bei Stäben gleicher Bauart sehr verschiedene Knicklasten, wofür die Erklärung in der Verschiedenheit der Spannungen an der Streckgrenze gefunden werden konnte.

Im Anschluß an seine Veröffentlichung hatte Prof. Petermann die Untersuchung weiterer Knickstäbe als Ergänzung der vorhergehenden empfohlen, wobei insbesondere auf den Einfluß der Bindungen und das Verhalten der Teilstäbe geachtet werden sollte. Nach Möglichkeit sollte der Schlankheitsgrad weiterer Rahmenstäbe so gewählt werden, daß er die bislang noch nicht erfaßten Bereiche von $\lambda = 0$ bis 60 berücksichtigte.

Unter Beachtung dieser Vorschläge griff der Deutsche Stahlbauverband die Fortführung der Versuche auf und beauftragte die Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen in Berlin-Charlottenburg in Verbindung mit dem Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt mit der Durchführung der geplanten Ergänzungsversuche. Die Druckstäbe sollten zunächst einer Druckbiegebelastung in Darmstadt nach dem von Prof. Kayser veröffentlichten Verfahren⁶⁾ ausgesetzt werden, ohne daß die Elastizitätsgrenze überschritten wurde. Anschließend daran sollten sie durch die Versuchsanstalt Berlin-Charlottenburg dem reinen

Druckversuch (Knickversuch) bis zum Bruche unterworfen werden.

In Ausführung dieses Programms wurden zwei Reihen von Stäben ausgeführt. Jede Reihe umfaßte nur fünf Stäbe (Nr. 32 bis 36), um die für die Herstellung erforderlichen U-Profile aus einem Block abwalzen zu können. Damit war die Forderung, jede Reihe aus möglichst gleichwertigem Walzmaterial herzustellen, erfüllt und die Gleichmäßigkeit des Stahlmaterials gewährleistet.

Die Stäbe wurden durchweg als doppelteilige Stäbe (Rahmen

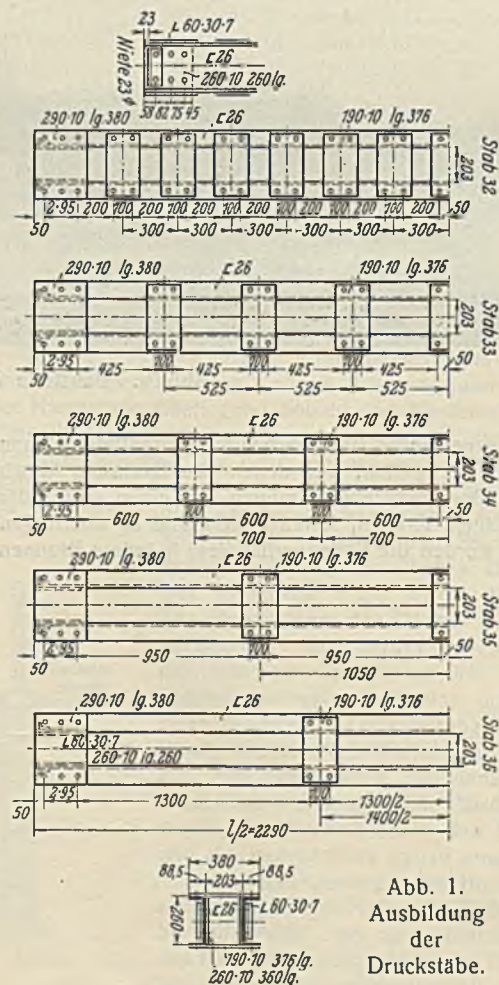


Abb. 1. Ausbildung der Druckstäbe.

⁴⁾ Petermann, Müller-Breslaus Knickversuche mit Rahmenstäben, Bauingenieur 1926, S. 1009 ff.

⁵⁾ Kayser, Beziehungen zwischen Druck- und Biegefestigkeit, Sonderdruck aus der Z. d. V. d. I. 1917, S. 92. — Kayser, Beziehungen zwischen Druck- und Biegefestigkeit, Forschungsarbeiten des V. d. I. 1918.

stäbe) ausgebildet (Abb. 1). Zwei U-Profile 26 mit einer Spreizung von 203 mm im lichten wurden durch Bindebleche in gleichen Abständen zu einem Stabganzen verbunden.

Die Abstände der Bindungen wechselten für jede Stabnummer und bewegten sich zwischen 300 mm (gemessen von Mitte bis Mitte Bindeblech) beim Stab 32 und 1400 mm beim Stab 36. Die Flanschen der U-Profile zeigten nach außen, die Bindebleche waren beiderseits mit zwei Nieten Durchm. 23 mm in 100 mm Entfernung bei allen Stäben angeschlossen worden.

Besondere Sorgfalt wurde auf die Ausbildung der Stabköpfe gelegt, die die beim Druckversuch eingeleitete Kraft möglichst gleichmäßig auf den gesamten Querschnitt verteilen sollten. Sie waren entsprechend den früher gemachten Erfahrungen ohne Kopfplatten durchgebildet worden, da diese durch ungleichmäßiges Anliegen an den Druckplatten der Materialprüfmaschine zu unregelmäßiger Kraftverteilung über den Querschnitt geführt hatten. Für die Verteilung der Kraft sorgte an jeder Seite ein kräftiges Bindeblech, das mit dem Stabende bündig lief und beiderseits mit drei Nieten Durchm. 23 mm angeschlossen war (Abb. 2).

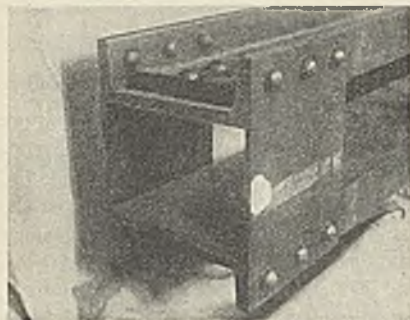


Abb. 2. Ausbildung des Stabkopfes.

Außerdem waren zur Erhöhung der Querschnittsfläche die Stege der U-Eisen an den Stabenden durch Bleche verstärkt worden. Die Endflächen der Stäbe waren genau eben und senkrecht zur Stabachse gefräst. Auch auf sorgfältiges Geraderichten der U-Profile wurde großer Wert gelegt, um die ursprüngliche Verkrümmung der Stabachse nach Möglichkeit gering zu halten.

Durch die Versuche sollte gezeigt werden, wie man auf einfache Weise mittels der gemessenen Ausbiegungen und Spannungen aus dem Biegeversuch die Tragfähigkeit eines gedrückten Rahmenstabes ermitteln kann, ohne diesen bis zur Zerstörung oder auch nur bis über die Elastizitätsgrenze hinaus zu beanspruchen.

Die theoretische Grundlage, auf die sich die aus den Versuchswerten errechnete Knicklast stützt, bildet das Verfahren, das in den Forschungsarbeiten des V. d. I. 1918, „Beziehungen zwischen Druck- und Biegefestigkeit“, veröffentlicht worden ist.

Gleichzeitig sollte die für die Ermittlung der Randspannungen eines gedrückten Stabes wichtige „anfängliche Ausbiegung der Stabachse“⁹⁾ festgestellt werden. Diese wird in der Praxis meist mit $\frac{l}{150}$ bis $\frac{l}{250}$ angenommen, ohne daß bis jetzt für diese Annahme eine einwandfreie versuchstechnische Grundlage vorhanden gewesen wäre. Wie es sich auf Grund der früheren Versuche als wünschenswert gezeigt hatte, wurde bei allen Versuchen dem Einfluß der Bindungen sowie dem Verhalten der Teilstäbe besondere Beachtung geschenkt.

II. Material und Vorberechnung der Stäbe.

A. Material der Versuchsstäbe.

Das Material für die beschriebenen Stäbe war St 48, entsprechend der zur Zeit der Versuchsdurchführung häufigeren Anwendung dieses Baustoffes im Stahlhoch- und Brückenbau. Zur genauen Kenntnis der Festigkeitseigenschaften des Baustoffes waren nach Lieferung der aus zwei Blöcken abgewalzten Profile der Versuchstäbe aus den Reststücken, von jedem Stab gesondert, Materialproben entnommen worden. Die Prüfung dieser Proben hatte das Staatliche Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem übernommen. Es zeigten sich für Stabproben aus den gleichen Querschnitten bemerkenswerte Unterschiede für die Höhe der Streckgrenze zwischen Flanschante und Stegmitte. Sie schwankt zwischen 2943 und 3037 kg/cm². Die gesamten Mittelwerte sind in der nebenstehenden Tafel I zusammengestellt worden.

Der Gesamtdurchschnitt der Streckgrenze für alle Stäbe beträgt 2995 kg/cm². Die Bruchfestigkeit des Baustoffes liegt durchweg über 5000 kg/cm² bei einer Dehnung von über 20 %.

B. Vorberechnung der Stäbe.

Für die Durchführung der Versuche wurden zunächst Vorberechnungen angestellt, um aus diesen für den jeweils vorliegenden Stab auf seine größte Tragkraft schließen zu können. Es bestehen eine größere Anzahl

⁹⁾ Es handelt sich hier um einen Rechnungswert f_0 , der die verschiedenen Möglichkeiten der Vergrößerung der Randspannungen bei Druckbelastung des Stabes umfassen soll. Dazu gehören: teilweise Einspannung, ungleichmäßige Materialbeschaffenheit, Verbiegung der Stabachse und andere rechnerisch nicht faßbare Einflüsse.

Tafel I.

Zusammenstellung des Elastizitätsmaßes und der Streckgrenze des Materials der Versuchsstäbe.

Nr.	Elastizitätsmaß E	Streckgrenze σ_s	Bruchgrenze σ_B	Dehnung % δ_{10}
32	2 056 100	3023	5335	23,8
33	2 046 400	2943	5182	24,3
34	2 048 300	3000	5236	24,1
35	2 058 860	3037	5368	22,9
36	2 045 000	2973	5220	23,6

von Verfahren zur angenäherten Ermittlung der maßgebenden Werte, aus denen im vorliegenden Falle nur einige ausgewählt wurden. Alle Verfahren kommen, soweit bis heute Versuche vorliegen, der tatsächlichen Knicklast in mehr oder weniger weiten Grenzen nahe, jedenfalls in dem seither fast ausschließlich untersuchten Bereich für Schlankheitsgrade von $\lambda = 70$ bis über 100.

a) Nach Engeßer.

Wohl eines der ältesten Verfahren zur Berechnung von gegliederten Druckstäben ist das von Engeßer, veröffentlicht im Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 483. Engeßer hat die Knickkraft des Rahmenstabes zu

$$S''_0 = S_0 \frac{1}{1 + \frac{S_0}{Eh} \left(\frac{h^2 c}{12 Y} + \frac{\rho c}{0,4 f} \right)} + 2 s_0$$

berechnet, worin bedeutet:

S''_0 = Knickkraft des Rahmenstabes,

$S_0 = \sigma 2 F_1$ = Knickkraft des entsprechenden vollen Stabes, dessen Querschnitt gleich der Summe der Gurtquerschnitte ($2 F_1$) und dessen Schlankheitsgrad $\lambda = 2 l : h$ ist,

E = Elastizitätsmaß,

h = Abstand der Schwerachsen der Gurtungen,

c = Abstand der Bindebleche,

Y = Trägheitsmoment der Rahmenbleche,

f = Querschnitt der Rahmenbleche,

ρ = Beiwert, der für den Rechteckquerschnitt den Wert 1,2 hat,

s_0 = Knickkraft einer Gurtung der freien Länge l (wo l gleich der Gesamtlänge des Rahmenstabes ist).

Dieses Verfahren wurde für die Vorberechnung der zu untersuchenden Druckstäbe verwendet und hat die in der Tafel II, Spalte 17 aufgeführten Bruchlasten P_k ergeben. Es ist zu beachten, daß man nach Engeßer durchweg höhere Werte erhält, als dies unter Berücksichtigung der Streckgrenze für die vorliegenden Stäbe möglich ist. Diese Tatsache ist wohl so zu erklären, daß in obiger Gleichung bei Überschreitung der Streckgrenze der Wert E nicht mehr konstant ist. Die Werte für die Bruchlast schwanken bei dieser Berechnungsart entsprechend der Entfernung der Bindebleche von 351 bis 330 t (s. Tafel II, Spalte 17).

b) Nach der Druckbiegegleichung.

Als zweites Vergleichsverfahren wurde das von Prof. Kayser im Eisenbau 1910, Heft 4 u. 5⁷⁾ angegebene verwertet, das zunächst als Rechnungshilfswert den „Biegungswiderstand“ R des betreffenden Stabes wie folgt ermittelt.

$$R = \frac{E}{\frac{l^2}{\pi^2 J_0} + \frac{a b}{12 J_2} + \frac{a^2}{24 J_1} + \frac{k_2 a}{0,4 b F_2} + \frac{k_1}{0,8 F_1}}$$

Hierin bedeutet:

R = Biegungswiderstand des Rahmenstabes,

E = Elastizitätsmaß,

F_1 = Querschnitt einer Gurtung,

J_1 = Trägheitsmoment einer Gurthälfte für die eigene Schwerachse parallel zur freien Achse,

F_2 = Querschnitt der Rahmenbleche,

J_2 = Trägheitsmoment der Rahmenbleche für die Schwerachse parallel zur freien Achse,

J_0 = Trägheitsmoment beider Gurthälften für die gemeinschaftliche Schwerachse,

l = Stablänge,

a = Entfernung der Rahmenbleche (Pfosten),

b = Abstand der Schwerachsen beider Gurte,

k_1 und k_2 = Koeffizienten der Schubbeanspruchung.

Der aus der Schubarbeit herrührende Wert

$$\frac{k_1}{0,8 F_1}$$

⁷⁾ Kayser, Knickversteifung doppelwandiger Druckquerschnitte, Eisenbau 1910, Heft 4 u. 5, S. 149.

Tafel II.
Theoretische Bruchlast der Stäbe.
R-Werte und Abminderungswerte.

Stab Nr.	Querschnitt F										R-Werte theoretisch nach			Abminderungswert nach		Bruchlast nach			
	x		y		x		y		y		Euler kg	Kayser kg	Müller-Breslau kg	Kayser Müller-Breslau	Engeßer P _k kg	Kayser f _o = l/400 P _k ¹⁾ kg	Müller-Breslau P _k kg	Reichsbahnvorschr. P _k kg	
	J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	i _x cm	i _y cm	W _x cm ³	W _y cm ²	J ₁ cm ⁴	λ _y	a cm										
32	96,6	9646	15 734	9,98	12,75	743	822	317	37	30,0	1 466 000	1 233 000	1 155 000	0,842	0,810	351 800	257 000	301 000	301 000
33	96,6	9646	15 734	9,98	12,75	743	822	317	37	52,5	1 466 000	1 020 000	897 000	0,636	0,626	347 800	257 000	301 000	301 000
34	96,6	9646	15 734	9,98	12,75	743	822	317	37	70,0	1 466 000	865 000	722 000	0,590	0,510	343 800	254 000	301 000	301 000
35	96,6	9646	15 734	9,98	12,75	743	822	317	37	105,0	1 466 000	616 000	448 000	0,420	0,313	337 800	245 000	286 000	301 000
36	96,6	9646	15 734	9,98	12,75	743	822	317	37	140,0	1 466 000	446 000	286 000	0,304	0,200	330 800	234 000	244 000	2)

1) Kayser, Die Knickversteifung doppelwandiger Druckquerschnitte, Eisenbau 1910, Heft 4 u. 5, S. 149.
2) Nach Reichsbahnvorschrift nur zulässig, wenn die Tragfähigkeit rechnerisch nachgewiesen wird.

darf vernachlässigt werden, während der Koeffizient k₂ für rechteckige Rahmenbleche = 1,2 gesetzt wird.⁹⁾ Weiterhin ist die größte Randspannung der Knickbelastung P_k:

$$\sigma_{fl} = \frac{P_k}{F} + \frac{P_k f'}{W}$$

wobei f' gleich der Gesamtausbiegung, gemessen in Stabmitte, bei der Last P_k ist. Diese Ausbiegung f' setzt sich aus zwei Werten, der anfänglichen Ausbiegung f_o (als Ersatz für alle Biegungsspannungen erzeugenden Nebeneinflüsse) und einer unter Einwirkung der Knickkraft P_k entstandenen Ausbiegung f'' zusammen (Abb. 3).

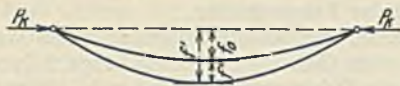


Abb. 3. Ausbiegung des Stabes unter Einwirkung der Längslast.

Wie bekannt,⁹⁾ ist $f' = \frac{R}{R - P_k} \cdot f_o$

Nach Einsetzung dieses Wertes in obige Gleichung erhält man

$$\sigma_{fl} = \frac{P_k}{F} + \frac{R}{R - P_k} \cdot f_o \cdot \frac{P_k}{W}$$

und hieraus

$$P_k = \frac{F}{2} \left(N - \sqrt{N^2 - \frac{4 R \sigma_{fl}}{F}} \right)$$

wobei

$$N = \sigma_{fl} + \frac{R}{F} + \frac{R f_o}{W}$$

ist. Mit Hilfe des errechneten Wertes R und der für die Vorberechnung zu $\frac{l}{400}$ geschätzten ursprünglichen Ausbiegung f_o wurden die Werte P_k ermittelt (s. Tafel II, Spalte 18). Der Wert $\frac{l}{400}$ für f_o darf hierbei mit Rücksicht auf die sehr sorgfältige Herstellung und das gute Ausrichten der Stäbe gewählt werden.

Die erhaltenen Knicklasten P_k zeigen gegenüber den nach anderen Verfahren ermittelten Werten Abweichungen, die in der Annahme der Ausbiegung f_o begründet sind. Je kleiner f_o wird, um so näher liegt P_k an der Fließgrenze, vorausgesetzt, daß die Teilstäbe ebenfalls wie der Gesamtstab knicksicher ausgebildet sind.

c) Nach Müller-Breslau.

Nach Müller-Breslaus Veröffentlichung in den „Neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen“¹⁰⁾ und dem später von Prof. Petermann veröffentlichten Verfahren aus dem Nachlaß Müller-Breslaus wurde die dritte Vergleichspalte (19 der Tafel II)

⁹⁾ Kayser, Knickversteifung doppelwandiger Druckquerschnitte, Eisenbau 1910, Heft 4 u. 5, S. 149.

⁸⁾ Föppl, Techn. Mechanik, Band 3, 6. Aufl., S. 364. — Kayser, Forschungsarbeiten des V. d. I. 1918, Beziehungen zwischen Druck- und Biegefestigkeit, S. 24.

¹⁰⁾ Müller-Breslau, Neuere Methoden, 5. Aufl., S. 400, Formel 82.

errechnet.¹¹⁾ Dort wird das Trägheitsmoment des Rahmenstabes J₁ auf das Trägheitsmoment des Vollstabes J_v zurückgeführt durch die Gleichung:

$$J_v = \varphi J_1$$

Der Faktor φ bezeichnet hierin die Abminderung des Trägheitsmomentes und berücksichtigt den Einfluß der Felderzahl, den Gurtabstand und die Nachgiebigkeit der Bindebleche. Es ist

$$\varphi = \frac{1}{\left(\alpha + 0,4112 \cdot \frac{J_1}{n^2 J} \right) \gamma}$$

worin bedeutet

- α = Koeffizient abhängig von der Felderzahl,
- J₁ = Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts, bezogen auf die freie Achse,
- J = Trägheitsmoment des Einzelstabes, bezogen auf die zur freien Achse des Gesamtquerschnitts parallele Schwerachse,
- n = Anzahl der Felder,
- γ = 1 + $\frac{5 F h}{n F_b l} \left(3 + \frac{h h'}{b^2} \right)$; hierin ist
- F = Querschnitt des Einzelstabes,
- F_b = Querschnitt der Bindebleche,
- h = Abstand der Schwerachsen der Gurte,
- h' = Abstand der Niete der Bindebleche,
- b = Breite der Bindebleche,
- l = Stablänge.

Aus dem errechneten J_v wurde nach Müller-Breslau der Trägheitshalbmesser

$$i_v = \frac{J_v}{2F}$$

der Schlankheitsgrad

$$\lambda_v = \frac{l}{i_v}$$

bestimmt und danach unter Benutzung der Reichsbahnformel

$$\sigma_{kv} = 4690,5 - 26,175 \lambda_v$$

auf die Knicklast

$$P_k = \sigma_{kv} 2F$$

geschlossen. Die nach diesem Verfahren sich ergebenden Werte für die Bruchlast P_k sind wieder zum Vergleich in die Tafel II eingetragen (s. Spalte 19).

Nach Müller-Breslau würden die Stäbe Nr. 32, 33 und 34 erst bei Erreichung der Streckgrenze des Materials, bei 301 t, zu Bruch gehen, während bei den Stäben Nr. 35 und 36 infolge der Schwächung dieser durch die verhältnismäßig große

Entfernung der Bindungen die Zerstörung früher erwartet werden dürfte. Die zugehörigen Bruchlasten sind dadurch auf 286 t für den Stab Nr. 35 und 244 t für den Stab Nr. 36 herabgemindert worden. Der Abminderungskoeffizient des Trägheitsmomentes φ für die einzelnen Stäbe gegenüber dem theoretischen Trägheitsmoment ist in Spalte 16 eingetragen und schwankt zwischen 0,81 bei engster Bindung bis 0,2 bei

¹¹⁾ Petermann, Müller-Breslaus Versuche mit Rahmenstäben, Bauingenieur 1926, S. 1012.

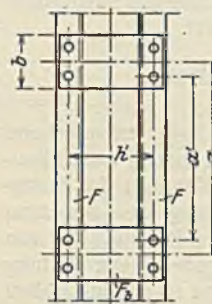


Abb. 4.
Bezeichnung der Stababmessungen.

weitester Entfernung der Bindebleche. Hierbei ist zu beachten, daß der Abminderungskoeffizient des Trägheitsmomentes mit dem Abminderungskoeffizienten des Eulerwertes übereinstimmt.

d) Nach der Reichsbahnvorschrift.¹²⁾

Als viertes Vergleichsverfahren wurden die Bestimmungen der Reichsbahnvorschriften zugrunde gelegt (s. Spalte 20 der Tafel II). Es ergab sich für den Schlankheitsgrad der untersuchten Stäbe eine gleich große Bruchlast von $P_k = 301$ t. Der Knickstab 36 ist im Sinne der Reichsbahnvorschriften nur zulässig, wenn die Tragfähigkeit des Stabes rechnerisch nachgewiesen wird. Die durchgeführten Versuche werden zeigen, daß dieser Nachweis auch versuchstechnisch möglich ist und daß die größere Entfernung der Bindebleche bei gelenkiger Lagerung des Stabendes zulässig ist.

III. Versuchsprogramm.

Das Ziel der Versuche war, unter Benutzung der Druckbiegegleichung

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{R}{R-P} \cdot f_o \cdot \frac{P}{W}$$

die Tragfähigkeit der Stäbe bei Druckbeanspruchungen voraus zu berechnen und gleichzeitig die zugehörigen Werte f_o festzustellen. Es sollte ferner ermittelt werden, welchen Abstand die Bindebleche haben dürfen, damit die Tragkraft der Teilstäbe mit derjenigen des Gesamtstabes im Einklang ist.

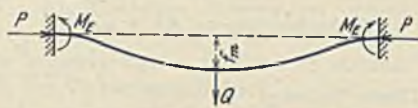
Die Anwendung der Druckbiegegleichung setzt die Bestimmung der „ursprünglichen Verbiegung“ f_o der Stabachse voraus. Diese kann auf versuchstechnischem Wege mit Hilfe der Gleichung

$$f_o = \frac{R-P}{P} \cdot f''^{13)}$$

gefunden werden. Hierin bedeutet f'' die gemessene Ausbiegung der Stabachse unter Einwirkung der Längskraft P bei dem vorhandenen Biegungswiderstand R des Stabes. Dieser ist für den gelenkig gelagerten Vollstab gleich dem Euler-Wert

$$R = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$$

Abb. 5. Querbeltung des Stabes zur Ermittlung des Biegungswiderstandes.



Für den Vollstab mit ganzer oder teilweiser Einspannung ergibt sich ein größerer Wert, der versuchstechnisch mit Hilfe der Querbeltung des Stabes gefunden werden kann (Abb. 5). Der Biegungswiderstand eines Stabes, der mit der Längskraft P und der Querbeltung Q in Stabmitte belastet ist, ergibt sich zu

$$R = P + 0,2 \cdot \frac{Ql}{f_m}^{14)}$$

hierin bedeutet:

- P = Längsbelastung,
- Q = Querbeltung des Stabes in der Mitte,
- l = Stablänge,
- f_m = gemessene Verbiegung der Stabachse bei der Belastung.

Der auf diese Weise gefundene Biegungswiderstand des Vollstabes kann mit dem Euler-Wert verglichen werden.

Setzt man $R = \mu R_{Euler}$

so gibt μ einen Koeffizienten, der den Grad der Einspannung des Stabes charakterisiert. Man sieht hieraus, daß durch den Versuch unter Querbeltung praktisch auch der Einspannungsgrad des Stabes festgestellt werden kann.

Für den aufgelösten Stab mit Bindungen können ähnliche Betrachtungen angestellt werden. Hierbei ergibt sich für den gelenkig gelagerten Stab und den Vergleich des Biegungswiderstandes mit dem Euler-Wert eine Abminderung des letzteren. Bei einem aufgelösten Stab, der gleichzeitig eine gewisse Einspannung hat, ist in dem Wert μ Einspannungsgrad und Abminderung zugleich enthalten. In diesem Falle muß der Grad der Einspannung dadurch gefunden werden, daß man zunächst den Abminderungswert mit Hilfe der bekannten Gleichung (vgl. S. 202) berechnet.

Die ursprüngliche Ausbiegung f_o kann unter Umständen auch mit Hilfe der Druckbiegegleichung berechnet werden, wenn die Randspannungen des Stabes beim Druckversuch versuchstechnisch gefunden werden. Es wurde daher für das Versuchsprogramm die Messung der Randspannungen an mindestens drei Stabpunkten eines Querschnittes in Aussicht genommen. Es zeigte sich, daß durch die Messung der Spannungen unter Be-

nutzung der Druckbiegegleichung die Werte f_o sich einwandfreier feststellen ließen als aus der Gleichung

$$f_o = \frac{R-P}{P} \cdot f''.$$

Die Gründe hierfür werden später erörtert werden.

Wenn auf diese Weise die Werte f_o und der Wert R (Biegungswiderstand) bestimmt sind, kann die Spannung des betreffenden Stabes unter Einwirkung einer Längsbelastung mit Hilfe der Druckbiegegleichung einwandfrei ermittelt werden. Diese lautet für Längsbelastung

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{R}{R-P} \cdot f_o \cdot \frac{P}{W}$$

Die Tragkraft eines längsbelasteten Stabes ist erschöpft, wenn die hieraus berechnete Randspannung der Fließgrenze des Stabes entspricht.

Bei den vorliegenden Versuchsstäben waren die Bindungen in verschiedenen Entfernungen ausgeführt (vgl. Abb. 1). Es ist klar, daß die Bindungen in solchen Entfernungen am wirtschaftlichsten sind, wenn der Biegungswiderstand der Teilstäbe zwischen zwei Bindungen gleich dem Biegungswiderstand des Gesamtstabes ist. Die Versuche wurden daher auch nach dieser Richtung hin durchgeführt, um festzustellen, welche Entfernung der Bindungen der Tragkraft des Gesamtstabes entspricht. Hierbei muß natürlich die etwaige Einspannung des Gesamtstabes am Stabende berücksichtigt werden; denn es ist offensichtlich, daß bei ganz oder teilweise eingespannten Stäben die Entfernung der Bindungen kleiner sein muß als bei gelenkig gelagerten Stäben. Der Vergleich der Biegungswiderstände des Gesamtstabes und des Teilstabes geschieht am besten mittels der nachstehenden Gleichungen. Für den Gesamtstab ist

$$R_g = P + 0,2 \cdot \frac{Ql}{f_m}$$

für den Teilstab ist

$$R_t = P + 0,2 \cdot \frac{Qa'}{f'_m}$$

Die Gleichsetzung beider Werte liefert die der Einspannung und Abminderung des Trägheitsmomentes entsprechende wirtschaftlichste Entfernung der Bindebleche. Die auf diesem Wege gefundenen Werte a' sollen mit den im Hochbau und Brückenbau vorgeschriebenen Werten verglichen werden. In den Bestimmungen für Hochbauten 1919 und den Vorschriften für Eisenbauwerke B. E. 1925 ist bekanntlich hierfür der Wert $\frac{a'}{l} = 30$ empfohlen. Es ist in der Literatur wiederholt darauf hingewiesen worden, daß dieser Wert in vielen Fällen zu klein ist und wesentlich vergrößert werden darf. Auch die erwähnten Vorschriften lassen diese Vergrößerung des Abstandes zu, wenn der rechnerische Nachweis für die Tragfähigkeit des Stabes erbracht wird.

IV. Beschreibung der Meßgeräte.

Für die Durchführung der geplanten Versuche waren die Messungen von Durchbiegungen an verschiedenen Punkten des Stabes und die Messungen von Dehnungen erforderlich. Für die Messungen von Durchbiegungen wurden Kienzlesche Meßuhren¹⁵⁾ entsprechend der Abb. 6 verwendet.

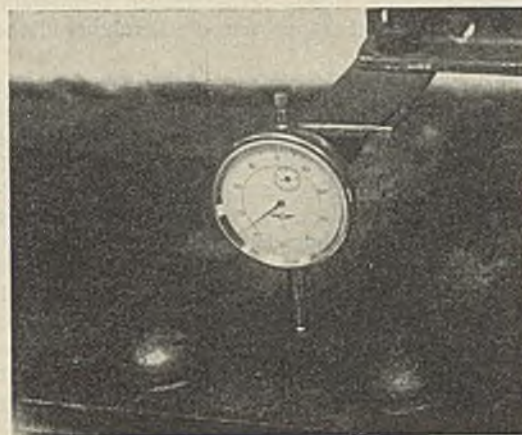


Abb. 6. Kienzlesche Meßuhr.

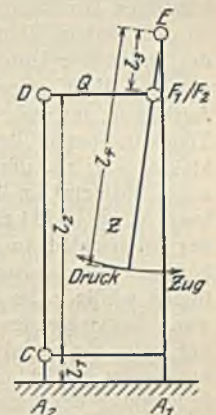


Abb. 7. System der Huggenberger Tensometer.

Zur Messung der Dehnungen, die die Grundlage für die Spannungsberechnung und damit für die Bestimmung von f_o bilden sollten, wurden Tensometer der Firma Huggenberger¹⁶⁾ benutzt, die dem bekannten Okhuizen-Apparat nachgebildet sind und diesem gegenüber

¹⁵⁾ Kienzle Uhrenfabriken AG., Schwenningen a. Neckar, Württemberg.
¹⁶⁾ Firma Huggenberger, Zürich 3, Schweiz.

¹²⁾ Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Vorschriften für Eisenbauwerke (B. E. 1925).

¹³⁾ Föppl, Technische Mechanik, Bd. 3, 6. Aufl., S. 364; Kayser, Beziehungen zwischen Druckfestigkeit und Biegefestigkeit, Forschungsarbeiten des V. d. I. 1918, S. 24.

¹⁴⁾ Kayser, Beziehungen zwischen Druck- und Biegefestigkeit, Z. d. V. d. I. 1917, S. 92.

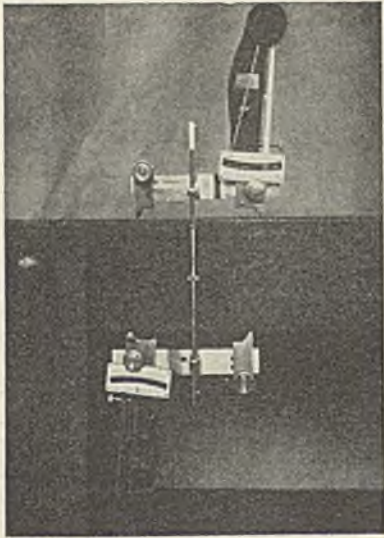


Abb. 8. Befestigung der Huggenberger Tensometer.

mancherlei Verbesserungen aufweisen. Auch mit diesen Apparaten angestellte Vorversuche hatten befriedigende Ergebnisse gezeitigt, so daß ihre Anwendung im vorliegenden Falle unbedenklich erschien. Das System dieser Apparate ist in der Abb. 7 dargestellt.

Die Befestigung zweier Apparate an dem Druckstab bei Durchführung der Messungen zeigt Abb. 8.

V. Ausführung der Versuche.
A. Längsbelastung der Stäbe.

Für die Durchführung der Versuche wurde eine Werder-Maschine benutzt, die in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Darmstadt zur Verfügung stand und geeignet war, Druckkräfte bis zu 100 t zu

übertragen. Die Bauart dieser Maschine darf als bekannt vorausgesetzt werden (vgl. die Systemskizze Wawrziniok, Handbuch des Materialprüfungswesens, 2. Aufl., 1923, S. 636 u. f.). In dieser Maschine wurde die Kraft auf die Stäbenden mittels zylindrischer Druckwalzen, die auf kräftiger Unterlagsplatte der Maschine bzw. des Stabendes aufruhten, übertragen. Die kugelig gelagerten Druckplatten der Maschine erleichtern hierbei die zentrische Einstellung des Zylinders und des Stabes (Abb. 9).

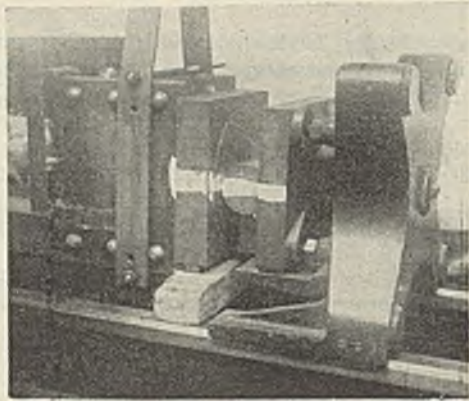


Abb. 9. Lagerung des Stabendes auf der Druckplatte der Werder-Maschine.

Nachdem der Stab in der Maschine genau eingestellt war, wurde eine Vorbelastung auf den Stab gebracht, die 5 t betrug. Hiernach wurden die kugelig gelagerten Druckkörper der Maschine mittels Stellschrauben festgestellt, so daß weitere Verdrehungen des Stabes nur um die Berührungsfäche der Druckrolle eintreten konnten.

Die Wahl einer Druckrolle schien deswegen erforderlich, um das Ausbiegen des Stabes senkrecht zur Zylinderachse zu erzwingen, weil das Trägheitsmoment des doppelteiligen Versuchstabes um die Materialachse kleiner war als um die freie Achse (Trägheitsmoment um die Materialachse 9646 cm⁴ im Vergleich mit dem Trägheitsmoment um die materialfreie Achse 15 734 cm⁴). Es wurde erwartet, daß infolge der Einspannung der Unterschied in den Trägheitsmomenten derart ausgeglichen werden könnte, daß die Ausbiegung im wesentlichen um die freie Achse stattfinden würde. Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, daß dies nicht der Fall war. Bei steigender Druckbelastung bog sich der Stab sowohl in Richtung der freien Achse als auch der Materialachse beträchtlich aus. Die Ausbiegungen in Richtung der Materialachse waren sogar größer als diejenigen in Richtung der freien Achse. Diese Erscheinung war für die Auswertung der Versuchsergebnisse, insbesondere hinsichtlich der Berechnung der anfänglichen Verbiegung des Stabes, sehr nachteilig.

Die räumliche Verbiegung des Stabes, wie sie bei dem Versuch beobachtet wurde, ist zweifellos darauf zurückzuführen, daß durch die Linienlagerung eines Stabes auf einem Zylinder keine Einspannung in Richtung der Berührungslinie erzielt werden kann, da die Beanspruchung in der Berührungsfäche der Spannung an der Fließgrenze entspricht und damit sowohl eine Drehung um die Achse, als auch senkrecht zu ihr stattfindet. Es wird sich daher empfehlen, bei späteren Versuchen entweder das Trägheitsmoment um die Materialachse von vornherein wesentlich größer zu gestalten als um die freie Achse, oder den Stab in der

Mitte oder an einer anderen Stelle derart festzuhalten, daß bei Druckbelastung im wesentlichen eine Ausbiegung senkrecht zur freien Achse erzwungen wird.

Die Erscheinung der räumlichen Verbiegung der Stabachse zwang bei der Durchführung der Versuche dazu, die Ausbiegung durch zwei Komponenten entsprechend den beiden Schwerpunktsachsen des Stabes festzustellen. Die im Abschnitt II angeführte Formel für die Verbiegung des Stabes infolge der Einwirkung einer Längskraft

$$f' = \frac{R}{R-P} \cdot f_o \quad (\text{vgl. S. 202 und Abb. 3})$$

gilt nur für die Ausbiegung in einer Ebene und bedarf zunächst der Umwandlung, um sie zur Bestimmung von f_o aus den gemessenen Verbiegungen f'' infolge der Längskraft nutzbar zu machen. Wie aus der Abb. 10 zu entnehmen ist, wird

$$f'' = f' - f_o = \frac{R}{R-P} \cdot f_o - f_o = \frac{P}{R-P} \cdot f_o \quad \text{und} \\ f_o = \frac{R-P}{P} \cdot f''$$

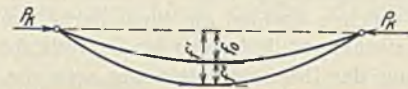


Abb. 10. Ausbiegung der Stabachse infolge Längsbelastung.

Für die räumliche Ausbiegung entsprechend den beiden Achsen X und Y ist diese Gleichung wie folgt umzugestalten:

1. Ausbiegung in der X -Achse

$$f_{ox} = \frac{R_x - P}{P} \cdot f_x''$$

2. Ausbiegung in der Y -Achse

$$f_{oy} = \frac{R_y - P}{P} \cdot f_y''$$

Hierin bedeutet:

- f_{ox} die anfängliche Ausbiegung in der X -Achse,
- f_{oy} die anfängliche Ausbiegung in der Y -Achse,
- R_x den Biegezugwiderstand um die X -Achse,
- R_y den Biegezugwiderstand um die Y -Achse.

Im vorliegenden Falle wurde bei der Auswertung der Wert

$$R_x = \frac{\pi^2 E J_x}{l^2}$$

für die Materialachse rechnerisch ermittelt, da es sich um einen vollwandigen Stabquerschnitt handelt. Von der Berücksichtigung eines etwa vorhandenen Einspannungsgrades wurde dabei abgesehen. Der Wert R_y für die freie Achse wurde dagegen versuchstechnisch gefunden. Dieser Wert steht, wie die Rechnungen beweisen, in befriedigender Übereinstimmung mit den theoretischen Werten (vgl. Tafel III, S. 208).

Um die Ausbiegungen in der Stabmitte möglichst genau festzustellen, war es erforderlich, auch die Bewegungen der Stäbenden zu messen. Auch hierbei wurden die Bewegungen in waagerechter und senkrechter Richtung entsprechend den Messungen in Stabmitte festgestellt.

B. Die Querbelastung der Stäbe.

Zur Ermittlung des Biegezugwiderstandes R der Stäbe nach der Formel

$$R = P + 0,2 \cdot \frac{Ql}{f_m}$$

ist es erforderlich, den unter der Längsbelastung P stehenden Stab in der Mitte mit der Querlast Q zu belasten und die Ausbiegung f_m zu messen. Versuchstechnisch wurde die Querbelastung in der Weise durchgeführt, daß parallel dem Versuchstab ein Hilfsstab mit zwei Hängestangen an den Enden befestigt wurde (vgl. Abb. 11), in dessen Mitte eine Druckwasserpresse, deren Druckkraft bis 3 t gesteigert werden konnte, angesetzt wurde (Abb. 12).

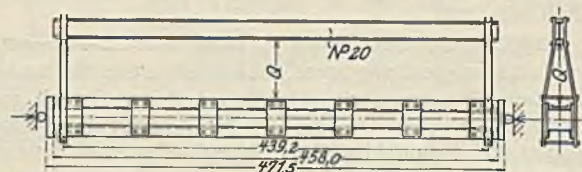


Abb. 11. Versuchsanordnung für die Querbelastung des Stabes.

Hierbei wurde, den theoretischen Voraussetzungen entsprechend, die Kraft auf den Stab möglichst zentrisch durch Zwischenlage einer Walze W übertragen. Um die örtlichen Druckercheinungen auszuschalten, wurde zwischen die Walze und den Stab eine Bleiplatte B eingelegt. Auf der Walze W lagerte eine Stahlplatte E , und darauf stand der Preßtopf P . Die Druckäußerung wurde mit Hilfe des Manometers M ermittelt.

Da bei den Stäben Nr. 32, 33, 34 und 35 in der Mitte des Stabes ein Bindeblech vorhanden war (vgl. Abb. 1), so konnte für diese Stäbe angenommen werden, daß die Druckkraft auf beide Stabhälften durch Vermittlung der Bindebleche sich gleichmäßig verteilte. Eine gewisse Schwierigkeit hinsichtlich der Querbelastung bot nur der Stab Nr. 36, da bei diesem in der Mitte ein Bindeblech nicht vorhanden war. Um bei

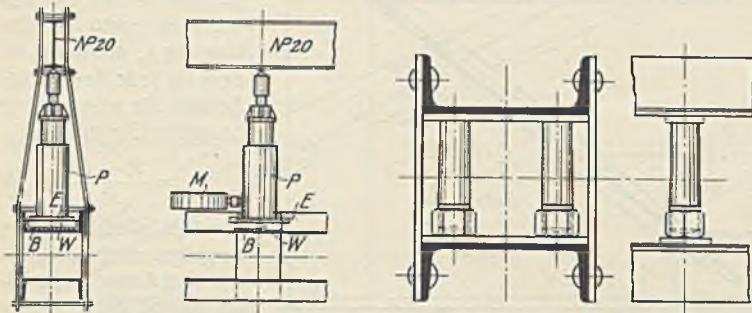


Abb. 12. Anbringen der Druckwasserpresse zur Übertragung der Querbelastung.

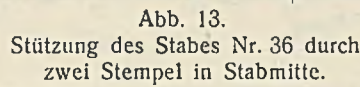


Abb. 13. Stützung des Stabes Nr. 36 durch zwei Stempel in Stabmitte.

diesem Stab die Querbelastung Q auf beide Gurtungen gleichmäßig zu verteilen, war es nötig, eine Hilfskonstruktion einzuschalten, die nach Möglichkeit so beschaffen sein mußte, daß der Biegungswiderstand des Stabes möglichst wenig geändert wurde. Dementsprechend wurde der Druck auf die untere Stabhälfte durch zwei Stempel übertragen, die auf ihrem unteren Ende zwei $1/2$ zöllige Muttern trugen (Abb. 13). Die Muttern hatten den Zweck, nach Aufbringen der Längsbelastung die Stempel zur Aussteifung einsetzen zu können. Als Unterlage dienten am oberen und unteren Ende der Stempel je ein Flacheisen, das in der Mitte durchbohrt war, um die Kienzle-Meßuhr genau zentrisch ansetzen zu können. Diese Vorrichtung hat sich, wie aus den Versuchsergebnissen zu schließen ist, gut bewährt. Die Gesamtanordnung, wie sie für die Querbelastung des Stabes Nr. 36 durchgeführt wurde, ist aus Abb. 14 zu ersehen.

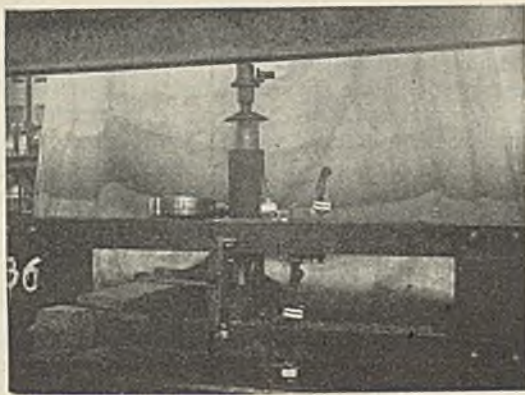


Abb. 14. Druckübertragung und Befestigung der Meßapparate in Stabmitte.

Die Versuchsanordnung bedingte es, daß für die Querbelastung des Stabes eine etwas kleinere Spannweite in Betracht zu ziehen war als für die Längsbelastung, nämlich die Entfernung der beiden Hängestangen (vgl. Abb. 11). Es mußten daher die aus der Querbelastung gefundenen Durchbiegungswerte f_m entsprechend den bekannten Formeln für die Durchbiegung mit dem Verhältnis der dritten Potenzen der Stablänge multipliziert werden ($\mu = \frac{l^3}{l^3}$).

Da für die Beurteilung der Tragfähigkeit des Gesamtstabes auch die Tragkraft der Teilstäbe von Bedeutung ist, so mußte auch diese versuchstechnisch ermittelt werden. Das geschah in der Weise, daß die beiden Teilstäbe durch eine besondere Hilfskonstruktion in der Mitte zwischen zwei Bindebleche mittels einer Druckwasserpresse zusammengedrückt und die hierbei auftretenden Durchbiegungen der Teilstäbe in der Mitte festgestellt wurden. Außerdem wurden die Bewegungen an den

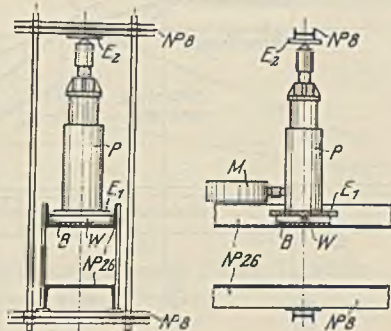


Abb. 15. Anbringung der Druckwasserpresse zur Übertragung der Querbelastung bei den Teilstäben.

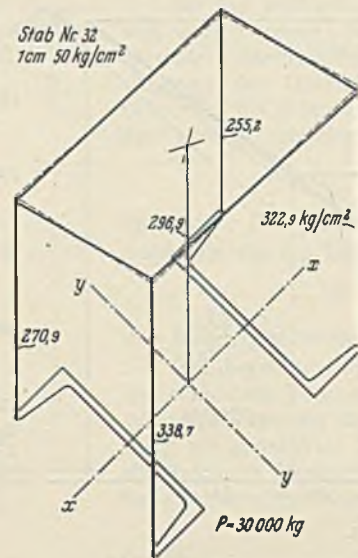


Abb. 16a.

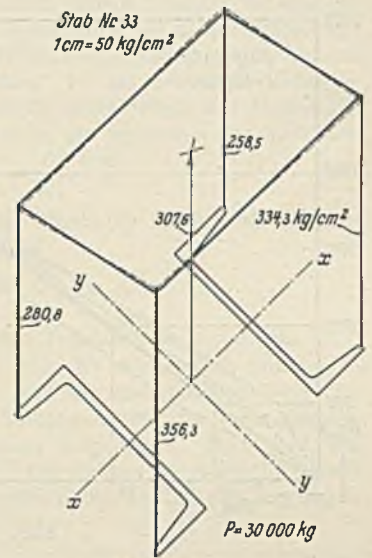


Abb. 16b.

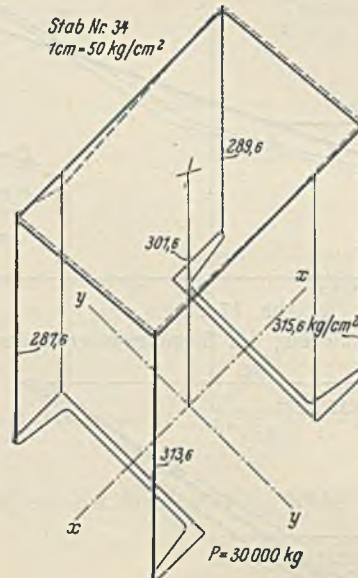


Abb. 16c.

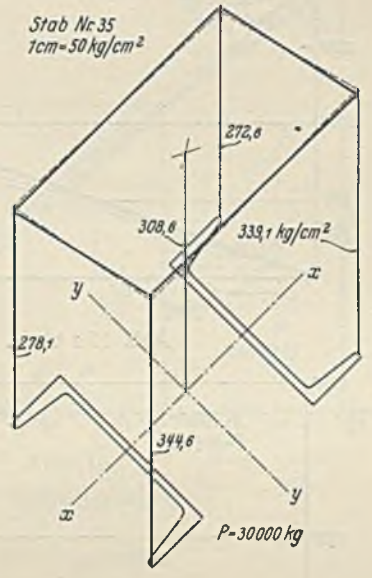


Abb. 16d.

Abb. 16a bis 16c. Darstellung der Spannungen in Stabmitte für Längsbelastung.

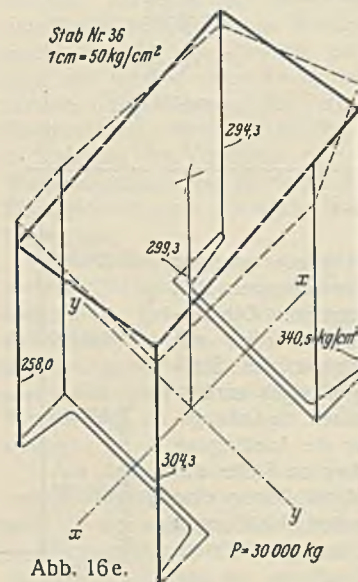


Abb. 16e.

beiden Teilstäben gemessen, um etwaige Formänderungen an diesen Stellen mit berücksichtigen zu können (Abb. 15).

Zur Druckübertragung auf die Teilstäbe wurden zwei I 8 mittels zwei Rundseilen zu einem Rahmen verbunden und dieser um beide Teilstäbe herumgelegt. In der Mitte des Teilstabes stand wieder, wie bei der Querbelastung der Gesamtstäbe, der Preßtopf P . Die Kraft wurde durch Zwischenlage einer Stahlplatte E_1 , einer Walze W und einer Bleiplatte B auf das U-Profil übertragen. Zur Schonung der Kanten des unteren U-Profiles dienten kleine Bleiplatten. Oben wurde die Kraft durch die Stahlplatte E_2 auf das I 8 übergeleitet. Zur Kraftmessung fand ein Manometer M Verwendung.

C. Ermittlung der Werte f_o aus den gemessenen Spannungen.

Zur Kontrolle der Biegemessungen wurden an den vier Kanten des Stabes in Stabmitte bei den Druckversuchen Spannungsmessungen vorgenommen mit dem Zwecke, diese als Kontrolle für die Biegemessungen zu verwenden. Das Ergebnis dieser Spannungsmessungen ist zeichnerisch in Abb. 16a bis e aufgetragen worden. Wie aus den punktierten Linien der Abbildungen, die die gemessenen Spannungswerte darstellen, zu ersehen ist, liegen die gemessenen Werte nicht genau

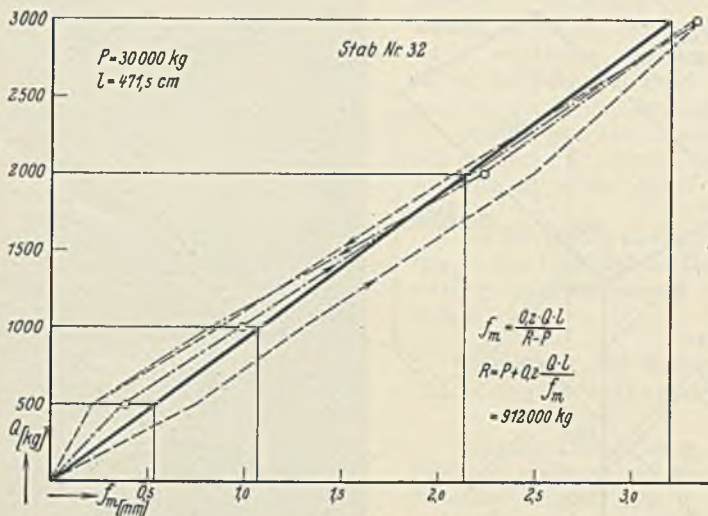


Abb. 17a.

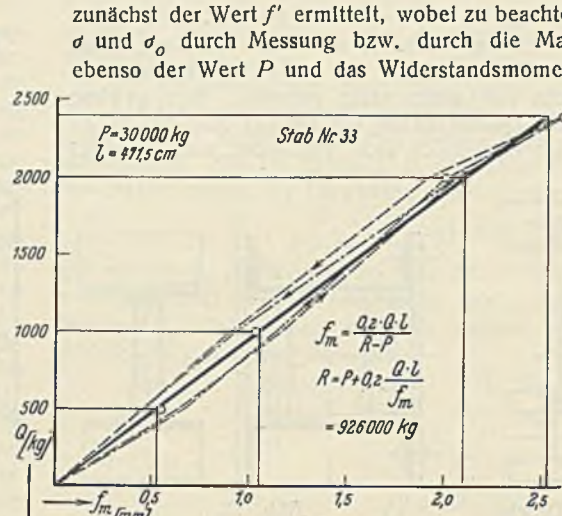


Abb. 17b.

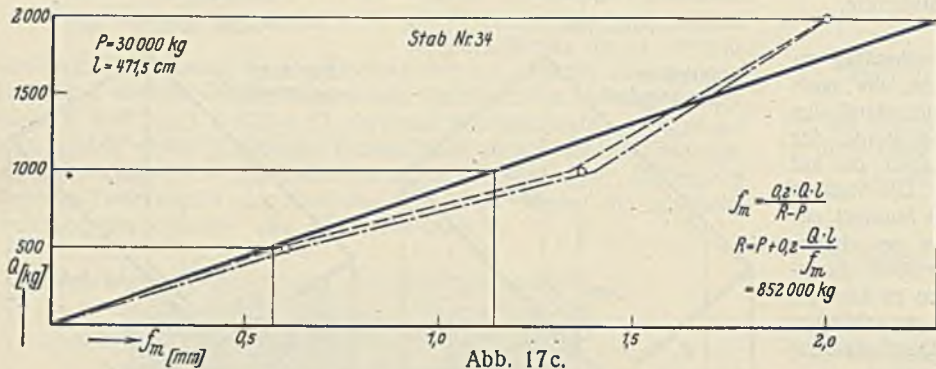


Abb. 17c.

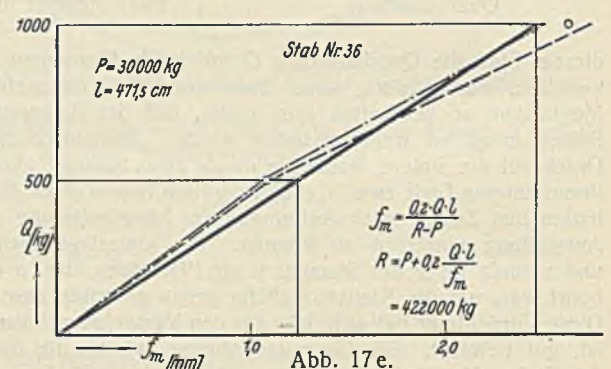


Abb. 17e.

Abb. 17a bis e. Ermittlung des Biegungswiderstandes R aus der Ausbiegung f_m infolge der Querbelastung Q.

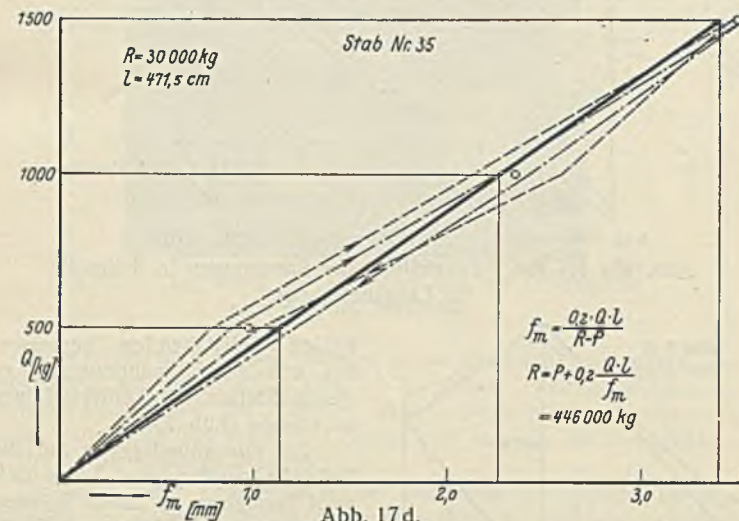


Abb. 17d.

D. Zusammenstellung der Versuchsergebnisse.

Die Ermittlung des Biegungswiderstandes R geschah, wie erwähnt, mit Hilfe einer wechselnden Querbelastung für die verschiedenen Stäbe. Das Ergebnis der umfangreichen Zahlenwerte ist graphisch aufgetragen (vgl. Abb. 17a bis e). In den Tafeln sind als Abszissen die gemessenen Ausbiegungswerte f_m und als Ordinaten die zugehörigen Querkräfte Q aufgetragen worden. Die Ergebnisse verschiedener Messungen, die in den Abbildungen punktiert eingetragen sind, wurden zum Zweck der Auswertung durch eine mittlere Gerade ersetzt, die der Gleichung

$$f_m = \frac{0,2 Q l}{R - P}$$

entspricht. Aus den so gefundenen Werten f_m und den zugehörigen Querbelastungen wurde nunmehr der Biegungswiderstand entsprechend der Formel

$$R = P + 0,2 \cdot \frac{Q l}{f_m}$$

berechnet und graphisch aufgetragen (vgl. Abb. 18). Als Abszisse ist die Entfernung der Bindebleche und als Ordinaten sind die Knickwiderstände

auf einer Ebene, sondern auf einer mehr oder weniger räumlich gekrümmten Fläche. Die Abweichungen sind besonders deutlich in Abb. 16e zu erkennen. Die Abweichungen von der Spannungsebene werden auf verschiedene Ursachen (Verschiedenartigkeit des Stabmaterials, Meßfehler, Rahmenwirkung u. dgl.) zurückzuführen sein. Um aus den gemessenen Spannungswerten möglichst zuverlässige Werte für die Ausbiegung der Stabachse zu erhalten, wurde daher an Stelle der gekrümmten Spannungfläche durch Mittelbildung eine ebene Spannungfläche eingelegt, die in den Abbildungen als ausgezogene Linie sichtbar und am deutlichsten wieder in Abb. 16e zu erkennen ist.

Man sieht aus den Abbildungen, daß im allgemeinen die Unterschiede zwischen der gemessenen Spannungfläche und den Ebenen unerheblich sind. Mit Hilfe der Randspannungen, die auf diese Weise für jeden Stab gesondert ermittelt wurden, wurde nunmehr mit Hilfe der Druckbiegegleichung

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} \text{ oder } \sigma = \sigma_0 \pm \frac{P f'}{W}$$

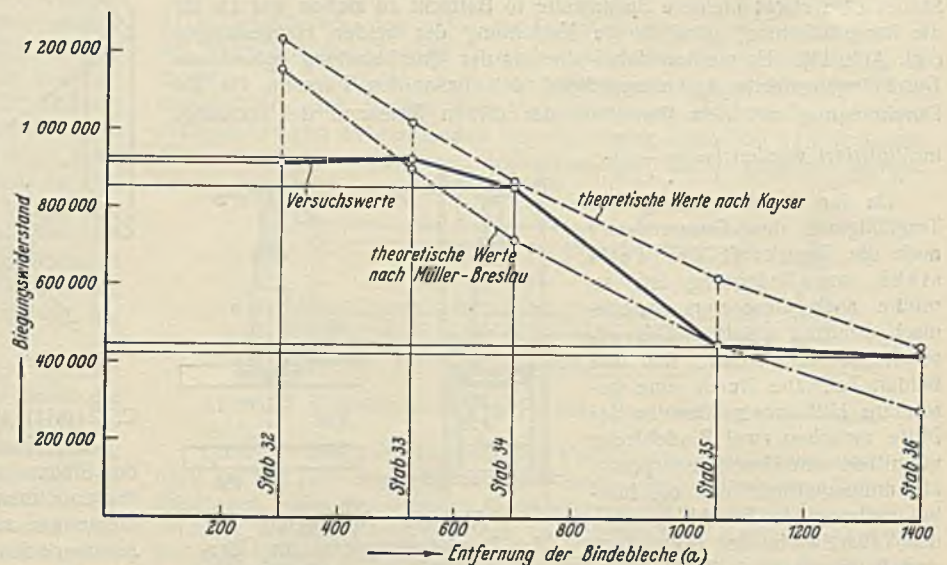


Abb. 18. Abhängigkeit des Biegungswiderstandes R von der Entfernung der Bindebleche.

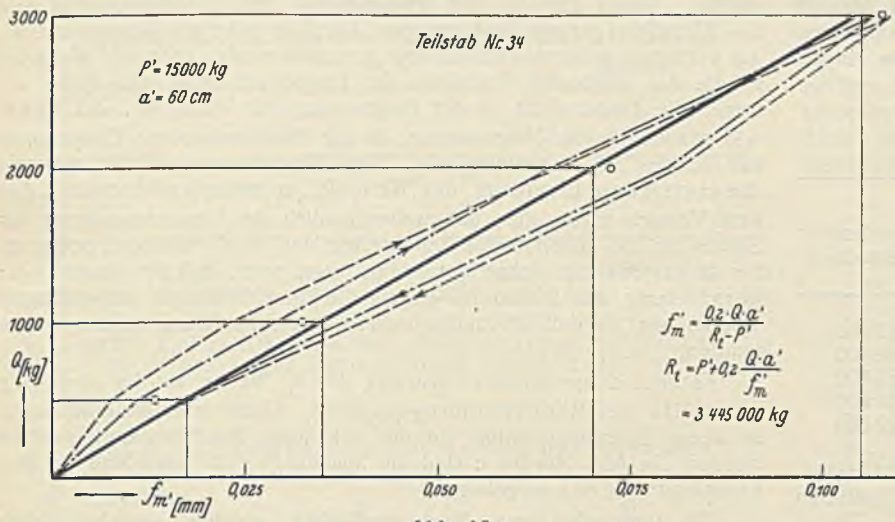


Abb. 19a.

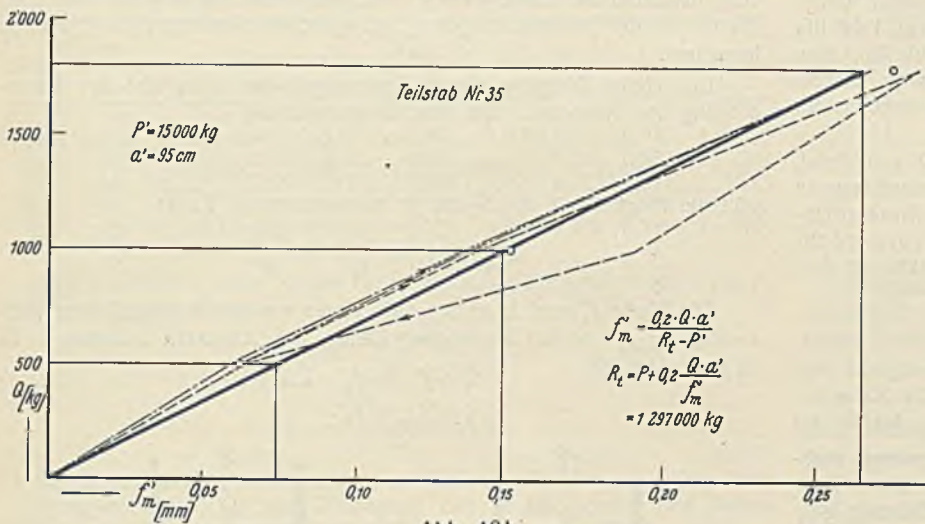


Abb. 19b.

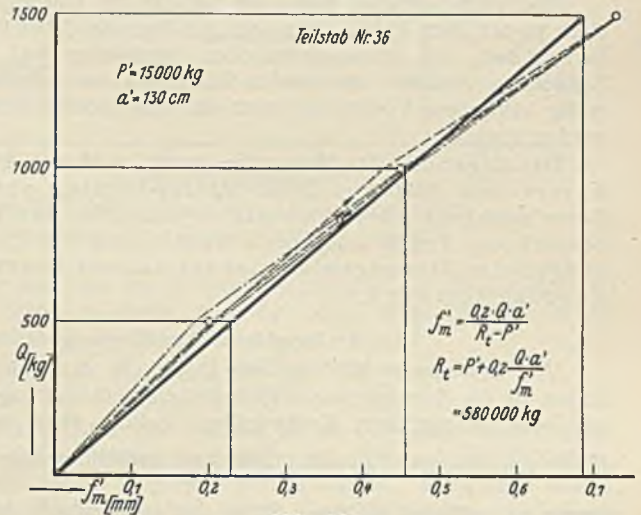


Abb. 19c.

Abb. 19a bis c. Ermittlung des Biegezugwiderstandes R_t aus der Ausbiegung f_m' infolge der Querbelastung Q .

aufgetragen. Die obere punktierte Linie gibt die theoretischen R -Werte nach Kayser entsprechend der Gleichung

$$R = \frac{E}{\frac{l^2}{\pi^2 J_0} + \frac{ab}{12 J_2} + \frac{a^2}{24 J_1} + \frac{k_2 a}{0,4 b F_2} + \frac{k_1}{0,8 F_1}}$$

die untere punktierte Linie die gleichen Werte nach Müller-Breslau an.

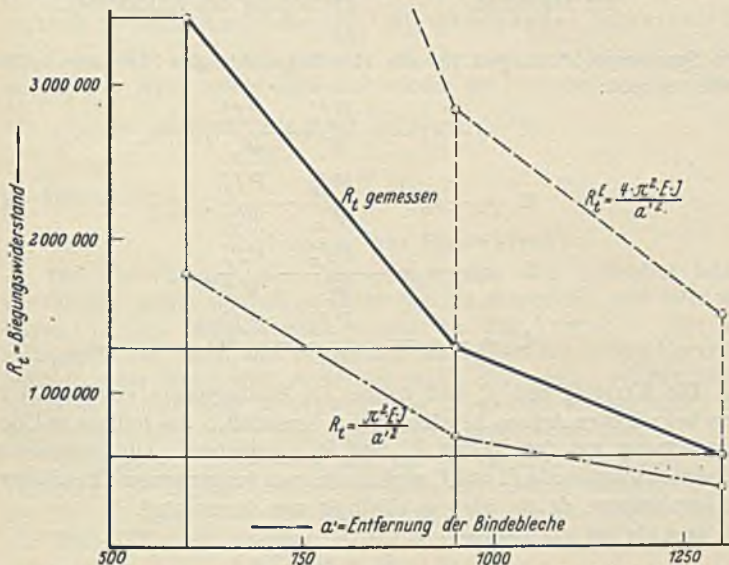


Abb. 20. Abhängigkeit des Biegezugwiderstandes R_t der Teilstäbe von der Entfernung der Bindebleche.

In der gleichen Weise wurden versuchstechnisch die Teilstäbe untersucht. Auch bei diesen wurden die Ausbiegungen entsprechend der Querbelastung gemessen und die Ergebnisse jedes Versuches graphisch aufgetragen (vgl. Abb. 19a bis c).

Bei den kurz gebundenen Stäben Nr. 32 u. 33 erübrigt sich eine Messung, da offensichtlich bei diesen Stäben der Biegezugwiderstand der Teilstäbe wesentlich größer ist als derjenige des Gesamtstabes. In die erhaltene Meßkurve (Abb. 19a bis c) wurde als Gesamtergebnis der Messungen eine gerade Linie eingemittelt, die wiederum der Gleichung

$$f_m' = \frac{0,2 Q a'}{R_t - P'}$$

entspricht. Die gefundenen Werte f_m' wurden hiernach benutzt, um aus der Gleichung

$$R = P + 0,2 \cdot \frac{Q a'}{f_m'}$$

den Biegezugwiderstand des Teilstabes zu berechnen.

Das Ergebnis ist in Abb. 20 zeichnerisch zusammengestellt. Zum Vergleich sind die theoretischen Werte für gelenkige Lagerung der Stabenden und für volle Einspannung mit punktierten Kurven eingetragen. Man sieht, daß die durch die Messungen festgestellten Biegezugwiderstände zwischen den beiden äußersten Fällen der Einspannung liegen.

VI. Auswertung der Ergebnisse.

A. Biegezugwiderstände.

Zur Ermittlung des Biegezugwiderstandes R waren die Ausbiegungen des Stabes unter dem Einfluß der Querkraft in Stabmitte gemessen worden. Als Festpunkt, gegen den die Messung stattfand, diente dabei ein Punkt außerhalb der Werder-Maschine (schwerer Ständer). Damit machte sich auch die Messung der Verschiebungen der Stabköpfe erforderlich, um hieraus wahre Durchbiegungswerte in Stabmitte berechnen zu können. Eine Messung der Verschiebung der Maschinenköpfe gegen den Festpunkt war unterlassen worden, in der Annahme, daß die Ausbiegungen in Stabmitte im Verhältnis zu den letztgenannten Verschiebungen große Werte darstellen und durch die Konstruktion der Maschine und das hohe Eigengewicht eine räumlich feste Lage der Maschinenköpfe gewährleistet sei.

Die Ausbiegungsmessungen wurden in der waagerechten und lotrechten Querschnittsachse in Stabmitte und an den beiden Stabenden ausgeführt. Bei der Bestimmung des Biegezugwiderstandes für die freie Achse wäre infolge der Art der Versuchsdurchführung die Bestimmung der Ausbiegung für die Materialachse nicht unbedingt notwendig gewesen; sie wurde trotzdem sicherheitshalber kontrolliert, später aber bei der Auswertung, da sie als sehr klein gefunden wurde, nicht weiter berücksichtigt.

Aus den drei oben genannten Messungen (in Stabmitte und an den beiden Stabköpfen) wurden die Ausbiegungswerte f_m' infolge der Querkraft Q berechnet. Die erhaltenen Werte wurden in Abb. 17a bis c in Abhängigkeit von Q graphisch aufgetragen und ergaben Kurven, die im allgemeinen von der geraden Linie nur wenig abwichen. Theoretisch hätten sich, wie die Gleichung

$$R = P + 0,2 \frac{Q l}{f_m}$$

besagt, Gerade ergeben müssen. Um nun zunächst alle zufälligen Fehler nach Möglichkeit auszuschalten, wurde bei der Auswertung so vorgegangen, daß in die erhaltenen Kurven für jeden Stab als Mittelwert eine gerade Linie eingelegt wurde. Daraus ergab sich dann der dieser Geraden genügende R -Wert zwangsläufig entsprechend der oben genannten Gleichung.

Die für die einzelnen Stäbe gefundenen Werte R wurden in Abb. 18 aufgetragen und mit den theoretischen Werten verglichen. Die gefundenen Knickwiderstände R passen sich den theoretischen Werten von Kayser und Müller-Breslau entsprechend an (vgl. nachfolgende Tafel III).

Tafel III.
Zusammenstellung der Knickwiderstände.

Stab Nr.	R-Werte theoretisch nach			R aus dem Versuch kg
	Euler kg	Kayser kg	Müller-Breslau kg	
32	1 466 000	1 233 000	1 155 000	912 000
33	1 466 000	1 020 000	897 000	926 000
34	1 466 000	865 000	722 000	852 000
35	1 466 000	616 000	448 000	446 000
36	1 466 000	446 000	286 000	422 000

Daß die Versuchswerte der Stäbe 32 und 35 auffallend tief liegen, ist vermutlich auf ein frühzeitiges Gleiten der Anschlußniete der mittleren Bindebleche bei der Querbelastung zurückzuführen.

Überraschenderweise zeigte der Stab Nr. 36, obwohl er kein Bindeblech in der Mitte hatte, einen sehr gut liegenden Wert R (vgl. Tafel III). Es kam dort, wie schon weiter oben beschrieben (vgl. Abb. 13), eine Aussteifung zwischen den beiden Stabhälften zur Anwendung. Zweckmäßig hätte diese Vorrichtung auch auf alle anderen Stäbe angewendet werden können.

Das Ergebnis der Versuche zeigt, daß die 1910 von Prof. Kayser und 1911 von Prof. Müller-Breslau vorgeschlagene Berechnungsart für Rahmenstäbe¹⁶⁾ auch für den Schlankheitsbereich von $\lambda \leq 60$ Gültigkeit behält und für die Vorberechnungen des Biegungswiderstandes solcher Druckstäbe in Anwendung kommen kann.

B. Anfängliche Ausbiegung.

Von besonderem Wert für die Ermittlung der Knickfestigkeit von Stäben ist die Kenntnis der ursprünglichen Verkrümmung der Stabachse bzw. des außermittigen Kraftangriffes. Seither nahm man hierfür im Mittel $\frac{l}{250}$ für gute Ausführungen und verhältnismäßig geringe Stablängen an, während für lange Stäbe und weniger gute Ausführung $\frac{l}{150}$ gewählt wurde. Eine Versuchsgrundlage für diese Annahme bei gedungenen Stäben war bisher nicht vorhanden. Bei den untersuchten Stäben wurde der Versuch gemacht, diese ursprüngliche Verkrümmung festzustellen. Das war auf zwei Wegen möglich:

1. mittels Ausblegungsmessungen,
2. mittels Spannungsmessungen.

Zu beachten ist hierbei, daß es sich beim Knickproblem immer um ein räumliches Problem handelt. Dies trat bei den Versuchsstäben, die ein sehr ungünstiges Verhältnis der Trägheitsmomente für die beiden Hauptachsen hatten, besonders stark in die Erscheinung. Die Verbiegung der Stabachse tritt derart ein, daß die in der Querschnittsebene nach irgend einer Richtung hin vorhandene ursprüngliche Ausbiegung sich unter Richtungsänderung entsprechend den Trägheitsmomenten vergrößert. Dann folgt, entsprechend der Querbelastung Q , die zwangsweise Ausbiegung senkrecht zur materialfreien Achse. Näher wird das Gesagte durch Abb. 21 erläutert, worin bedeutet:

- f_0 = ursprüngliche Verkrümmung der Stabachse,
- f'' = Ausbiegung infolge der Längslast P ,
- f_m = Ausbiegung infolge der Querkraft Q .

Die Auswertung der Ausblegungsmessung infolge der Längsbelastung geschah nach den Gleichungen

$$f_{ox} = \frac{R_x - P}{P} \cdot f_x'' \text{ und}$$

$$f_{oy} = \frac{R_y - P}{P} \cdot f_y''^{17)}$$

Die hieraus gefundenen Ergebnisse streuten sehr stark auch innerhalb der Untersuchungen an einem Stab, so daß ein brauchbarer Wert für f_0 nicht zu erhalten war. Der Grund hierfür ist vor allem in der Forderung zu suchen, daß die Stäbe mit Rücksicht auf die späteren Knickversuche nicht über eine Randspannung von rd. 1000 kg/cm² hinaus belastet werden

sollten. Damit ergaben sich entsprechend dem Schlankheitsgrad von $\lambda = 37$ äußerst geringe Ausbiegungen, die nicht mehr genau genug mit den zur Verfügung stehenden Hilfsmitteln gemessen werden konnten. Weiterhin spielte das ungünstige Verhältnis der Trägheitsmomente eine Rolle und ferner die Unsicherheit in der Bestimmung der Werte R_x , der Knickwiderstände für die Materialachse, da die etwa vorhandene Einspannung nur schwer zu bestimmen war. Der Einspannungsgrad ist aber zur theoretischen Ermittlung der Werte R_x unbedingt erforderlich. Aus dem Versuch zeigte sich, daß wahrscheinlich der Einspannungsgrad des Stabes für die Materialachse sehr gering und wohl nicht viel größer als für die materialfreie Achse war. Hinzu kam noch, daß die Messung der Verschiebung des Stabkopfes gegen die Maschinenkopfe vernachlässigt worden war, so daß erhebliche Fehler in die Rechnung hineingetragen wurden.

Es blieb daher zur Bestimmung der f_0 -Werte nur der letzte Weg mit Hilfe der Randspannungen übrig. Diese konnten größtenteils in bester Übereinstimmung mit der bekannten Maschinenkraft ermittelt werden. In Abb. 16a bis e sind die Spannungen für jeden Stab für eine Längskraft von 30 t aufgetragen.

Die unregelmäßigen Spannungsf lächen wurden zunächst durch eine eingemittelte Ebene ersetzt und dann erst mit den so erhaltenen Werten für die Randspannungen $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ die Ausbiegungen f'_x und f'_y berechnet.

Die kleine Neigung dieser Spannungsf läche entspricht der Durchbiegung der Stabachse. Die Druckbiegegleichung

$$\sigma = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W}$$

gibt die Möglichkeit, die Werte f_0 zu bestimmen. Es ist

$$\sigma_{Rand} = \sigma_0 \pm \frac{P f'_x}{W_x} \pm \frac{P f'_y}{W_y}$$

Die Werte f'_x und f'_y setzen sich hierin aus der ursprünglichen Stabverbiegung f_0 und der Ausbiegung infolge der Längskraft zusammen. Es ist (vgl. Abb. 22)

$$f'_x = f_{ox} + f_x'' \text{ und}$$

$$f'_y = f_{oy} + f_y''$$

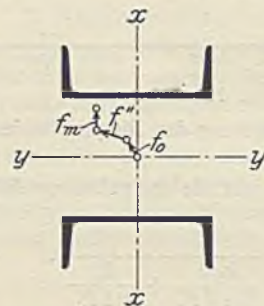


Abb. 21. Ausbiegung der Stabachse.

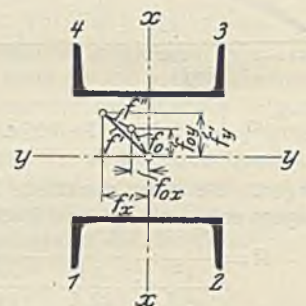


Abb. 22. Räumliche Verbiegung des Knickstabes.

Die Spannungsgleichungen für die vier Eckpunkte des Stabquerschnittes lauten sonach:

1. $\sigma_1 - \sigma_0 = + \frac{P f'_x}{W_x} + \frac{P f'_y}{W_y}$,
2. $\sigma_2 - \sigma_0 = - \frac{P f'_x}{W_x} + \frac{P f'_y}{W_y}$,
3. $\sigma_3 - \sigma_0 = - \frac{P f'_x}{W_x} - \frac{P f'_y}{W_y}$,
4. $\sigma_4 - \sigma_0 = + \frac{P f'_x}{W_x} - \frac{P f'_y}{W_y}$.

Die Werte f'_x und f'_y sind hierbei als Ausbiegungen senkrecht zu den betreffenden Achsen bezeichnet, um hinsichtlich der Indizes in Übereinstimmung mit den Werten R_x und R_y zu bleiben. Zur Bestimmung der Ausbiegungswerte f'_x und f'_y sind nur je zwei der genannten Gleichungen zu kombinieren, da die übrigen abhängig von diesen sind.

Aus Gl. (1) u. (2) folgt:

$$f'_y = W_y \cdot \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 - 2\sigma_0)}{2P}$$

$$f'_x = W_x \cdot \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2P}$$

Die hieraus gefundenen Werte f'_x und f'_y wurden für die verschiedenen Stäbe und die Belastungen 25 t und 30 t in den nachfolgenden Tafeln zusammengestellt.

¹⁶⁾ Kayser, Die Knickversteifung doppelwandiger Druckquerschnitte, Eisenbau 1910, Heft 4 u. 5. — Müller-Breslau, Über exzentrisch gedrückte Stäbe und über Knickfestigkeit, Eisenbau 1911, Heft 9, 11 u. 12.

¹⁷⁾ Föppl, Technische Mechanik, Bd. III, 6. Aufl., S. 364. — Kayser, Beziehungen zwischen Druckfestigkeit und Biegefestigkeit, Forschungsarbeiten d. V. d. I. 1918.

Tafel IV.

Tafel für die anfängliche Ausbiegung der Stabachse.

$$P = 25\,000 \text{ kg}, \quad f_{ox} = \frac{R_x - P}{R_x} \cdot f'_x, \quad f_{oy} = \frac{R_y - P}{R_y} \cdot f'_y,$$

$$R_x = 896\,000 \text{ kg}, \quad l = 471,5 \text{ cm}.$$

Stab	$\frac{R_x - P}{R_x}$	f'_x cm	f_{ox} cm	R_y kg	$\frac{R_y - P}{R_y}$	f'_y cm	f_{oy} cm	f_o cm	$f_o : l$
32	0,972	1,1800	1,145	912 000	0,971	0,249	0,242	1,170	1 : 403
33	0,972	1,0300	1,000	926 000	0,972	0,297	0,289	1,040	1 : 453
34	0,972	0,0186	0,018	852 000	0,969	0,466	0,452	0,452	1 : 1040
35	0,972	0,9520	0,927	446 000	0,943	0,174	0,164	0,941	1 : 500
36	0,972	0,4640	0,451	422 000	0,939	0,399	0,374	0,587	1 : 804

Tafel V.

Tafel für die anfängliche Ausbiegung der Stabachse.

$$P = 30\,000 \text{ kg}, \quad f_{ox} = \frac{R_x - P}{R_x} \cdot f'_x, \quad f_{oy} = \frac{R_y - P}{R_y} \cdot f'_y,$$

$$R_x = 896\,000 \text{ kg}, \quad l = 471,5 \text{ cm}.$$

Stab	$\frac{R_x - P}{R_x}$	f'_x cm	f_{ox} cm	R_y kg	$\frac{R_y - P}{R_y}$	f'_y cm	f_{oy} cm	f_o cm	$f_o : l$
32	0,965	0,934	0,902	912 000	0,965	0,301	0,291	0,947	1 : 498
33	0,965	0,839	0,810	926 000	0,966	0,216	0,209	0,837	1 : 562
34	0,965	0,321	0,310	852 000	0,963	0,027	0,027	0,311	1 : 1515
35	0,965	0,823	0,797	446 000	0,931	0,075	0,070	0,799	1 : 590
36	0,965	0,572	0,553	422 000	0,929	0,496	0,460	0,718	1 : 658

Im Anschluß hieran wurden zur Bestimmung der Komponenten von f_o die Gleichungen benutzt

$$f_{ox} = \frac{R_x - P}{R_x} \cdot f'_x,$$

$$f_{oy} = \frac{R_y - P}{R_y} \cdot f'_y;$$

diese lassen sich entsprechend den früheren Ableitungen¹⁸⁾ aus den Arbeitsgleichungen für die Verbiegung der beiden Achsen des Stabes finden. Die Komponenten f_{ox} und f_{oy} bestimmen die Werte

$$f_o = \sqrt{f_{ox}^2 + f_{oy}^2}$$

(s. vorletzte Spalte der Tafeln). Die f_o -Werte schwanken naturgemäß in weiten Grenzen. Sie sind erfahrungsgemäß von der Herstellung des Stabes, von zufälligen Verbiegungen der Stabachse oder Einspannungen an den Stabenden, von inneren Spannungen und anderen rechnerisch nicht kontrollierbaren Umständen abhängig. Als größter Wert ergibt sich bei den durchgeführten Versuchen etwa $\frac{l}{400}$, so daß die

seither übliche Annahme $\frac{l}{250}$ mit genügender Sicherheit für gute Ausführungen angesetzt werden kann. Schlechtere Bearbeitung der Stäbe würde auch hier wieder die Heraussetzung der Werte auf $\frac{l}{150}$ rechtfertigen. Als guter Mittelwert könnte

$$f_o = \frac{l}{200}$$

gewählt werden.

C. Entfernung der Bindebleche.

Die Abminderung des Trägheitsmomentes des Vollstabes infolge verschieden weiter Bindungen ist in Abb. 23 dargestellt, und zwar nach Kayser¹⁹⁾, nach Müller-Breslau²⁰⁾ und aus den Versuchen. Die Versuchsergebnisse fügen sich den beiden theoretisch ermittelten Kurven in befriedigender Weise ein. Auch hier macht sich wieder bei den Stäben Nr. 32 u. 35 die starke Abweichung des Versuchswertes gegenüber dem theoretischen Wert durch Unstetigkeit der Kurven bemerkbar.

Die gleiche Untersuchung wie für die Gesamtstäbe wurde für die Teilstäbe Nr. 34, 35 u. 36 durchgeführt, um hieraus Aufschlüsse über den Einspannungsgrad der Teilstäbe bei verschiedener Bindung zu erhalten. Die Stäbe 32 u. 33 konnten hierbei außer Betracht bleiben, da ihre

¹⁸⁾ Föppl, Technische Mechanik, Bd. III, 6. Aufl., S. 364. — Kayser, Knickversteifung doppelwandiger Druckquerschnitte, Eisenbau 1910, Heft 4 u. 5.

¹⁹⁾ Kayser, Die Knickversteifung doppelwandiger Druckquerschnitte, Eisenbau 1910, Heft Nr. 4 u. 5.

²⁰⁾ Müller-Breslau, Über exzentrisch gedrückte Stäbe und über Knickfestigkeit, Eisenbau 1911, Heft 9, 11 u. 12.

Bindungen offensichtlich so eng sitzen, daß ein Ausknicken der Teilstäbe nicht zu berücksichtigen ist. Die beim Versuch gefundenen Durchbiegungswerte sind wie früher graphisch aufgetragen (s. Abb. 19a bis c), die mittlere Ausgleichsgerade ist eingelegt und daraus der Knickwiderstand berechnet worden. Das Ergebnis ist in Abb. 20 durch die ausgezogene Linie dargestellt. Der Einspannungsgrad μ ergab sich entsprechend der Formel

$$R_E = \mu \cdot \frac{\pi^2 E J_1}{a^2}$$

gering zu 1,75, d. h. etwa $\frac{1}{4}$ Einspannung²¹⁾ und nimmt mit wachsender Bindeblechentfernung ab.

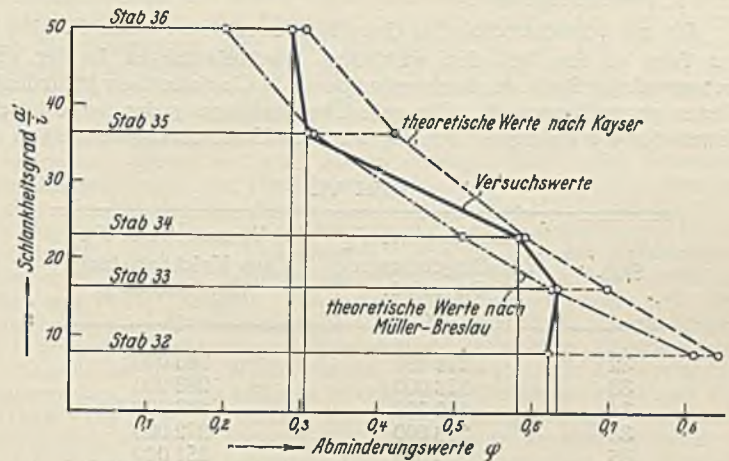


Abb. 23. Abhängigkeit der Abminderungswerte ϕ von dem Schlankheitsgrade der Teilstäbe.

Vergleicht man nun die Biegungswiderstände der Gesamtstäbe mit denen der Teilstäbe, so findet man, daß etwa erst bei Stab Nr. 36 sich beide Werte einander ziemlich nahe rücken. Hier ist

$$R_{\text{Gesamtstab}} = 422\,000 \text{ kg}, \text{ während}$$

$$R_{\text{Teilstab}} = 580\,000 \text{ kg}.$$

Das bedeutet aber, daß der Teilstab Nr. 36 gegenüber dem Gesamtstab immer noch zu kräftig ausgebildet ist, bzw. daß die Bindeblechentfernung noch weiter vergrößert werden könnte. Somit zeigt es sich, daß das seither festgesetzte Maß für die Bindeblechentfernung (Schlankheitsgrad des Teilstabes $\frac{a'}{i} = 30$) wesentlich überschritten werden darf, insofern der Gesamtstab gelenkig gelagert ist.

Ein im Sinne der Reichsbahnvorschrift richtig bemessener Stab wäre Stab Nr. 34 mit $\frac{a'}{i} = 23,5$. Bei Stab Nr. 36 ist $\frac{a'}{i} = 50,8$, also mehr als das Doppelte des vorgenannten Betrages; für diesen Stab müßte nach BE. 1925 der Nachweis der Tragfähigkeit rechnerisch erbracht werden.

Wichtig ist jedoch bei dieser Betrachtung die Einspannung des Gesamtstabes. Mit ihr steigt dessen Biegungswiderstand ganz erheblich, während derjenige des Teilstabes unverändert bleibt. Es ist also bei höherer Einspannung engere Bindung notwendig.

Unter Voraussetzung voller Einspannung des Gesamtstabes bekäme Stab Nr. 34 einen Biegungswiderstand von $R = \text{rd. } 3\,400\,000 \text{ kg}$, während der zugehörige Teilstab einen solchen von $R = \text{rd. } 3\,500\,000 \text{ kg}$ aufweist; das bedeutet aber, daß für volle Einspannung der Stab Nr. 34, für gelenkige Lagerung der Stab Nr. 36 richtig bemessen wäre. Zwischen beide Grenzen fügen sich alle vorkommenden Fälle ein.

VII. Vorberechnung und Bruchbelastung der Stäbe, sowie Schlußbemerkungen.

A. Vorberechnung und Bruchbelastung.

Für die Vorberechnung der Bruchbelastung soll vorausgesetzt werden, daß bei den Bruchversuchen ein Ausbiegen der Stabachse senkrecht zur Materialachse in geeigneter Weise verhindert wird. Wie früher (S. 202) gezeigt worden ist, kann die Knicklast (Bruchlast) der Stäbe mit Hilfe der Druckbiegegleichung in folgender Weise berechnet werden:

$$P_k = \frac{F}{2} \left[N - \sqrt{N^2 - \frac{4 R_y \sigma_{fl}}{F}} \right],$$

worin

$$N = \sigma_{fl} + \frac{R_y}{F} + \frac{R_y f_{oy}}{W_y}.$$

²¹⁾ Als Einspannungsgrad ist hierbei der Wert μ bezeichnet, entsprechend der Formel $R_E = \mu \cdot R_o$.

Für gelenkige Lagerung ist $\mu = 1$, und für volle Einspannung ist $\mu = 4$, danach ergibt sich

für $\frac{1}{4}$ Einspannung	$\mu = 1,75$,
• $\frac{1}{2}$ "	$\mu = 2,50$,
• $\frac{3}{4}$ "	$\mu = 3,25$.

In diesen Gleichungen ist:

$$F = 96,6 \text{ cm}^2 \text{ (Stabquerschnitt)}$$

$$\sigma_{fl} = 2995 \text{ kg/cm}^2 \text{ (im Mittel)}$$

$$R_y = \text{Biege widerstand entsprechend Versuch}$$

$$W_y = 822 \text{ cm}^3$$

$$f_{oy} = \text{Mittel der Projektion der ursprünglichen Ausbiegung auf die X-Achse.}$$

Die theoretischen Bruchlasten nach Engeßer, Kayser, Müller-Breslau und den Reichsbahnvorschriften sind in den Spalten 17, 18, 19, 20 der Tafel II, zusammengestellt.

Die auf versuchstechnischer Grundlage errechneten Werte P_k sind in der Tafel VI den bei den wirklichen Bruchbelastungen in der Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen in Charlottenburg gefundenen Werten gegenübergestellt. Die gute Übereinstimmung der Werte ist ein Beweis für die Richtigkeit des angewandten Untersuchungsverfahrens.

Tafel VI.

Stab	Versuchswerte P_k aus Biegebelastung Darmstadt	Versuchswerte P_k aus Knickbelastung Charlottenburg
	kg	kg
32	278 000	283 000
33	278 000	283 000
34	280 000	288 000
35	278 000	272 000
36	258 000	251 000

B. Schlußbemerkungen.

Die durchgeführten Versuche haben bewiesen, daß die Tragkraft von Druckstäben durch die Ausbiegung der Stabachse unter der Einwirkung von Biegebelastungen beurteilt werden kann. Die Tragkraft wird, wie die Anwendung der Druckbiegegleichung zeigt, erschöpft sein, wenn die Randspannungen des Stabes an der Fließgrenze angelangt sind. Wie die Berechnungen beweisen, ist der Einfluß der Stabverbiegungen auf die Randspannungen nicht unbedeutend. Er beträgt für die untersuchten Stäbe etwa 20 bis 25% der Normalspannung. Bei der Beurteilung der Bruchlast ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Fließgrenze bei der

Verbiegung der Stabachse eine höhere ist als diejenige, die durch den reinen Zug- oder Druckversuch nachgewiesen wird. Hierdurch wird ein Ausgleich hinsichtlich der Beurteilung der Randspannungen bedingt, der vorbehaltlich genauerer Festsetzung der Fließgrenze bei Biegung zu dem Ergebnis führt, daß kurze Druckstäbe ($l \leq 60$) — wie die Reichsbahnvorschriften es vorsehen, — auf reine Druckkraft mit einer Fließgrenze berechnet werden können, die derjenigen des Druck- bzw. Zugversuches entspricht.

Hinsichtlich der Entfernungen der Bindebleche haben die Versuche gezeigt, daß bei gelenkiger Lagerung der Stabenden die gewöhnlich vorgeschriebene Bindeblechentfernung $\lambda = \frac{a'}{i} = 30$ für die untersuchten Stäbe zu klein ist und wesentlich erhöht werden könnte. Da in der Praxis aber meist eine mehr oder weniger große Einspannung der Stabenden vorhanden ist, so dürfte auch die Tragkraft der Gesamtstäbe im praktischen Falle meist höher liegen, als der gelenkigen Lagerung entspricht. Damit ergibt sich aber, bei homogener Ausbildung des Gesamtstabes, hinsichtlich der Entfernung der Bindebleche eine geringere Entfernung, als durch die Versuche, die sich auf gelenkige Lagerung stützen, nachgewiesen ist. Bevor daher die jetzt bestehende Vorschrift für Entfernung der Bindebleche $\lambda = \frac{a'}{i} = 30$ geändert werden könnte, erscheinen Versuche erforderlich, die den wirklichen Grad der Einspannung der Gesamtstäbe (für Brücken- und Stahlhochbauten) versuchstechnisch feststellen. Erst wenn diese Frage geklärt ist, könnte für die verschiedenen Grade der Einspannung auch endgültig die angemessene Entfernung der Bindebleche den verschiedenen Längenverhältnissen und Einspannungsgraden entsprechend festgestellt werden.

Hinsichtlich der „anfänglichen Ausbiegung“ der Stabachse bzw. des außermittigen Kraftangriffes ist aus den Versuchen ein Wert $f_o = \frac{1}{400} \cdot l$ gefunden worden, der sich mit den seitherigen Anforderungen an die praktische Konstruktion der Druckstäbe gut in Einklang bringen läßt. Es wäre aber zu wünschen, wenn dieser Wert, der im vorliegenden Falle nur durch Spannungsmessungen bestimmt werden konnte, auch unmittelbar durch das Maß der Ausbiegung der druckbelasteten Stäbe bestätigt wurde. Das wäre bei der Durchführung weiterer Bruchversuche durch entsprechende Messungen der Stabverbiegungen möglich und würde eine wertvolle Ergänzung der besprochenen Versuche sein.