

10877
4271/51
Zur Stahlbautagung am 10./11. Mai 1951 in Karlsruhe.

DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN
DER STAHLBAU - ZEITSCHRIFTENSCHAU

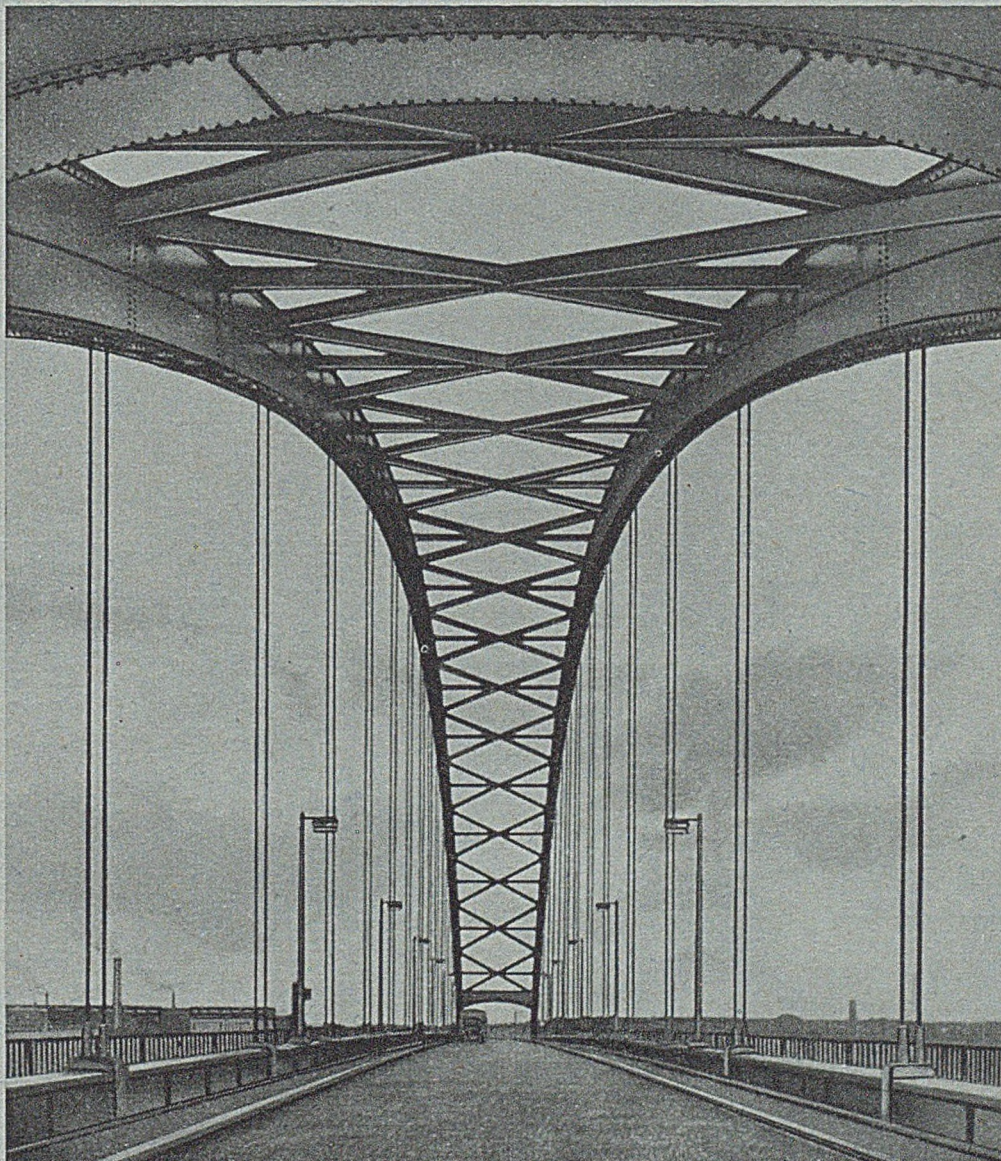
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Schriftleiter: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, Berlin-Wilmersdorf

28. Jahrgang

Berlin, Mai 1951

Heft 5



Straßenbrücke Duisburg-Rheinhausen

Größter Stabbogen von 255,6 m Spannweite · Gesamtlänge: $255 + 3 \times 55$ m = 420 m · Gewicht: 4260 t

Entwurf und technische Führung: STAHLBAU RHEINHAUSEN

Lieferanteil 60% Ausführung in Arbeitsgemeinschaft



STAHLBAU RHEINHAUSEN



Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen · Fernschreiber: Amt Duisburg 036838
Fernsprech-Anschlüsse: Duisburg 3 43 41, Moers 27 42, Rheinhausen 7 41

J. GOLLNOW U. SOHN

DÜSSELDORF
KARLSRUHE

GEGR.
1833



AUSSTELLUNGSHALLE - DÜSSELDORF - 1951

STAHLHOCHBAU - STAHLBRÜCKENBAU - STAHLWASSERBAU



Aus dem Fertigungsprogramm unseres Stahlbaues:

Stahlbrücken bis zu den größten Abmessungen
Schleusen und sonstige Stahlwasserbauten
Weichen und Kreuzungen • Drahtseilbahnen

Stahlhochbauten für Industrie- u. Verkehrsbetriebe
Stahlskelettbauten für Wohn- und Geschäftshäuser
Gittermaste • Stahltore • Stahltüren

GHH

DEMAG STAHLHOCHBAU



4578

DEMAG AKTIENGESELLSCHAFT DUISBURG



**SEIBERT
STAHLBAU
SAARBRÜCKEN
UND
ASCHAFFENBURG**

75
Jahre

HOCHTIEF

AKTIENGESELLSCHAFT FÜR HOCH- UND TIEFBAUTEN

INDUSTRIEBAU · HOCHBAU · TIEFBAU
BRÜCKENBAU · WASSERBAU · TUNNELBAU
SCHORNSTEIN- UND FEUERUNGSBAU
WOHNUNGS- UND SIEDLUNGSBAU



ZENTRALE ESSEN · RELINGHAUSER STR. 57 · RUF 21471

NIEDERLASSUNGEN IN ESSEN · FRANKFURT/M · HAMBURG · HANNOVER · KÖLN · MÜNCHEN



Wirtschaftliche M·A·N-Stahlplatten-Fahrbahnen

M·A·N

BRÜCKEN- UND STAHLHOCHBAU
NEUZEITLICHE BAUFORMEN · FORTSCHRITTLICHE BAUWEISEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG A.G. WERK GUSTAVSBURG

DIE BAUTECHNIK

DER STAHLBAU : : ZEITSCHRIFTENSCHAU

28. Jahrgang

BERLIN, Mai 1951

Heft 5

Zur Stahlbau-Tagung am 10./11. Mai 1951 in Karlsruhe.



Wohnhochhäuser in Stahlskelettbau.

Beschreibung des bauingenieurtechnischen Entwurfes der Hochhäuser am Grindelberg in Hamburg.

Von Dr.-Ing. Bernhard Siebert und Dr.-Ing. Karl Peters, Hamburg.

In Hamburg sind kürzlich zwei Wohnhochhäuser in Benutzung genommen worden (Abb. 1), deren Baugeschichte und Entwurf bemerkenswert sind.

In der ersten Hälfte des Jahres 1946 wurde auf Betreiben der britischen Besatzungsmacht mit den Entwurfsarbeiten für Wohnhäuser begonnen, die den Stab des britischen Hauptquartiers der Besatzungszone in Hamburg aufnehmen sollten. Verhältnismäßig früh entschied man sich für die Unterbringung in Hochhäusern, eine Lösungsform, die in Hamburg neu war, und zwar handelte es sich um 6 Hochhäuser von 14 Geschossen über Erde bzw. rd. 42 m Höhe und 6 Häuser von 10 Geschossen bzw. 31 m Höhe. Der Grundriß aller Gebäude stimmte in großen Zügen überein, nämlich mit rd. 11 m Breite und rd. 120,5 m Länge. Die Gebäude waren schachbrettartig nebeneinander versetzt angeordnet worden auf einem verhältnismäßig hochliegenden Gelände zwischen den Straßen Grindelberg und Brahmsallee. Es handelt sich hier um den diluvialen Geestrücken, der sich aus dem alluvialen Schwemmgelände der Elbe emporhebt.

Der Benutzungszweck dieser Hochhäuser änderte sich mehrmals im Laufe der Entwurfszeit und des Beginnens der Bauausführung. Statt des britischen Hauptquartiers sollten zunächst Offiziere und Unteroffiziere der in Hamburg liegenden britischen Wehrmachtteile in den Häusern untergebracht werden. Später wurden die Bauten für Benützung durch die deutsche Zivilbevölkerung freigegeben.

Auftraggeber, also Bauherrschaft, war zunächst die Hansestadt Hamburg, die für die Unterbringung der Besatzungsmacht verantwortlich war.

Die architektonische Bearbeitung war einer Arbeitsgemeinschaft von 8 freischaffenden Architekten übertragen.

Da es sich bei der Konstruktion dieser Hochhäuser um einen ausgesprochenen Ingenieurhochbau handelte, hat die Hansestadt Hamburg zur bauingenieurmäßigen Bearbeitung neben der genannten Architekten-Arbeitsgemeinschaft eine Bauingenieur-Arbeitsgemeinschaft berufen, die aus den Beratenden Ingenieuren VBI Georg Timm einerseits und Dr.-Ing. Bernhard Siebert und Dr.-Ing. Karl Peters andererseits bestand.

Der Auftrag für diese Ingenieur-Arbeitsgemeinschaft bestand in der Entwurfsbearbeitung der Gründung und des tragenden Aufbaues einschl. der hierzu erforderlichen statischen Berechnungen, in der Aufstellung des Leistungsverzeichnisses für die Gründungsarbeiten sowie in der Nachprüfung der Ausführungszeichnungen und Überwachung der Ausführung der Rohbauarbeiten.

Im Hinblick auf die vorauszusehende Gewichtsersparnis wurde von vornherein als Baustoff der tragenden Konstruktion Stahl vorgesehen.

Der Entwurf wurde vielfach im Laufe der Zeit beeinflusst durch Schwierigkeiten in der Beschaffung der Baustoffe und der erforderlichen Geräte und dem sich daraus ergebenden Zeitverlust, vor allem

durch mehrfache Änderungen in der architektonischen Anordnung, die z. T. sehr bedeutend waren. Andererseits waren die Fertigstellungstermine seitens der Besatzungsmacht sehr knapp gestellt, so daß sich aus beiden ein erheblicher Zeitdruck in der Herstellung der Entwürfe ergab.

I. Gründung.

a) Bodenverhältnisse.

Der Baugrund besteht aus Geschiebemergel, in dem im geringeren Umfang mehr oder minder dicke Sand- bzw. Kiesschichten eingelagert sind. Schon bestehende Beobachtungsbrunnen in näherer und weiterer Umgebung der Baustelle zeigten starke Schwankungen des Wasserspiegels im Laufe der Jahre, der aber im allgemeinen unterhalb der zukünftigen Sohle der neuen Hochhäuser liegt.

Von größerer Bedeutung für den Bauwerksentwurf war der Befund des Geschiebemergels in den oberen Bodenschichten bis zu 3—5 m Tiefe, der hier z. T. stark verwittert ist und bei dem später in der geöffneten Baugrube laufend das Sickerwasser der Niederschläge zu Tage trat.

Auf Grund von früher gemachten Erfahrungen mußte man im Untergrund dieses diluvialen Geestrückens mit Unregelmäßigkeiten in der Bodenschichtung verbunden mit verschieden starker Wasserführung rechnen, die sich u. U. auf die Gründung der Gebäude ungünstig auswirken konnte. Bei den

großen Gebäudelasten waren daher eine Vielzahl von Bodenuntersuchungen durch Bohrlöcher mit Entnahme ungestörter Bodenproben sowie durch Schürflöcher erforderlich. An der Grundrißanordnung der Bohrlöcher und der Auswertung der Bodenproben war das Erdbau-Institut Prof. Dr.-Ing. W. Loos maßgeblich beteiligt, das Setzungsrechnungen anstellte und diese gutachtlich später niederlegte. Das Institut kam dabei zu denselben Ergebnissen in der Beurteilung des Untergrundes, die die Ingenieur-Arbeitsgemeinschaft bereits vorweg mit Rücksicht auf den sehr eiligen Entwurf treffen mußte.

b) Entwurf des Gründungkörpers.

Die unter den gegebenen Bodenverhältnissen zu erwartenden Setzungen der Häuser einerseits und die Bodenwasserverhältnisse andererseits führten zu der Wahl einer durchgehenden Gründungsplatte mit festverbundenen Kellerwänden, also zu einem wannenartig ausgebildeten Kellergeschoß, das durch eine Asphaltpappendichtung sicher gegen das Eindringen von Wasser zu schützen war.

Die Bodensetzungsvorausberechnung des Erdbau-Institutes Dr.-Ing. W. Loos ergab eine voraussichtliche Setzung unter der Mitte des Gebäudes von rd. 3 cm, an den Enden des Gebäudes von rd. 2 cm. Hiervon entfällt auf den eigentlichen Bauvorgang rd. 1 cm, so daß unter der vollen Nutzlast in der Mitte noch 2 cm, an den Enden noch 1 cm Gesamtsetzungen zu erwarten sind. Hierbei ist daran zu denken, daß der Boden schon durch den früher vorhandenen, infolge der Ausschachtung entfernten Boden in Höhe der Grund-



Abb. 1. Wohnhochhäuser am Grindel, Hamburg.

werksohle vorbelastet war, und zwar mit über 1 kg/cm². Das Lastenbild eines 14geschossigen Hauses — zwischen zwei Dehnungsfugen — ist auf Abb. 2 dargestellt. Zur Berechnung ist folgendes zu bemerken:

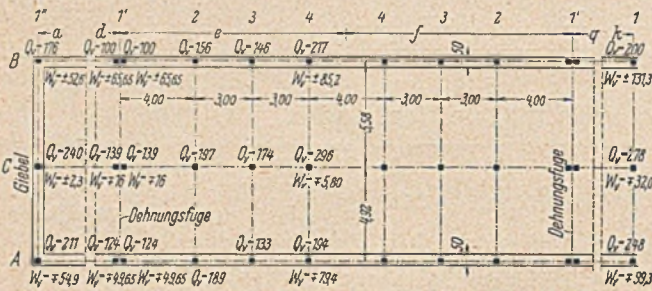


Abb. 2. Belastung der Stützen in U. K.-Stützenfuß in t.

Das Stahlgerüst hat seine Fußpunkte auf den Kelleraußenwänden in Höhe von 80 cm unter Kellerdecke, bei allen sonstigen Punkten in Höhe der Kellersohle. Die Lasten, die in das Lastenbild eingetragene wurden, geben die Kräfte in Höhe Stützenfuß an. Waagerechte Windkräfte werden nur von den Stützenfüßen der Achse C der Querscheiben 1 und 4 abgegeben und gelangen damit unmittelbar in die Kellersohle. Alle übrigen Stützen, insbesondere die auf den Kelleraußenwänden aufliegenden, geben nur senkrechte Kräfte an die Grundwerke ab. Das Einleiten der Windkräfte in die Scheiben 1 und 4 wird durch die Steifigkeit der Decken gewährleistet.

Die im Stahltragwerk vorgesehenen Dehnungsfugen wurden auch im Grundwerk voll durchgeführt. Zur Berechnung wird das trogartige Grundwerk in ein System von Längs- und Querstreifen zerlegt gedacht. Die Lasten, die in den Außenachsen A und B und der Mittelachse C (Abb. 2) angreifen, werden zunächst durch Stahlbetonlängsstreifen aufgenommen, die sie als Balken auf elastischer Unterlage in Längsrichtung verteilen. Mit den Drücken dieser Längsstreifen werden die einzelnen Querstreifen belastet, die jeweilig von Mitte Stützenfeld bis Mitte Stützenfeld reichen und somit eine Breite von 3—4 m aufweisen. Auch diese Querstreifen werden mit Hilfe der Bettungsziffer als Balken auf elastischer Grundlage gerechnet.

Das verwickelte Verfahren der Berechnung der Balken auf elastischer Unterlage wurde gewählt, weil diese Art wirklichkeitsnäher ist und die bequemere Berechnung der Balken als starrer Körper zu ungünstige Biegemomente und Querkräfte, insbesondere aus Wind, zeitigte. Die Berechnung der Balken auf elastischer Unterlage wurde nach der von Pasternak¹⁾ angegebenen Berechnungsmethode durchgeführt. Um den Rechnungsgang zu vereinfachen, wurden Einflußlinien für den Sohlen-(Mittel-)balken von 1 m Breite und 1 m Höhe für eine Einheitsbelastung aufgestellt, und zwar wurde beim unendlich langen Balken der Einfluß der Einheitslast 100 auf Bodenpressung, Querkräfte und Momente, der Einfluß einer Querkraft, am Rande auf Bodenpressung, Querkräfte und Momente, der Einfluß eines Randmomentes auf die drei genannten Rechnungswerte ermittelt. Mit Hilfe dieser Einflußlinien wurden für die einzelnen Längs- und Querbalken tabellarisch die Auswirkungen der einzelnen Belastungen zusammengetragen, und zwar zunächst aus den Einflußlinien für den unendlich langen Balken. Die sich hierbei an den Enden der Balken ergebenden, in Wirklichkeit nicht auftretenden Momente und Querkräfte wurden durch einen

nodumaligen Rechnungsgang eliminiert, wobei die zu beseitigenden Querkräfte und Momente am Rande in der errechneten Größe mit umgekehrten Vorzeichen eingeführt wurden. Durch diesen zweiten Rechnungsgang wurde im allgemeinen erreicht, daß die Querkräfte und Momente an den Enden angenähert zu Null wurden, so daß sich eine nodumalige Wiederholung des zweiten Rechnungsganges erübrigte.

Auf diese Weise sind gemäß Abb. 3 zunächst die Längsbalken und sodann nach gleichem Verfahren die Querbalken durchgerechnet und die errechneten Bodenpressungen, Querkräfte und Momente aufzeichnet. Als Belastungen sind bei den Längsstreifen die Stützenfußlasten nach Abb. 2 eingeführt, bei den Querstreifen die mittleren Bodenpressungen, die sich für die einzelnen Querstreifen als Mittelwert der auf den Längsstreifen errechneten Bodenpressung ergeben. Bei der Berechnung der Querstreifen tritt zu den Bodenpressungswerten der Längsstreifen noch das Gewicht der Kellerwand und der Brüstung im Erdgeschoß.

Bodenpressungen, Querkräfte und Momente sind unter der Voraussetzung ermittelt, daß die Lasten punktförmig bzw. schneidenförmig angreifen. Dieses ist jedoch nicht der Fall, da unter den

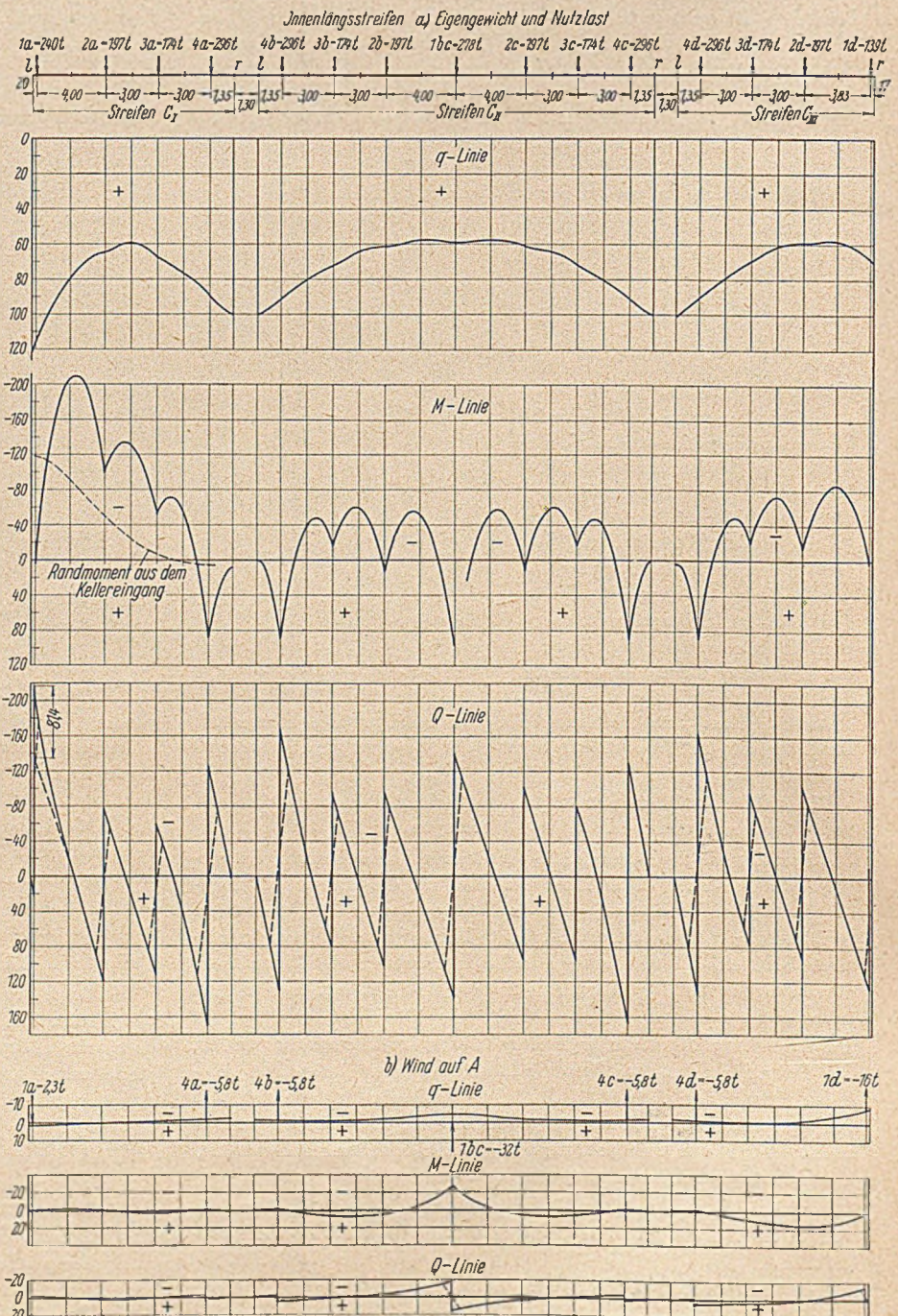


Abb. 3. Darstellung der Momente und Querkräfte beim Innenlängsstreifen, a) aus Eigengewicht und Nutzlast; b) aus Windbelastung.

¹⁾ B. u. E. 25 (1926), Heft 9, S. 163-171.

Stützenfüßen Stahlplatten angeordnet sind und außerdem innerhalb des Betons noch eine Druckverteilung stattfindet. Infolgedessen werden die Momentenspitzen ausgerundet und die Querkraftflächen abgemindert.

Einen Regelquerschnitt durch das Kellergeschoß einschl. der Gründung zeigt Abb. 4. Demnach wurden für die Herstellung folgende

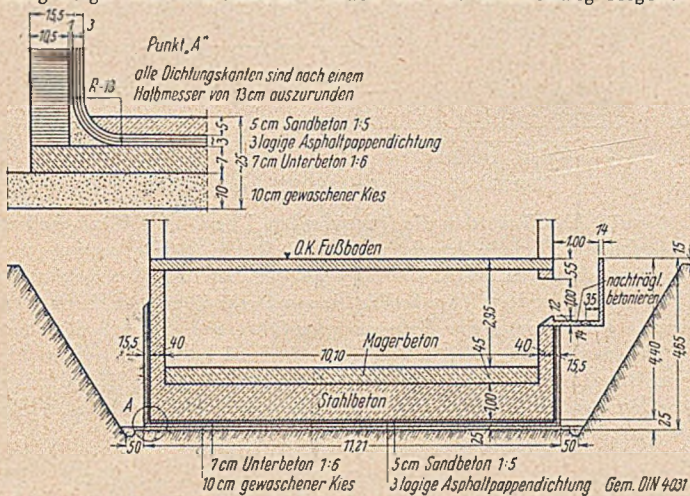


Abb. 4. Querschnitt durch das Kellergeschoß.

Maßnahmen getroffen, die dem Leistungsverzeichnis zugrunde gelegt wurden. In Hinsicht auf die u. U. bindigen Bodenschichten der Bauwerksohle, die bei Regenwetter und durch Begehen immer wieder aufgeweicht werden konnten, wurde vorgeschrieben, daß unmittelbar nach dem Aushub und Abgleichen des gewaschenen Bodens eine 10 cm dicke Schicht aus gewaschenem Kies eingebracht und leicht angestampft wurde. Diese Schicht hatte den Zweck, den gewaschenen Boden zu schützen und das anfallende Regenwasser als Dränschicht abzuführen zu entsprechend in den Baugruben angeordneten Dränleitungen, die zu Pumpensümpfen führten. Auf dieser Kies-schicht wurde ein 7 cm dicker Unterbeton im Mischungsverhältnis 1:6 eingebracht und als Unterlage für die Asphaltappendichtung gemäß DIN 4031 sauber abgezogen. Es folgte die Herstellung dieser Grundwasserdichtung in dreilagiger Ausführung und das Aufbringen einer 5 cm dicken Sandbetonschutzschicht 1:5 über der Dichtung. Daraufhin wurde die 1 m dicke Grundwerkplatte eingebracht, die im Durchschnitt eine Rundstahlbewehrung von 75 kg/m³ erhielt. Die Kellerwände wurden gleichfalls aus Stahlbeton hergestellt, nachdem die Dichtung mit den beiderseitigen Schutzschichten entsprechend hochgeführt war.

Auf der Stahlbetonsohle wurde später noch eine 45 cm dicke Magerbetonschicht zum Ausgleich und zur Aufnahme der Leitungen angeordnet.

Es ist mehrfach, auch von Seiten der Besatzungsmacht, die eine gewisse Bauaufsicht ausübte, die Frage aufgeworfen worden, ob es nicht ratsamer gewesen wäre, die Außenwandlasten durch eine Grundplatte zu verteilen, die noch vor die Flucht der Außenwände vorspringt, statt sich mit dem einfachen U-förmigen Trog zu begnügen. Hierzu ist folgendes zu sagen:

Gegen die Ausbildung der allseitig vorstehenden Grundplatte sprechen zunächst gewisse bodenphysikalische Überlegungen, die im übrigen durch ein besonderes Gutachten von Prof. Dr.-Ing. W. Loos bestätigt wurden. Bei größeren Bauwerken, die auf steif-plastischen bindigen Böden stehen, neigen bekanntlich — annähernd gleiche Belastung der Innen- und Außengrundwerke vorausgesetzt — die Innengrundwerke zu größeren Setzungen, weil sich die Lastenflüsse der einzelnen Grundwerke in der Mitte unter den Gebäuden in größerer Tiefe überschneiden und addieren, während an den Außenstreifen nur Setzungen aus der Last der Außenwand auftreten. Infolgedessen erscheint es im vorliegenden Falle garnicht unerwünscht, die Lasten unter den Außengrundwerken zu erhöhen, um so, im Querschnitt des Gebäudes betrachtet, zu möglichst gleich großen Setzungen zu gelangen. Außerdem wird die Dauer der Setzungen durch eine allseitig überstehende Grundplatte und entsprechende Vergrößerung der Gründungsfläche nicht vermindert.

Zum anderen sprach auch die konstruktive Durchbildung der Grundwasserabdichtung gegen die auskragende Grundplatte. Sie

wäre durch die Kragarme ganz erheblich vergrößert worden; auch wäre die Herstellung an den Kanten sehr viel schwieriger und mit einem höheren Unsicherheitsmaß verbunden gewesen.

Abschließend ergab ein Kostenvergleich zwischen der Lösung mit Kragarm und der Ausführung in Trogform eine klare Überlegenheit der Trogform in wirtschaftlicher Hinsicht.

Rechnungsmäßig ergeben sich auf die Bauwerkslänge verteilt Kantendruckungen für Eigengewicht und Verkehrslast von ~ 2,50, für Wind von ~ 0,50, insgesamt ~ 3,00 kg/cm².

II. Aufbau.

a) Allgemeines.

Die sechs 14geschossigen Wohnblocks weisen geringfügige Unterschiede auf, die aber für die grundsätzliche Behandlung ohne Belang sind. Nachstehend wird an Hand eines Beispiels der sogen. „Typ C hoch“ beschrieben.

Jeder Wohnblock setzt sich aus 5 Abschnitten zusammen, die durch die sogen. Querscheiben I begrenzt sind. Die Länge eines Abschnittes beträgt 24 m, so daß sich einschließlich der Giebelwanddicken eine Gesamtlänge von 120,56 m ergibt. Die Breite in den oberen Geschossen beträgt 11,10 m.

Der mittlere Wohnblockabschnitt ist beiderseits durch die schon erwähnten Dehnungsfugen begrenzt.

Jeder Wohnblock erhielt ein Kellergeschoß mit 2,95 m Geschoß-Höhe zuzüglich 0,45 m für den bereits genannten Magerbeton, in dem sämtliche erforderlich werdenden Rohrleitungen, in Kanälen verlegt, angeordnet wurden; ein Erdgeschoß mit 2,85 m Höhe, ein Restaurant-Geschoß mit 3,50 m Höhe, 12 Wohngeschosse mit je 2,75 m Höhe, ein Dachaufbau mit 2,85 m Höhe. Die Gesamthöhe über Gelände beträgt 42,20 m.

b) Statistischer Aufbau.

Die Stützen und Unterzüge sind in Gebäude-Querrichtung gelenkig verbunden und bilden Querscheiben. Die Quersteifigkeit des Gebäudes wird dadurch erzielt, daß von insgesamt 8 Scheiben eines Wohnabschnittes 4 Scheiben durch Querverbände (Diagonalen) zu starren Scheiben ausgebildet werden, die den Querwind in die Fundamente leiten. Die Windlasten werden durch die Decken, die in horizontaler Richtung als starre Scheiben wirken müssen, auf die starren Querscheiben übertragen.

Die Längssteifigkeit des Baues wird durch Brüstungsriegel, die biegezugfest mit den Außenstützen verbunden werden, erzielt. Hier ergibt sich ein hochgradig statisch unbestimmtes Rahmenwerk. Zur Vereinfachung der Berechnung wurde hierbei angenommen, daß die Momentennullpunkte jeweils in Stielmitte liegen und daß sich die Querkräfte nach dem Anteil der vorhandenen Trägheitsmomente auf die Stiele verteilen.

Während der Montage wurden in den Längswänden sowie in jedem dritten Deckenfeld Montageverbände angeordnet.

Als Systemachse der Außenflächen wurde eine 0,30 m von Außenkante Bauvorhaben liegende Achse gewählt. Dadurch ergibt sich ein Abstand der Systemachsen von 11,10 — 2 · 0,30 = 10,50 m.

c) Dehnungsfugen.

Der Gesamtwohnblock wird durch zwei Dehnungsfugen in drei Bauabschnitte geteilt, und zwar derart, daß der 1. und 3. Bauabschnitt, bestehend aus je zwei Wohnabschnitten, den 2. Bauabschnitt, bestehend aus einem Wohnabschnitt, einschließen. Der mittlere Bauabschnitt hat dadurch eine Länge von 24 m, jeder äußere eine solche von 48,28 m erhalten. Durch diese Anordnung der Dehnungsfugen wurde eine große Längssteifigkeit der Kopfbauten erreicht. An den Dehnungsfugen wird die Stahlkonstruktion vollständig getrennt, d. h. es werden doppelte Querscheiben ausgeführt.

d) Deckenkonstruktion.

Gerechnet worden ist mit einer Decke aus Fertigtonteilen, die je eine Spannweite von 3,00 bzw. 4,00 m hatten. Tatsächlich ausgeführt wurden Decken aus örtlich hergestelltem Stahlbeton.

e) Berechnungsgrundlagen.

Für die Lasten einschl. Windlasten DIN 1055, für den Stahlskelettbau DIN 1050, für die Stahlbetondecken DIN 1045.

f) Baustoffe.

Für den Stahlskelettbau: Handelsbaustahl, σ_{zul} im Belastungsfall I = 1,4 t/cm², σ_{zul} im Belastungsfall II = 1,6 t/cm²; für die Stahl-

betondecken: Beton B 225; σ_{zul} gemäß DIN 1045, A § 29, Betonstahl I $\sigma_{zul} = 1,4 t/cm^2$.

g) Belastungsgrundlagen.

Hierunter seien die wichtigsten genannt:

1. Decke der Dachaufbauten

Eigengewicht	405 kg/m ²
Nutlast — Schnee	75 „
Summe	480 kg/m²

2. Decke über dem obersten Wohngeschoß

Eigengewicht	585 kg/m ²
Nutlast	275 „
Summe	860 kg/m²

3. Normale Wohnraumdecke (12 mal)

Eigengewicht	
4 mm Linoleum	5 kg
2 cm Estrich	44 „
1 cm Glaswolle	10 „
1 cm Ausgleichschicht	22 „
20 cm Rohdecke	232 „
1,5 cm Kalkputz	25 „
stählerne Unterzüge	20 „
z. Aufrundung	2 „
Nutlast	200 „
Summe	560 kg/m²

4. Balkon

Eigengewicht	500 kg/m ²
Nutlast	500 „
Summe	1000 kg/m²

5. Außenwände

Eigengewicht	630 kg/m ²
--------------	-----------------------

h) Berechnungsgrundlagen der Querscheiben.

Für sämtliche Querscheiben wurde gefordert, daß kein Unterzug aus der Decke vorstehen soll (daher z. T. Verwendung von Vorprofilen).

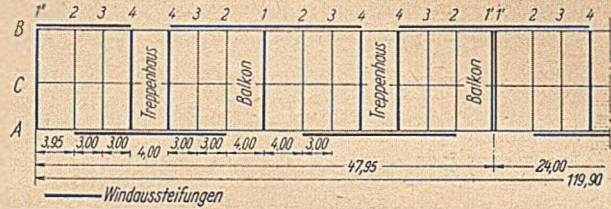


Abb. 5. Übersichtplan der Windaussteifungen.

Gemäß Abb. 5 werden die Querscheiben 1 und 4 als Windscheiben ausgebildet. Für die Scheibe 1 (Abb. 6) wurde im Restaurant- und Erdgeschoß wegen freien Durchganges der Fortfall aller diagonalen Verbände gefordert. Vom Keller bis zur Decke über dem Restaurant wurde ein mehrstieliger Rahmen ausgeführt, auf den sich die Fachwerkkonstruktion aufsetzt. Die Querscheibe 1 hat noch gewisse Abwandlungen erfahren, je nachdem, ob sie an den beiden Giebelenden, an den beiden Dehnungsfugen oder in der Mitte der äußeren Abschnitte stehen (Abb. 5).

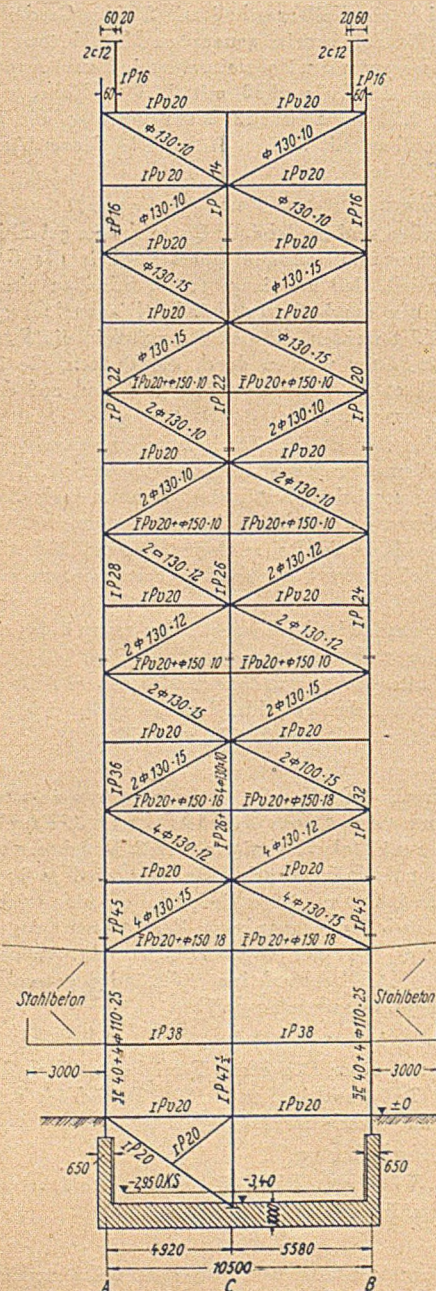


Abb. 6. Anriß der Querscheibe 1 (Windscheibe).

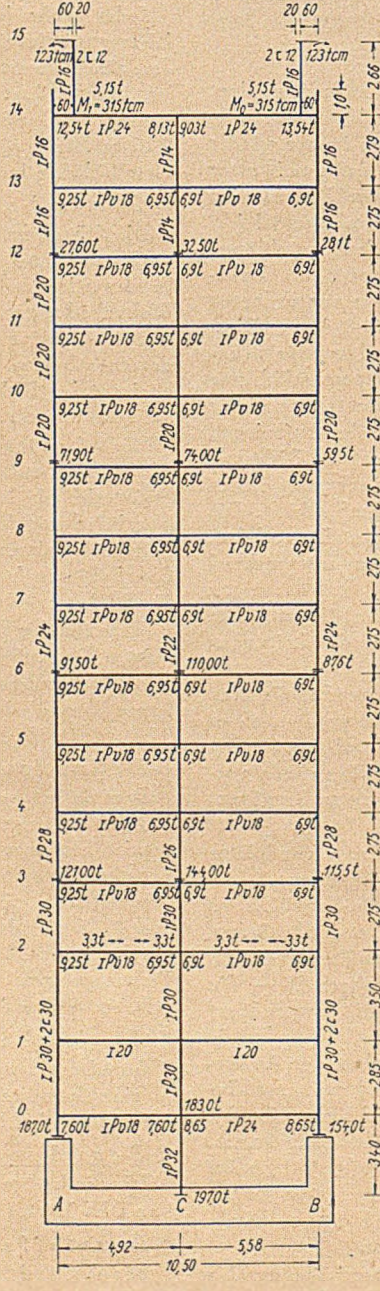


Abb. 7. Anriß der Querscheibe 2.

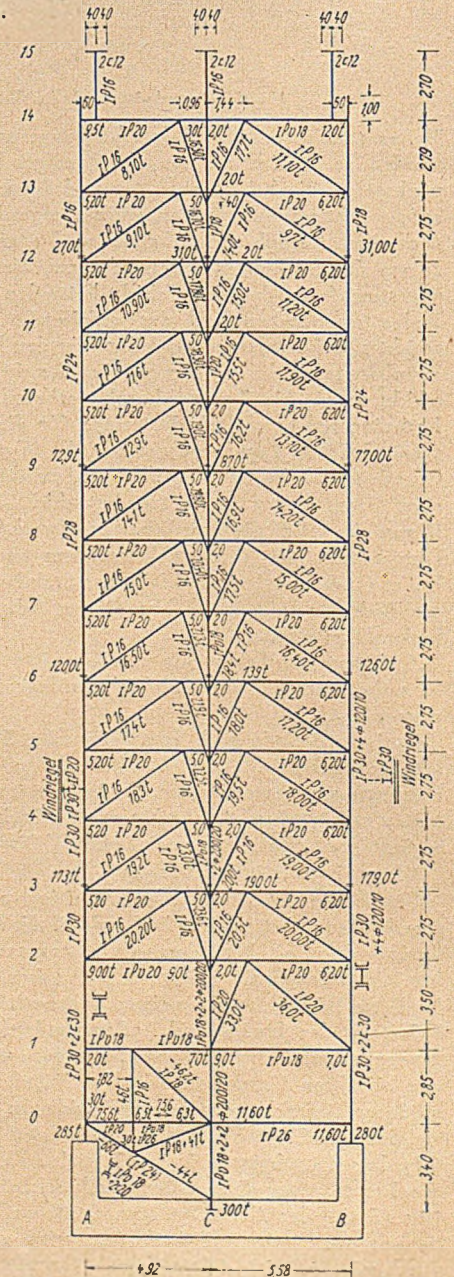


Abb. 8. Anriß der Querscheibe 4; K-Verbände mit Rücksicht auf Türöffnungen. Q_v = Eigengewicht u. Nutlast in t. W_v = Windlast bei Wind in Querrichtung.

Die Querscheiben 2 und 3 (Abb. 7) haben aus allen Decken, mit Ausnahme der Decke über dem Dachgarten, nur lotrechte Kräfte aufzunehmen. In der Decke über dem Dachgarten greift noch zusätzlich der Wind an, der in der darunterliegenden Decke durch die Stahlbetondecke auf die Scheiben 1 und 4 abgeleitet wird.

Die Querscheibe 4 erhält gemäß Abb. 8 K-Verbände, um die Anordnung von Türdurchlässen an den für die Wohnungen notwendigen Stellen zu ermöglichen.

III. Ausführung.

Infolge verschiedener Umstände (Freigabe der Bauten seitens der Besatzungsmacht an die Hansestadt Hamburg für zivile Wohnungszwecke, Folgen der Währungsreform) mußten die ohne die Keller-

decke fertiggestellten 12 Kellergeschosse über ein Jahr in diesem Zustande liegen bleiben.

Mittlerweile sind von den sechs 14geschossigen Gebäuden unter der Bauherrschaft der Gemeinnützigen Siedlungs-Akt.-Ges. Hamburg (SAGA) zwei in etwas abgeänderter Form aufgebaut und für Wohnzwecke der Bevölkerung und teilweise für Bürobezug hergerichtet worden. Die ersten Wohnungen sind am 1. April 1950 bezogen.

Weitere 14geschossige wie auch 8geschossige Wohnblocks sind nach dem gleichen System z. Zt. im Bau begriffen.

Über die Herstellung und Montage der Stahlkonstruktion ist bereits an anderer Stelle berichtet worden²⁾.

²⁾ Bauing. 24 (1949), Heft 11, S. 333.

Der Brückenbau der Deutschen Bundesbahn im Jahre 1950.

Von Ministerialrat Eugen Ernst, Offenbach (Main).

(Fortsetzung aus Heft 3.)

9. Viadukt über das Beketal bei Altenbeken, Strecke Soest—Altenbeken. Der in den Jahren 1851/53 erbaute 500 m lange und 33 m hohe zweigleisige Viadukt bestand aus 24 Gewölben von je 15,7 m lichter Weite. Widerlager, Pfeiler und Gewölbe waren aus Muschelkalksteinen gemauert. Der Viadukt war gegen Kriegsende das Ziel schwerer Luftangriffe. Am

Pfeiler XXIV und über das behelfsmäßig wiederaufgebaute Ostwiderlager hinweg bis zum Anschluß an den Damm hergestellt (Bild 14). Am 1. Mai 1946 konnte die Brücke auf dem Südgleis Paderborn—Altenbeken eingleisig wieder befahren werden.

Im Jahre 1946 wurden sämtliche Schäden an den Pfeilern und Gewölben zwischen dem Westwiderlager und dem Pfeiler XI, ferner

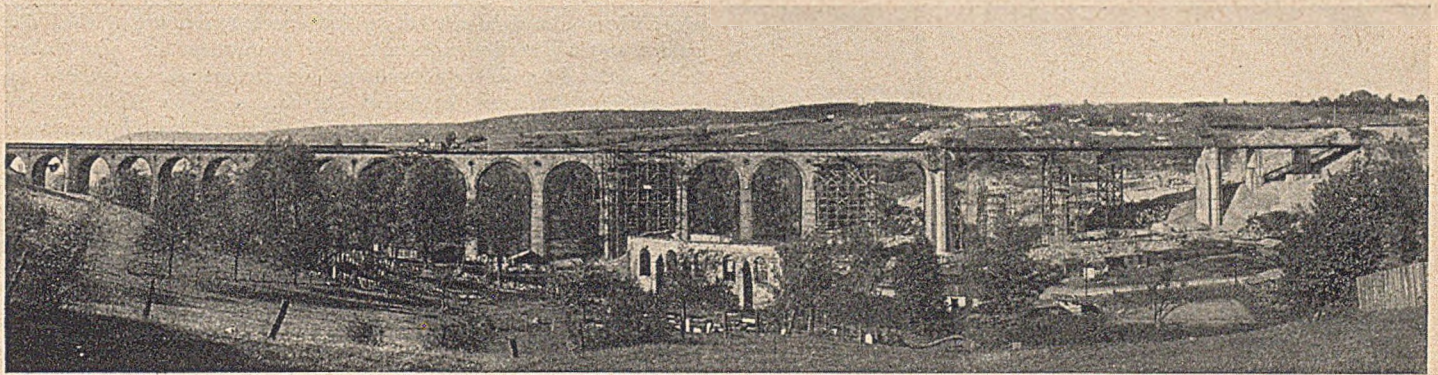


Bild 14. Beke-Viadukt bei Altenbeken, km 112,187, Strecke Soest—Altenbeken. Behelfsmäßige eingleisige Wiederherstellung im Jahre 1946.

26. November 1944 wurde der Pfeiler XIX mit den anschließenden Bogen 18 und 19 völlig zerstört; die Bogen zwischen den Pfeilern XI und XIV wurden schwer beschädigt. Infolge Ausfalls des Pfeilers XIX stürzten die Pfeiler XX und XXI durch den einseitigen Gewölbeschub ein, und der Pfeiler XXII mußte wegen seiner großen Beschädigungen gesprengt werden. Am 29. November 1944 wurde bei einem weiteren Luftangriff der Gruppenpfeiler XIII schwer beschädigt.

Nach diesen Angriffen wurde die rd. 90 m weite Lücke zwischen den beiden Gruppenpfeilern XVIII und XXIII durch Aufbau von zwei Fachwerkstützen aus SKR-Gerät auf den verstärkten Fundamenten der zerstörten Pfeiler XX und XXI und Einbau einer zweigleisigen Behelfsbrücke, bestehend aus über drei Öffnungen mit Stützweiten $v \approx 38 + 18 + 38$ m durchlaufenden 10 Trägern IP 100 unter jedem Gleis, geschlossen. Auf den beiden Behelfsstützen lagen 29 m lange Peiner Träger, die je 5 m über die Stützen auskragten und auf deren Enden 33 m lange Peiner Träger gelenkig gelagert wurden. Nachdem die übrigen Schäden notdürftig ausgebessert und über den beschädigten Gewölben und Pfeilern weitere Behelfsbrücken aus Peiner Trägern verlegt waren, konnte der schwer beschädigte Viadukt am 10. Februar 1945 nach nur elfwöchiger Unterbrechung zweigleisig wieder in Betrieb genommen werden. 14 Tage später wurde der Viadukt durch völlige Zerstörung des Ostwiderlagers und des letzten Bogens und durch schwere Beschädigung der behelfsmäßigen Stahlkonstruktion erneut unbefahrbar und blieb bis zum Spätsommer 1945 in diesem Zustand.

Zu dieser Zeit begannen die Arbeiten zur eingleisigen behelfsmäßigen Wiederherstellung. Die behelfsmäßige, beschädigte Stahlkonstruktion wurde instandgesetzt, der beschädigte Bogen 23 gesprengt und am Ostende des Viaduktes anschließend an die bereits überbrückte erste Sprenglücke eine weitere 73 m lange eingleisige Behelfsbrücke aus P-Trägern auf dem Gruppenpfeiler XXIII, dem

an den Gruppenpfeilern XVIII und XXIII und an den Gewölben 11, 12, 13, 16 und 17 durch Auspressen der Risse, Ersatz der abgeplatzten Steinschalen und Torkretieren beseitigt. Im Jahre 1947 wurden die Fundamente der beiden SKR-Behelfsstützen durchgreifend verstärkt, und gegen Ende dieses Jahres wurde entschieden, den Viadukt in der endgültigen Form wiederherzustellen. Während des Jahres 1948 wurden die in der großen Sprenglücke liegenden Pfeiler XIX, XX, XXI und XXII in Beton mit Muschelkalksteinverkleidung wiederaufgebaut. Die Bogen 18 und 19 wurden in Stahlbeton wiederhergestellt. Infolge Holz Mangels wurden stählerne Lehrgerüstbinder und als Schalbohlen örtlich gestampfte bewehrte Betonbohlen, die in den Leibungsflächen der Gewölbe verblieben, verwendet.

Schwierig war der Wiederaufbau der an den Stellen der SKR-Stützen stehenden Pfeiler XX und XXI. Da die Fachwerkstützen die Behelfsbrücke trugen, mußten sie nach Lösung verschiedener Verbände der Stahlstützen teilweise einbetoniert werden

(Bild 15). Nach Hochführen der Pfeilerschäfte wurde die Behelfsbrücke auf ihnen gelagert und die sichtbar gebliebenen Teile der SKR-Stützen entfernt. Bis Oktober 1949 waren die restlichen Gewölbe, der Pfeiler XXIV und das Ostwiderlager wiederaufgebaut. Aus Ersparnisgründen wurde nur die südliche Stirnwand über den Ge-

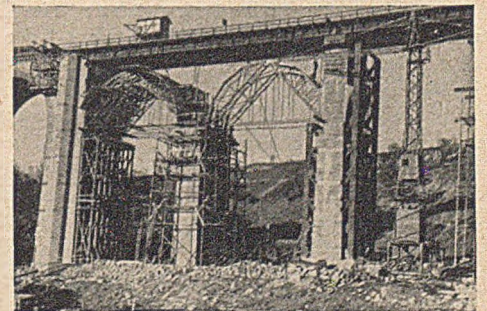


Bild 15. Wiederaufbau des Viadukts Altenbeken. Stählerne Lehrbögen für die Gewölbe 18 und 19 und Aufbau des Pfeilers XX innerhalb der SKR-Stütze.

wölben vom Gruppenpfeiler XVIII bis zum Ostwiderlager aus Muschelkalksteinen erstellt, während die nördliche Stirnwand aus Beton mit künstlichen Fugen besteht. Im Jahre 1950 wurden die Gewölbe isoliert, und am 25. 6. 1950 wurde das Nordgleis Altenbeken—Paderborn auf dem endgültigen Viadukt in Betrieb genommen; anschließend wurden die Behelfsbrücken des Südgleises vom Bogen 10 bis zum Ostwiderlager im Gewicht von 500 t unter Aufrechterhaltung des Betriebes innerhalb von 22 Stunden ausgebaut und das Südgleis am 2. Oktober ebenfalls in Betrieb genommen. Um einen Gleisabstand von 4 m zu erzielen, wurden auf dem ganzen Viadukt die massiven Brüstungen durch stählerne Geländer ersetzt. Seit 1945 wurden 24 000 t Sand und Kies, 3400 t Zement, 140 t Rundstahl und 1800 m³ Werksteine verarbeitet; die Baukosten betragen 1,6 Mio RM und 2,6 Mio DM. Der Viadukt bietet nun wieder das alte eindrucksvolle Bild, und nur die riesigen Bombenrichter, mit denen seine ganze Umgebung übersät ist, lassen den Beschauer das vorhergegangene Zerstörungswerk ahnen¹⁾.

10. Weserbrücke bei Porta, Strecke Porta—Häverstädt. Von der eingleisigen Blechträgerbrücke war der über drei Öffnungen von 25 + 75 + 25 m Stützweite durchlaufende Stromüberbau, der in der Mittelöffnung durch aufgesetzte Stabbogen versteift war, durch Sprengung des Überbaus und eines Pfeilers einseitig abgestürzt. Zur behelfsmäßigen Instandsetzung wurde der Überbau gehoben, in der Mittelöffnung auf zwei gerammte Behelfsjoche gelagert (Bild 16) und der zerstörte Überbau

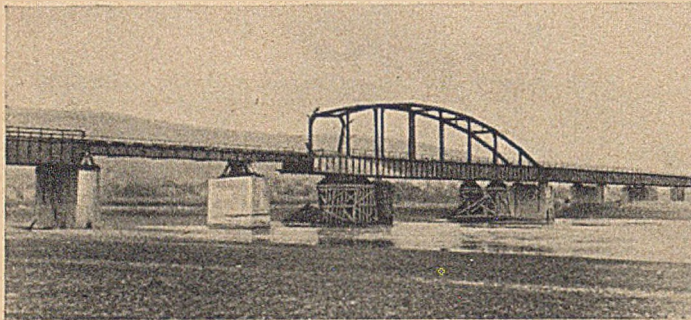


Bild 16. Weserbrücke bei Porta, Strecke Porta—Häverstädt. Behelfsmäßige Wiederherstellung.

einer Seitenöffnung nach endgültiger Wiederherstellung des gesprengten Pfeilers durch eine Behelfsbrücke aus P-Trägern ersetzt. 1948 wurde zur Beseitigung der Holzjoche im Strom mit der endgültigen Wiederherstellung des versteiften Stabbogens der Mittelöffnung in der alten Form begonnen, die sich wegen der Beschaffungsschwierigkeiten für den St 52 stark verzögerte. Der Betrieb wurde während der Arbeiten — mit Ausnahme einer zehntägigen Unterbrechung für den Ausbau der Behelfsbrücken, den Einbau der Fahrbahnlängsträger, des Windverbands und des Oberbaus — aufrechterhalten. In der Seitenöffnung blieb die Behelfsbrücke vorläufig noch bestehen. Insgesamt wurden rd. 100 t St 52 und St 37 eingebaut.

11. Eisenbahnbrücke über die Lesum bei Bremen—Burg, Strecke Bremen—Bremerhaven. Die alte Brücke, bestehend aus vier eingleisigen Fachwerkträgern von je 33,6 m Stützweite über zwei Öffnungen, wurde 1945 einschließlich Pfeiler und Widerlager durch Sprengung völlig zerstört. Amerikanische Pioniere räumten den Fluß, setzten die Reste der Überbauten am Ufer ab, schlugen sofort zwei Stromjoche und bauten für jedes Gleis vier Behelfsbrücken aus P-Trägern, die samt den Stromjochen von der Bundesbahn 1945/46 verstärkt werden mußten. Die endgültige Wiederherstellung begann 1948 mit dem Bau einer eingleisigen Notbrücke unterhalb der Behelfsbrücke mit Peiner-Trägern auf zwei Strom- und zwei Landjochen, da auf dieser für die Besatzung wichtigen Nachschubstrecke während der Bauarbeiten stets zwei Gleise vorhanden sein mußten. Für die Wiederherstellung des ersten Gleises Bremerhaven—Bremen wurden zwei alte aus dem Jahre 1924 stammende Überbauten wieder instandgesetzt, die restlichen beiden aus dem Jahre 1907 stammenden Überbauten wurden verschrottet und an ihrer Stelle zwei neue Überbauten eingebaut. Die alten Überbauten wurden auf dem nahegelegenen Bahn-

hof Burg instandgesetzt und zusammengebaut und dann in der Längsrichtung eingeschoben, um an der Baustelle mehr Raum für die Wiederherstellung der Widerlager und der Pfeiler zu haben und um nicht zwischen Notbrücke und Behelfsbrücke arbeiten zu müssen. Die beiden neuen Überbauten für das zweite Gleis Bremen—Bremerhaven wurden dagegen an Ort und Stelle auf Gerüsten montiert. Bild 17 zeigt die neue Brücke. Eingebaut wurden 90 t



Bild 17. Lesumbrücke bei Bremen-Burg, km 133,3, Bremen—Bremerhaven, nach der Wiederherstellung aller vier Überbauten.

St 37 Altmaterial und 250 t St 37 Neumaterial und 16 t Stahlguß für Lager.

12. Huntebrücke bei Elsflöth, Strecke Hude—Blexen. Von der aus einer zweiarmligen Drehbrücke und zwei festen Fachwerküberbauten von je 32,6 m Stützweite bestehenden eingleisigen Eisenbahnbrücke wurden durch Sprengungen 1945 die beiden festen Überbauten zerstört, die Drehbrücke und die Pfeiler beschädigt. Für die behelfsmäßige Wiederherstellung wurden in die beiden Öffnungen der festen Überbauten je ein Pfahljoch gerammt und auf ihnen und den wiederhergestellten Pfeilern vier Behelfsbrücken aus P-Trägern gelagert. Die Drehbrücke wurde als feste Brücke behelfsmäßig instandgesetzt.

Für die endgültige Wiederherstellung der beiden festen Überbauten wurden teilweise zerstörte Überbauten der Leinebrücke bei Gilten in der Strecke Wahnebergen—Schwarmstedt verwendet. Die brauchbaren Hauptträgerreste — je sechs Felder — wurden als Ganzes mit einem Sonderwagen in die Stahlbauanstalt geschafft und nach Überholung und Verstärkung mit demselben Wagen auf den Montageplatz, der Kaje in Elsflöth, geschafft, wohin auch die neuen Hauptträgerenden fertig abgenietet transportiert wurden. Nach dem Zusammenbau übernahm ein Schwimmkran mit 90 t Tragfähigkeit diesen fertigen Überbau, brachte ihn mit Schlepperhilfe an die 1,5 km entfernte Baustelle und setzte ihn dort auf die Lager ab (Bild 18), nachdem zuvor die Behelfsbrücken mit einem 30-t-Eisenbahnkran in eine Schute abgelassen worden waren. Ausbau

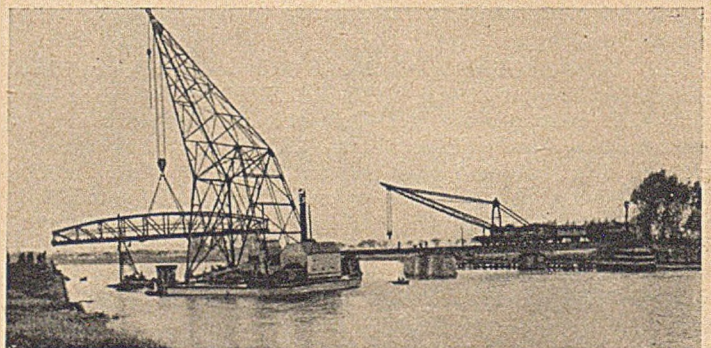


Bild 18. Huntebrücke bei Elsflöth, km 13,12, Hude—Blexen. Der Schwimmkran setzt einen Überbau aller die Lager ab.

der Behelfsbrücken und Einbau der beiden neuen Überbauten in zwei Fahrten erforderten nur sechs Stunden. Die beiden Überbauten wiegen zusammen rd. 148 t, davon sind 67 t Neumaterial. Die Drehbrücke wird im nächsten Jahr endgültig wieder drehbar gemacht.

13. Eisenbahnbrücke über die Aller bei Verden, Strecke Hannover—Bremen. Die zweigleisige Brücke bestand bis zu ihrer Zerstörung im Jahre 1945 aus einer größeren Zahl von massiven flachen Gewölben, deren Pfeiler 16,36 m Achsabstand besitzen. Zerstört wurden acht über dem

¹⁾ Ausführlicher Aufsatz in B. u. St. 46 (1951), Heft 4, S. 73.

Strom und dem anliegenden beiderseitigen Vorland liegende Bogen zwischen zwei Gruppenpfeilern, die entstandene rd. 130 m lange Lücke wurde von amerikanischen Truppen zur raschen Inbetriebnahme dieser wichtigen Nachschubstrecke durch zwei eingleisige Behelfsbrücken aus Peiner-Trägern auf teilweise hölzernen, teilweise stählernen Stromjochen geschlossen. 1947 wurden zwei Pfeiler massiv wiederhergestellt und die hölzernen Joche entfernt. 1950 wurden die restlichen Pfeiler endgültig wiederhergestellt mit Ausnahme eines Strompfeilers, der zur Schaffung einer größeren Schiffsfahrtsöffnung von rd. 30 m Lichtweite nicht wiederaufgebaut wurde. Bei eingleisigem Betrieb auf dem Gleis Bremen—Hannover wurde zunächst die Behelfsbrücke im Gegengleis durch einen endgültigen über sieben Öffnungen durchlaufenden geschweißten Blechträgerüberbau mit Schwellen auf den Hauptträgern ersetzt. Die Hauptträger haben 1,8 m Abstand; die Brückenhalken sind längsbeweglich gelagert. Die 39,72 m langen Hauptträger der Schiffsfahrtsöffnung wurden mit zwei an den Ufern stehenden Schwenkmasten eingebaut (Bild 19) und anschließend auf beiden Seiten je zwei Überbauteile von 24,13 m und 21,75 m Länge. Nach Inbetriebnahme dieses Gleises wurde der Brückenzug im Nachbargleis in derselben Weise erstellt, wobei die Schwenkmaste in ihrer ersten Stellung verblieben. Der in Bild 19 noch zu sehende und künftig wegfallende Strompfeiler wird 1951 durch die Wasserstraßenverwaltung abgebrochen. Stahlbedarf 296 t St 37 und 34 t Stahlguß für die Lager.

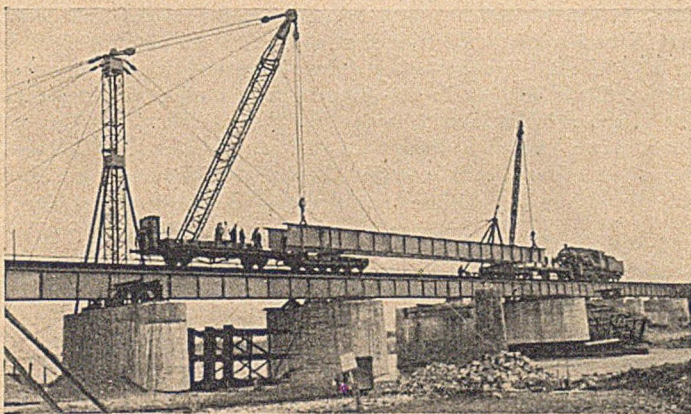


Bild 19. Allerbrücke bei Verden, km 85,0, Hannover—Bremen. Einbau der geschweißten Träger der Mittelöffnung.

14. Unterführung der Hannoverschen Straße auf Bahnhof Hildesheim. Die acht schweißeisernen Überbauten waren Zweigelenkfachwerkbogen von 14,7 m Stützweite, die trotz wiederholter Verstärkungen den Betriebslasten nicht mehr genügten und daher schon im Jahre 1939 ersetzt werden sollten. Dieser Neubau konnte aus Mangel an Arbeitskräften nicht mehr durchgeführt werden, und so mußten wenigstens die sechs Überbauten der Hauptbetriebsgleise 1940 durch Behelfsbrücken ersetzt werden. Da diese wegen der Durchfahrts Höhe sehr niedrig gehalten werden mußten, wurde an den Straßenbordkanten je ein Betonpfeiler hochgeführt, die für den Straßenbahn- und Fahrzeugverkehr nur eine Öffnung von 6,80 m Weite übrigließen. Beim Neubau forderte die Stadt eine Vergrößerung der lichten Weite von 14 auf 20 m und eine lichte Höhe von 4 m bis zum Fahrdrabt der Straßenbahn. Da die Straße nur etwa 0,4 m abgesenkt und die Gleise nur um 0,1 m gehoben werden konnten, stand nur eine Bauhöhe von 1,1 m zur Verfügung. Für die Überbauten wurden daher geschweißte Zweigelenkrahmen aus St 37 (Bild 20) von 20,6 m Stützweite gewählt, die in der Mitte eine Trägerhöhe von nur $58,5 \text{ cm} = \frac{1}{35}$ der Stützweite aufweisen. Der Rahmenabstand beträgt im südlichen Abschnitt der 46,75 m langen Unterführung $13 \times 1,75 \text{ m}$, im nördlichen Teil $10 \times 1,7 \text{ m}$. Dazwischen liegt ein Lichtschart von 5,4 m Breite. Die gesamte Breite des 18 mm dicken Fahrbahnblechs wurde im Bereich des größten Biegemoments in den Hauptträgerquerschnitt einbezogen. Für die Montage wurden in der Werkstatt je zwei Rahmen mit dem Fahrbahnblech verschweißt, mit besonders vorbereiteten Wagen zur Baustelle ge-

fahren und dort mit zwei 25-t-Kranen eingesetzt (Bild 20). Die Fahrbahnbleche zwischen den Rahmenpaaren wurden auf der Baustelle eingeschweißt. Für den Bau des neuen westlichen Wider-

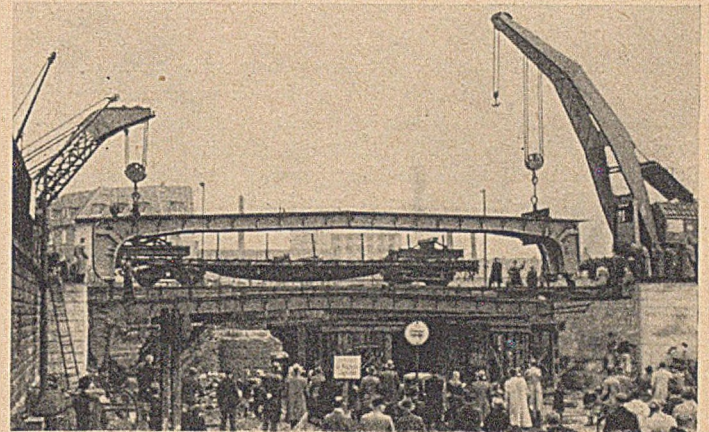


Bild 20. Hannoversche Straßenunterführung Bahnhof Hildesheim. Einlegen eines Rahmenpaares mit zwei 25-t-Eisenbahnkranen.

lagers wurden alle acht Gleise mit Behelfsbrücken abgefangen; das Bild 20 zeigt links das noch abzubrechende alte Widerlager. Das Gesamtgewicht der 25 Rahmen beträgt 450 t, das Gewicht der Lagerteile 17 t.

15. Eisenbahnbrücke über den Rhein südlich Köln (Südbrücke). Die zweigleisige, vorwiegend dem Güterverkehr dienende Brücke bestand aus drei Bogenträgern mit Zugbändern, von denen der 165 m weit gespannte Mittelbogen in die beiden Seitenöffnungen auskragte und auf seinen Kragarmen mit festen Gelenken die beiden 101,5 m weit gespannten Bogenträger der Seitenöffnungen trug. Die Brücke war bei einem Fliegerangriff so schwer getroffen worden, daß die beiden rechten Bogen abstürzten und zerstört wurden, während der linke Bogen 10 m von seinem linken Endauflager weggezogen wurde und etwa 8 m tief auf die Uferstraße abstürzte. Mit seinem rechten Ende hatte er sich dabei auf den linken Strompfeiler aufgesetzt.

Für die erste behelfsmäßige eingleisige Wiederherstellung wurde der abgestürzte schwer beschädigte linksufrige Bogen von 1200 t Gewicht nach schwierigen Instandsetzungs- und Ergänzungsarbeiten und nach Lösung der Gelenkverbindung mit dem abgestürzten Mittelbogen gehoben, in der Längsrichtung verschoben und wieder auf Widerlager und linken Strompfeiler abgesetzt. Gleichzeitig wurde in der Mittel- und rechten Stromöffnung ein durchlaufender eingleisiger SKR-Überbau eingebaut. Für seine Auflagerung wurde auf dem rechten Strompfeiler ein stählernes Stützjoch aufgebaut; in der Mittelöffnung wurden zwei Hilfsjoche und in der rechten Stromöffnung ein Hilfsjoch aus geramten Stahlpfeilern mit Stahlbetonköpfen hergestellt. Die Stützweiten des Überbaues betragen $48 + 72 + 45 + 51 + 51 \text{ m}$; er wurde vom rechten Ufer aus frei

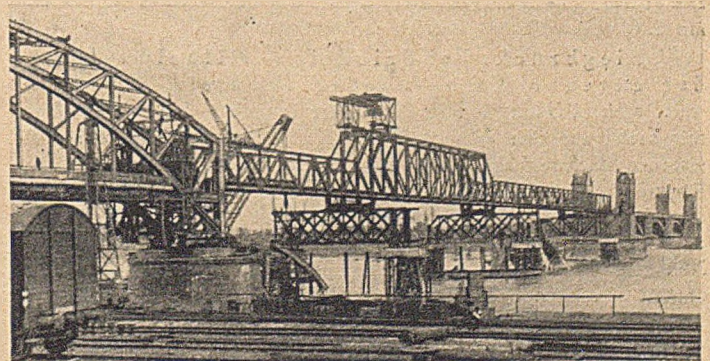


Bild 21. Südbrücke über den Rhein bei Köln. Eingleisige SKR-Brücke in der Mittel- und rechten Stromöffnung. Links der bereits gehobene linke Seitenbogen.

vorgebaut, und zwar in der 65 m weiten Schiffsfahrtsöffnung zweistöckig, im übrigen einstöckig. Bild 21 zeigt die SKR-Behelfsbrücke kurz vor ihrer Vollendung und links einen Teil des bereits ge-

hobenen linken Seitenbogens. Jedes der drei Behelfsjochs bestand wegen der im Strom liegenden Brückentrümmer aus zwei getrennten Pfahlgruppen oberhalb und unterhalb der Brückenachse, auf die zur Lagerung des SKR-Überbaus 24 m weit gestützte schwere Unterzüge aus SKR-Gerät mit Hilfe eines Schwimmkrans aufgesetzt wurden. Die eingleisige Behelfsbrücke konnte trotz der großen technischen Schwierigkeiten schon nach einer Bauzeit von acht Monaten Anfang Mai 1946 in Betrieb genommen werden.

Damit die SKR-Brücke unter Aufrechterhaltung des eingleisigen Betriebs sowohl als Hilfsgerüst zur Entfernung der restlichen Brückentrümmer als auch als Montagegerüst für die neuen Bogenträger der Mittel- und rechten Seitenöffnung dienen konnte, wurde sie in die Achse der zweigleisigen Brücke und so hoch gelegt, daß ihre Schienenoberkante um 1,70 m höher lag als die Schienenoberkante der endgültigen Brücke. Dieser Höhenunterschied wurde durch Anrampung des Gleises mit 1:75 in dem gehobenen linksrheinischen Bogen und über den rechtsrheinischen Vorflutbrücken erzielt. Die neuen zweigleisigen Bogenträger konnten nun um den eingleisigen SKR-Überbau herum gebaut werden. Bild 22 zeigt die Aufstellung des neuen Mittelbogens über der Schiffahrtsöffnung. Nach Fertigstellung der neuen Bogenträger, bei der weitgehend noch brauchbare Reste der Trümmer verwendet wurden, wurde die Fahrbahn der SKR-Brücke auf die neuen Bogenträger abgestützt, die Hauptträger und Verbände der SKR-Brücke wurden unter Aufrechterhaltung des eingleisigen Betriebes entfernt und anschließend in einer siebentägigen Betriebspause die Fahrbahn der SKR-Brücke nebst den Rampen aus der Brückenachse heraus seitlich verschoben und damit Platz für die Verlegung eines Gleises in endgültiger Lage geschaffen. Nach Inbetriebnahme dieses Gleises wurden die seitlich liegenden Fahrbahnteile der SKR-Brücke entfernt und am 1. Oktober auch das zweite Gleis in Betrieb genommen. Die Baukosten betragen einschließlich des Baus der SKR-Brücke insgesamt 13,2 Mio RM/DM. Eingebaut wurden 2430 t Altmaterial und 4040 t Neubaustoffe.

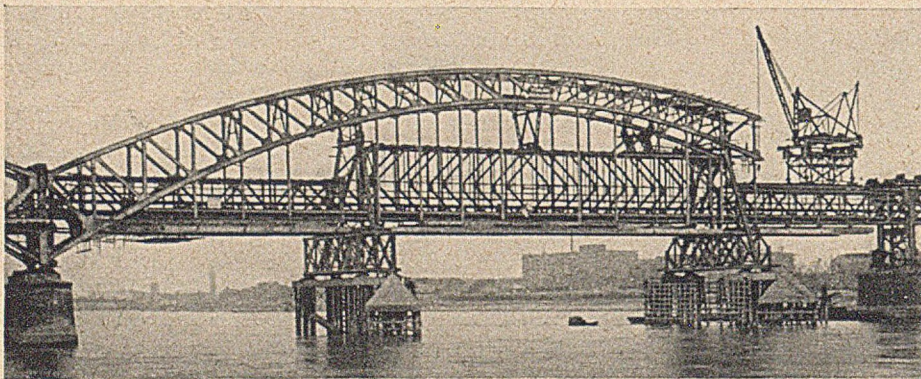


Bild 22. Rheinbrücke im Süden von Köln. Endgültige Wiederherstellung. Die zweigleisigen Bogenträger werden um die eingleisige Behelfsbrücke herum gebaut.

16. Bei der bereits 1949 endgültig wiederhergestellten und eingleisig in Betrieb genommenen zweigleisigen Rheinbrücke bei Duisburg—Hochfeld²⁾ wurde das zweite Gleis verlegt und am 6. Oktober 1950 in Betrieb genommen.

17. Siegbrücke bei Friedrich-Wilhelms-Hütte der Strecke Köln—Niederlahnstein. Die Brücke weist sechs Öffnungen auf, die bisher in jedem der beiden Gleise mit sechs aus den Jahren 1864 und 1889 stammenden schweißeisernen Fachwerküberbauten von je 32,7 m Stützweite mit unten liegender Fahrbahn überbrückt waren. Gegen Kriegsende wurden die vier Überbauten der beiden Flußöffnungen gesprengt; Pfeiler und Widerlager blieben erhalten. Zunächst wurde das Gleis Köln—Niederlahnstein dadurch wieder befahrbar gemacht, daß zwei Überbauten dieses Gleises längs in die Flußöffnungen und dafür zwei Überbauten aus dem Nachbargleis an ihre Stelle quer eingeschoben wurden.

Für die Wiederherstellung des auf dieser stark belasteten Strecke dringend benötigten zweiten Gleises Niederlahnstein—Köln wurde unter Ausbau der zwei restlichen alten Überbauten dieses Gleises ein vollständig neuer Brückenzug eingebaut. Er besteht aus zwei

über je drei Öffnungen durchlaufenden Blechträgerüberbauten von je rd. 100 m Länge mit versenkter offener Fahrbahn. Die geschweißten Hauptträger aus St 37 sind 2,6 m hoch und haben einen Abstand von 4,85 m; die Baustellenstöße der Hauptträger sind genietet, ebenso die Anschlüsse der aus Walzträgern bestehenden Fahrbahnträger an die Quer- und Hauptträger. Die kräftigen Eckaussteifungen zwischen Quer- und Hauptträgern sind auf den Obergurten der Querträger angeschweißt. Durch die Wahl von durchlaufenden Hauptträgern wurden 21 t und durch das Schweißen der Hauptträger weitere 36 t Material gespart. Bild 23 gibt einen Ein-

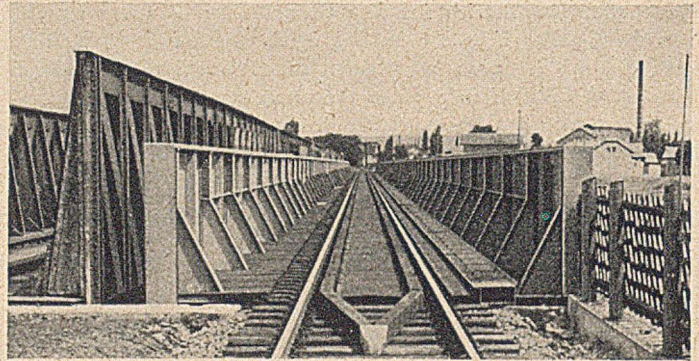


Bild 23. Brücke über die Sieg bei Friedrich-Wilhelms-Hütte, Strecke Köln—Niederlahnstein. Blick in die endgültigen Überbauten des Gleises Niederlahnstein—Köln.

blick in den rd. 200 m langen Brückenzug, der an der Außenseite auf Konsolen einen 1,5 m breiten öffentlichen Fußsteg trägt; es zeigt auch die gute Aussteifung der Gurte und Hauptträgerstegbleche. Links daneben liegen die alten schweißeisernen Überbauten des Nachbargleises. Baustoffbedarf rd. 500 t St 37.

18. Siegbrücke bei Buisdorf, Strecke Köln—Gießen. Von den sieben je 17 m weiten Ziegelsteingewölben dieser zweigleisigen Brücke wurden durch Sprengung von zwei Pfeilern fünf Gewölbe völlig zerstört. Die Brücke wurde zunächst eingleisig mit auf den Pfeilerstümpfen mittels stählernen Stahlrohrstützhöcken gelagerten Peiner Trägern behelfsmäßig wiederhergestellt. Bei der endgültigen Wiederherstellung, die für die beiden Gleise abschnittsweise durchgeführt wird, wurden nach Wiederaufbau der Pfeiler unter jedem Gleis in jeder Öffnung sieben bewehrte Bogenfertigteile von je 0,64 m Breite und 60 cm (Scheitel) bzw. 1 m Dicke (Kämpfer) dicht nebeneinander verlegt, die in die Widerlager und Pfeiler eingespannt sind. Die Bogenrippen wurden mit sechs durchlaufenden lastverteilenden Querriegeln aus Stahlbetonfertigteilen und mit vier stählernen Zugankern verbunden. Die Querriegel wurden als vorbetonierte und vorgespannte Stahlbetonbalken hergestellt, um die Einflüsse des Schwindens und Kriechens möglichst auszuschalten und einer etwa damit verbundenen Lockerung der Riegel vorzubeugen. Die Querriegel haben Abmessungen von 32/32 cm mit abgeschragten Ecken, die Aussparungen in den Fertigteilen sind 38/38 cm weit, ebenfalls mit abgeschragten Ecken. Die Zuganker, 40 mm dicke Rundstähle, sind an einem Ende mit einem Hammerkopf, am anderen Ende mit Gewinde, Doppelmutter und Unterlegscheiben versehen. Nach Einbau der sieben Gewölberippen werden die Zuganker mit Hammerkopf voran in die vorgesehenen Aussparungen eingeschoben, um 90° gedreht und am freien Ende mit den Schraubenmuttern angespannt. Nach Einschieben der Querriegel werden die Hohlräume in den Aussparungen der Zuganker und der Querriegel durch Einpreßstützen in den Fertigteilen unter hohem Druck mit Zementmörtel ausgepreßt.

Jeweils sieben Fertigteile wurden gleichzeitig auf einem 4,50 m breiten Schalungsgerüst hergestellt. Nach dem Abbinden wurden die rd. 22 t schweren Einzelbogen mit zwei fahrbaren Kranen abgehoben und besonders gelagert (Bild 24). Mit denselben Kranen wurden sie später auf Transportwagen verladen und einem

²⁾ Bautechn. 27 (1950), Heft 2, S. 34/35.

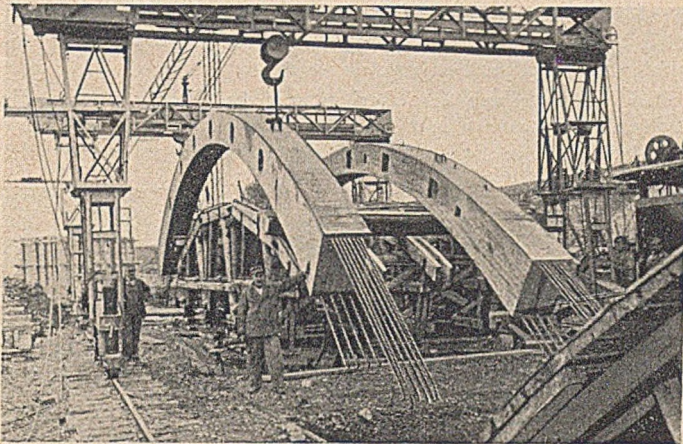


Bild 24. Siegbücke bei Buisdorf, Strecke Köln—Gießen. Transport- und Zwischenlagerung der Fertigteile.

Derrickkran zugeführt, der jeweils die Rippen für zwei Öffnungen von einem Standpunkt aus in die Brücke einlegen konnte. Auf den Pfeilerköpfen waren mit einem Mittenabstand von 64 cm 20 cm breite Stahlbetonrippen vorgesehen, auf die die Fertigteile zunächst abgesetzt wurden. In die zwischen den Stahlbetonrippen liegenden 44 cm breiten Kammern greift die aus den Fertigteilen herausragende Einspannbewehrung ein. Die Stahlbetonrippen haben ferner Aussparungen, durch die in Längsrichtung des Pfeilers eine besondere Bewehrung geführt wird. Nach Ausrichten der Fertigbogenteile wurde der gesamte Beton der Pfeilerköpfe eingebracht und so eine feste Einspannung an den Kämpfern erzielt. Dadurch, daß die Bogenfertigteile schon während der Instandsetzungsarbeiten an den Pfeilern hergestellt und unmittelbar nach Fertigstellung der Pfeiler eingebaut werden konnten, wurde eine Zeitersparnis von rd. drei Monaten für Aufstellen und Umbau der Lehrgerüste und für das Erhärten der Gewölbe und eine namhafte Verbilligung erzielt.

19. Unterführung Eigelstein in Köln, Strecke Köln—Koblenz. Im Juli 1943 wurden von den 19 Bogenträgern mit aufgeständerter Fahrbahn der in der Westeinfahrt des Hauptbahnhofs Köln liegenden sehr schiefen Straßenunterführung fünf Hauptträger unter den Einfahrgleisen von Aachen, Koblenz

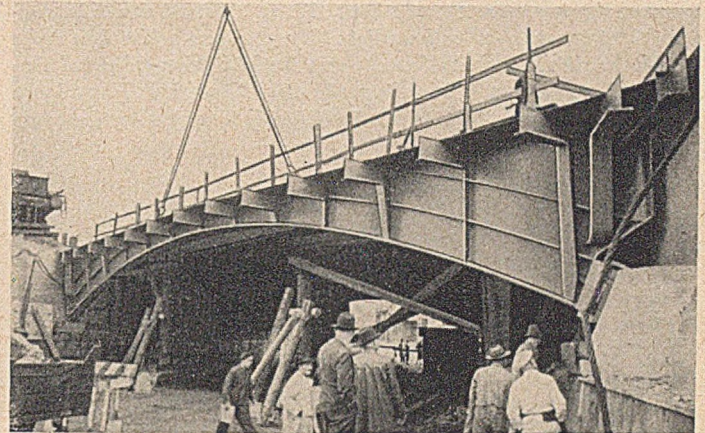


Bild 25. Unterführung Eigelstein, km 1.120, Köln—Koblenz. Auf die Lager abgesetzter Hauptträger.

den bereits aufgeschweißten halben Tonnenblechen entstehenden trapezförmigen Flächen wurden durch zwischen die Tonnenbleche eingeschweißte Flachbleche geschlossen: die Flachbleche sind durch zwischen den Queraussteifungen liegende, unten angeschweißte Rippen verstärkt. Die Tonnenbleche wurden bei der Berechnung der Hauptträger als mittragend angesehen. Der Stahlverbrauch beträgt 115 t.

20. Die Mainbrücke bei Heidingsfeld in der Strecke Treuchtlingen—Würzburg. Das erste Gleis dieser Eisenbahnbrücke ist bereits im Jahre 1949 endgültig mit je über zwei und drei Öffnungen durchlaufenden Blechträgerüberbauten mit Stützweiten von $36,5 + 2 \times 37 + 47 + 38$ m wiederhergestellt worden³⁾. Nach Inbetriebnahme dieses Gleises wurde die eingleisige Behelfsbrücke abgebrochen und im Jahre 1950 an ihrer Stelle der gleiche Überbau wie im ersten Gleis eingebaut. Bild 26 zeigt die nunmehr zweigleisig endgültig wiederhergestellte Brücke, die in Höhe der Untergurte der Hauptträger einen durch die Widerlagervorköpfe hindurchgeführten öffentlichen Fußsteg trägt. Sie ist in ihrer klaren straffen Linienführung, ihren langen zu den Dämmen gut überleitenden Parallelflügeln und ihrer in allen Einzelheiten der Stahlkonstruktion und der massiven Unterbauten sorgfältigen Werkmannsarbeit ein gutes Beispiel neuzzeitlichen Brückenbaus.

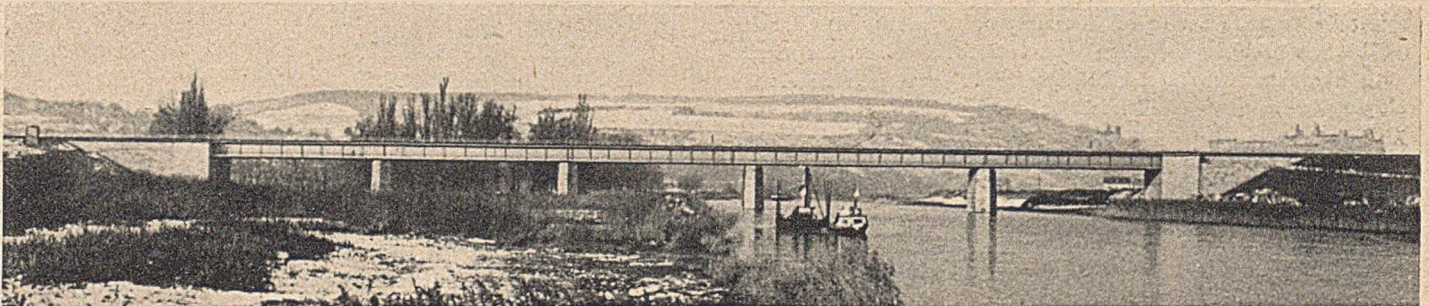


Bild 26. Eisenbahnbrücke über den Main bei Heidingsfeld, km 135,655, Strecke Treuchtlingen—Würzburg. Ansicht der wiederhergestellten Brücke von stromauf gesehen.

und Kleve zerstört und von Pionieren durch einen losen Trägerrost auf hölzernen Stützböcken behelfsmäßig ersetzt. Die Stützböcke engten den Straßenquerschnitt unerträglich ein, und die Behelfsbrücken waren wegen der Einwirkung der Bremskräfte von rd. 300 Zügen täglich nicht genügend sicherzuhalten. Für die fünf neuen Hauptträger, die wegen der Gleislage nicht parallel liegen, sondern Stützweiten von 21,8 bis 24,6 m aufweisen, wurden vollwandige geschweißte Zweigelenkbogenträger in St 37 mit eingeschweißten Tonnenblechen gewählt. Alle 4 m wurde eine Queraussteifung vorgesehen. Wegen des wechselnd schiefen Anschlusses dieser Aussteifungen an die Hauptträger und um die Montagezeit bei dem starken Eisenbahn- und Straßenverkehr möglichst abzukürzen, wurden die Queraussteifungen mit halben Tonnenblechen schon in der Werkstatt an die Hauptträger angeschweißt. Der ganze 20 t schwere Hauptträger wurde mit Schwenkmast eingesetzt (Bild 25); die Montagestöße der Queraussteifungen wurden vernietet. Die infolge der nicht parallelen Lage der Hauptträger zwischen

An Baustoffen erforderte die Brücke 1480 t Stahlkonstruktion, 1850 m² stählerne Spundwände, 1900 t Zement und 17 500 m³ Zuschlagstoffe.

21. Die Eisenbahnbrücke über den Main bei Kitzingen in km 70,6 der Strecke Fürth—Würzburg. Die im Jahre 1939 erneuerte zweigleisige Brücke bestand in jedem Gleis aus fünf Vollwandträgern auf zwei Stützen von 37,1 bis 37,8 m Stützweite mit oberliegender Fahrbahn und Schotterbett. Von den zehn Überbauten wurden im Jahre 1945 in einem Gleise drei, im andern zwei Überbauten zerstört, während die Widerlager und Pfeiler schwer beschädigt wurden. Durch Einbau von Roth-Wagner-(RW-)Gerät mit untenliegender Fahrbahn war die Brücke eingleisig behelfsmäßig wiederhergestellt worden.

Für die endgültige Wiederherstellung konnte nur einer der fünf abgestürzten Überbauten nach Instandsetzung wiederverwendet werden; dieser und vier neue Überbauten wurden auf dem nahegelegenen

³⁾ Baudtzn. 27 (1950), Heft 3, S. 75/76.

Bahnhof Kitzingen zusammengebaut. Die im Abstand von 2,2 m angeordneten genieteten vollwandigen Hauptträger haben 3 m hohe Stegbleche; die Fahrbahn besteht aus Buckelblechen, die auf den Hauptträgern und auf in 1,86 m Abstand liegenden Querträgern aufgenietet wurden. Die Seitenwände des Schotterkastens bestehen ebenfalls aus Stahl.

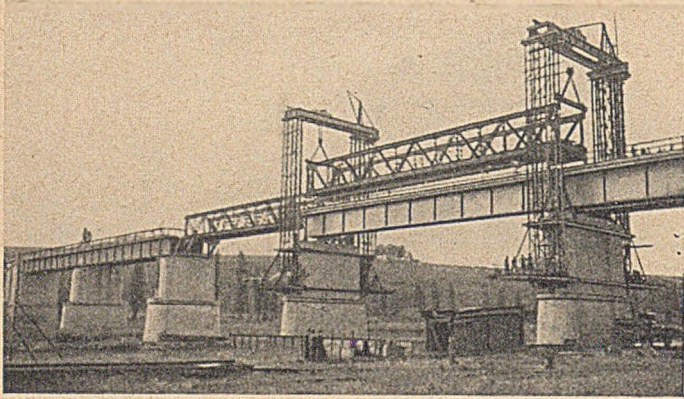


Bild 27. Brücke über den Main, km 70,625, Fürth-Würzburg. Ausbau eines RW-Überbaues.

Für den Ausbau der RW-Überbauten und den Einbau der neuen Überbauten wurden auf jeweils zwei Pfeilern 25 m hohe Hubportale aufgebaut (Bild 27). Der auf dem Bahnhof zusammengebaute neue Überbau wurde auf dem Betriebsgleis eingefahren und in die um 1 m seitlich verschobene Achse des außer Betrieb befindlichen Gleises abgesetzt. In einer weiteren Betriebspause wurde der RW-Überbau des Betriebsgleises in derselben Öffnung angehoben und auf Eisenbahnwagen im toten Gleis verladen (Bild 27). Anschließend

wurde in derselben Betriebspause der neue Überbau für das im Betrieb befindliche Gleis auf dem toten Gleis in die Öffnung eingefahren und in das Betriebsgleis abgesetzt.

Nach Fertigstellung der Überbauten einer Öffnung wurden die Hubgerüste mit einem Bahnwagen, auf dem ein 5,5 m hohes Gerüst aufgebaut war, in die Nachbaröffnung verfahren, wobei einer der

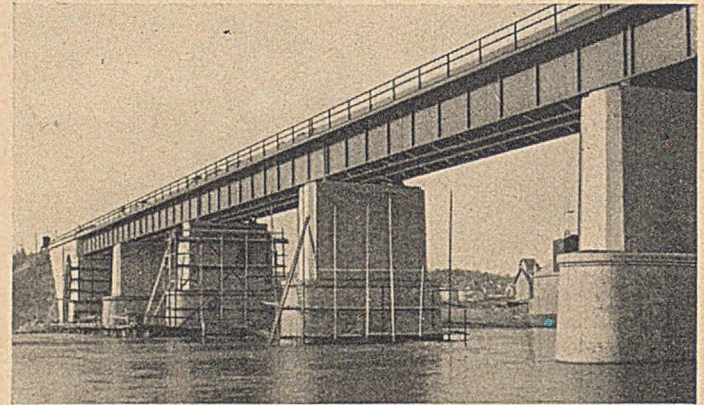


Bild 28. Brücke über den Main, km 70,625, Fürth-Würzburg. Teilansicht der endgültig wiederhergestellten Brücke.

seitlichen Rahmenschenkel des Hubgerüsts auf einem von Pfeiler zu Pfeiler laufenden Hilfsträger lief. Anschließend wiederholte sich der vorstehend beschriebene Aus- und Einbauvorgang, der die Bauzeit wesentlich verkürzte. Bild 28 zeigt die endgültig wiederhergestellte Brücke; insgesamt wurden 540 t St 52 (für Stegbleche und Gurtungen der Hauptträger) und St 37 (für die Fahrbahnbuckelbleche, Querträger, Querverbände und Gehwegkonsolen) eingebaut. (Schluß folgt.)

Berechnung durchgehender Rahmen mit dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen.

Von Bauing. Walter Hermann, Berlin.

Im ersten Beispiel¹⁾ wurde gezeigt, wie man für durchgehende Rahmen mit gleichen Höhen auf Grund der konsequenten Anwendung des Gesetzes der virtuellen Verschiebung sehr einfache und zweckmäßige Lösungen findet. Die Winkeländerung für seitliche Verschiebung wurde auf der linken Seite der Arbeitsgleichung berücksichtigt. Die für die Stabilität des Gebildes in Riegelhöhe gedacht wirkende Gegenkraft muß 0 sein, hieraus ergibt sich bei Lösung mit erweiterter Matrix die fehlende Gleichung für den Verschiebungswinkel.

Im folgenden soll der durchgehende Rahmen mit ungleichen Höhen behandelt werden, für den die angeführte Rechenmethode Gültigkeit behält.

Der nachstehend skizzierte Rahmen (Abb. 1), beispielsweise eine Mittelhalle mit einem seitlichen Anbau darstellend, ist 9-fach statisch

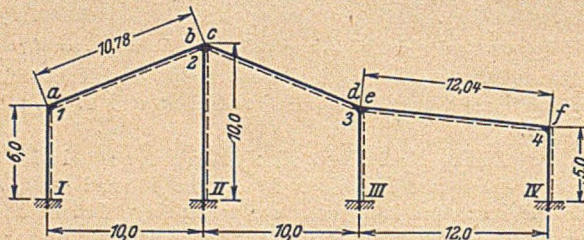


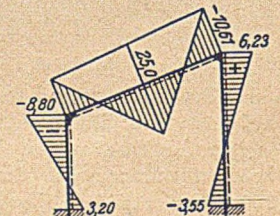
Abb. 1.

unbestimmt. Da die wirklichen Verschiebungen zahlenmäßig nur gering sind, kann angenommen werden, daß die Winkeländerungen Funktionen der Höhen sind. Bezeichnet man also die Aenderung des Winkels I a b mit ϑ , so wird beispielsweise die des Winkels a b II $= \vartheta \cdot 6 \cdot 1/10$ usw. Es werden wieder konstante Trägheitsverhältnisse und Vernachlässigungen der Normalkräfte vorausgesetzt. Mit dieser Maßgabe und den Ausführungen des ersten Beispiels ergibt sich folgende Matrix:

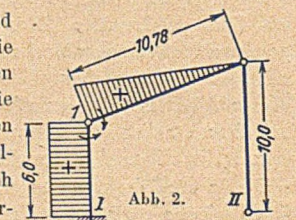
M_a	M_b	M_c	M_d	M_e	M_f	$E \cdot J \cdot \vartheta$	Lastwert
30,56	10,78					-9	B_a
10,78	36,56	-15,0				5,4	B_b
	-15,0	36,56	10,78			-5,4	B_c
		10,78	30,56	-9,0		9,0	B_d
			-9,0	33,08	12,04	-9,0	B_e
				12,04	31,58	10,8	B_f
-9	5,4	-5,4	9,0	-9,0	10,8	-11,838	B_g

Es ist also $30,56 = 2 \cdot 10,78 + 1,5 \cdot 6,0$; $36,56 = 2 \cdot 10,78 + 1,5 \cdot 10$ usw. Für die ϑ -Werte ergibt sich in der 2. Zeile 5,4 aus $9 \cdot 6 \cdot 1/10$ und in der 6. Zeile 10,8 aus $9 \cdot 6 \cdot 1/5$. In der letzten Zeile sind die Querkräfte am oberen Ende der Stiele ermittelt und wegen Symmetrie mit $6 \cdot 6 = 36$ erweitert. Aus seitlicher Verschiebung ergibt sich die Querkraft zu:

$$-\left(\frac{3 \cdot 2 \cdot 36}{6 \cdot 6} + \frac{3 \cdot 36 \cdot 6}{10 \cdot 10 \cdot 10} + \frac{3 \cdot 36 \cdot 6}{5 \cdot 5 \cdot 5} \right) E J \vartheta = -11,838 \cdot E J \vartheta$$



Für evtl. Ermittlung der Einflußlinien und Vereinfachung der Rechnung wird die Matrix durch 6 dividiert. Wegen der vielen Nullwerte wird die Umwandlung in die konjugierte Matrix nach dem Leweschen Zahlenrechteck besonders einfach. Es sollen im folgenden die 6 Rechtecke noch einmal angeschrieben werden, es sind hierfür nur 16 elementare Rechenoperationen notwendig. Die β -Werte sind nach dem Schema des ersten Beispiels ermittelt.



¹⁾ Bautechn. 28 (1951), Heft 2, S. 31.

a	b	c	d	e	f	g
5,09	1,798					-1,5
1,798	6,09	-2,50				0,9
	-2,50	6,09	1,798			-0,9
		1,798	5,09	-1,5		1,5
			-1,5	5,501	2,007	-1,5
				2,007	5,263	1,8
-1,5	0,9	-0,9	1,5	-1,50	1,80	-1,973
	5,455	-2,50	0	0	0	1,43
	-2,50	6,09	1,798	0	0	-0,9
	0	1,798	5,090	-1,5	0	1,5
	0	0	-1,500	5,501	2,007	-1,5
	0	0	0	2,007	5,263	1,80
	1,43	-0,90	1,5	-1,50	1,80	-2,415
	4,948	1,798	0	0		-0,245
	1,798	5,090	-1,50	0		1,500
	0	-1,500	5,501	2,007		-1,500
	0	0	2,007	5,263		1,800
	-0,245	1,500	-1,500	1,800		-2,789
	4,438	-1,50	0			1,589
	-1,50	5,501	2,007			-1,500
	0	2,007	5,263			1,800
	1,589	-1,50	1,80			-2,801
	4,993	2,007				-0,963
	2,007	5,263				1,800
	-0,963	1,800				-3,369
	4,458	2,187				
	2,187	-3,555				
						-4,63 = 1/β _{gg}

$\beta_{gg} = -1 : 4,63 = -0,216$

$4,458 \cdot \beta_{fg} - 2,187 \cdot 0,216 = 0; \beta_{fg} = 0,106$

$4,458 \cdot \beta_{ff} + 2,187 \cdot 0,106 = 1; \beta_{ff} = 0,172$

$4,993 \cdot \beta_{eg} + 2,007 \cdot 0,106 + 0,963 \cdot 0,216 = 0; \beta_{eg} = -0,084$

$4,993 \cdot \beta_{ef} + 2,007 \cdot 0,172 - 0,963 \cdot 0,106 = 0; \beta_{ef} = -0,0486$

$4,993 \cdot \beta_{ee} - 2,007 \cdot 0,0486 + 0,963 \cdot 0,084 = 1; \beta_{ee} = 0,203$

$4,438 \cdot \beta_{dg} + 1,5 \cdot 0,084 - 1,589 \cdot 0,216 = 0; \beta_{dg} = 0,0488$

$4,438 \cdot \beta_{df} + 1,5 \cdot 0,0486 + 1,589 \cdot 0,106 = 0; \beta_{df} = 0,0544$

$4,438 \cdot \beta_{de} - 1,5 \cdot 0,203 - 1,589 \cdot 0,084 = 0; \beta_{de} = 0,0988$

$4,438 \cdot \beta_{dd} - 1,5 \cdot 0,0988 + 1,589 \cdot 0,0488 = 1; \beta_{dd} = 0,2410$

usw.

Man benutzt also stets die erste Zeile von jedem Rechteck und schreibt sich zweckmäßig sämtliche Glieder einer Gruppe an, bevor mit der Ausrechnung begonnen wird. Man erkennt dann die inneren Gesetzmäßigkeiten des Aufbaues. Zur Kontrolle kann eine andere Zeile dienen, in der man dann für die Glieder mit gleichen Indizes statt 1 Null setzt. Die konjugierte Matrix ergibt sich zu den untenstehenden Werten, wobei wieder nur mit dem Rechenschieber gearbeitet wurde.

Die bei unbestimmten Systemen stets unumgängliche automatische Kontrolle für die β -Werte auf Grund der Beziehungen zwischen den β - und δ -Werten liefert beispielsweise für die erste Zeile:

$5,09 \cdot 0,1965 - 1,798 \cdot 0,0662 + 1,5 \cdot 0,079 = 1,0 - 0,1185 + 0,1185 = 1$ bzw. $-5,09 \cdot 0,0662 + 1,798 \cdot 0,224 - 1,5 \cdot 0,0436 = -0,337 + 0,403 - 0,065 = \sim 0$.

Es soll zunächst wieder der Einfluß einer senkrechten Einzellast von 10 t in Feldmitte a—b untersucht werden:

$k_l = k_r = \frac{3}{8} \cdot 10 \cdot 10 = 37,5$

$B_a = B_b = -37,5 \cdot \frac{10,78}{6} = -67,4$

$M_a = - (0,1965 - 0,0662) \cdot 67,4 = -8,80 \text{ tm}$

$M_b = - (0,2240 - 0,0662) \cdot 67,4 = -10,61 \text{ tm}$

$E \cdot J \cdot \delta = (0,079 - 0,0436) \cdot 67,4 = 2,39 \text{ tm}$

$M_c = (0,0484 - 0,1135) \cdot 67,4 = -4,38 \text{ tm}$

$M_2 = 10,61 - 4,38 = 6,23 \text{ tm}$

$M_j = 4,40 - 3 \cdot 2,39 \cdot \frac{1}{6} = 4,40 - 1,20 = 3,20 \text{ tm}$

$M_{II} = -3,12 - \frac{3 \cdot 2,39 \cdot 6}{10 \cdot 10} = -3,12 - 0,43 = -3,55 \text{ tm usw.}$

Die automatische Kontrolle wird am besten ausgeführt unter Zuhilfenahme der allgemeinen Arbeitsgleichung $0 = \int M_x \cdot M_j \cdot ds$, wobei für M_I zweckmäßig +1,0 tm angenommen wird. $M_0 = 10 \cdot 10 \cdot 1/4 = 25,0 \text{ tm}$ (Abb. 2).

$E \cdot J \cdot \delta = -3 \cdot 5,60 = -16,80$

$-\frac{10,78}{6} (17,60 + 10,61) = -50,70$

$-67,50$

$\frac{10,78}{4} \cdot 25,0 = 67,5$

Entsprechende Kontrollen lassen sich auch mit anderen Grundsystemen aufstellen.

Als nächster Belastungsfall wird eine waagerechte Einzellast von 10,0 t am Stiel II—2 7,0 m von unten angreifend untersucht (Abb. 3). Nach Auflösung der Gleichungen ergibt sich für

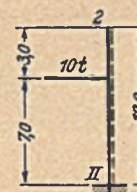
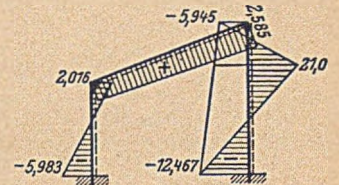


Abb. 3.

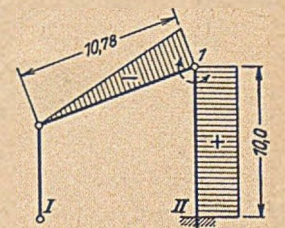


Abb. 4.

$B_b = \left(-\frac{k_{rII}}{2} + k_{lII} \right) \cdot \frac{10}{6}; \text{ für } B_c = \left(\frac{k_{rII}}{2} - k_{lII} \right) \cdot \frac{10}{6}$

und für $B_g = \left(\frac{k_{rII}}{2 \cdot 10} - \frac{10 \cdot 7}{10} \right) \cdot 6$

$k_{lII} = \frac{10 \cdot 7 \cdot 3 \cdot 17}{10 \cdot 10} = 35,7$

$k_{rII} = 35,7 \cdot 13 \cdot 1/17 = 27,3$

	B _a	B _b	B _c	B _d	B _e	B _f	B _g
M _a =	0,1965	-0,0662	-0,0484	0,0326	-0,026	0,037	-0,079
M _b =	-0,0662	0,2240	0,1135	-0,0516	0,0037	-0,0165	0,0436
M _c =	-0,0484	0,1135	0,2310	-0,0850	-0,0400	0,0248	-0,0284
M _d =	0,0326	-0,0516	-0,0850	0,2410	0,0988	-0,0544	0,0488
M _e =	-0,0260	0,0037	-0,0400	0,0988	0,2030	-0,0486	-0,0840
M _f =	0,0370	-0,0165	0,0248	-0,0544	-0,0486	0,1720	0,1060
E · J · δ =	-0,0790	0,0436	-0,0284	0,0488	-0,0840	0,1060	-0,2160

$$B_b = (-13,65 + 35,70) \cdot 10 \cdot 1/6 = 36,75 = -B_c$$

$$B_g = \left(\frac{27,3}{2 \cdot 10} - \frac{10 \cdot 7}{10} \right) \cdot 6 = -33,80$$

$$M_a = -0,0662 \cdot 36,75 + 0,0484 \cdot 36,75 + 0,079 \cdot 33,80 = 2,016 \text{ tm}$$

$$M_b = 0,224 \cdot 36,75 - 0,1135 \cdot 36,75 - 0,0436 \cdot 33,80 = 2,585 \text{ tm}$$

$$M_c = 0,1135 \cdot 36,75 - 0,231 \cdot 36,75 + 0,0284 \cdot 33,80 = 3,36 \text{ tm}$$

$$E \cdot J \cdot \vartheta = 0,0436 \cdot 36,75 + 0,0284 \cdot 36,75 + 0,216 \cdot 33,80 = 9,95 \text{ tm}$$

$$M_2 = -3,36 - 2,585 = -5,945 \text{ tm}$$

$$M_I = -1,008 - 3 \cdot 9,95 \cdot 1/6 = -5,983 \text{ tm}$$

$$M_{II} = 2,973 - 27,3 \cdot 1/2 - \frac{3 \cdot 9,95 \cdot 6}{10 \cdot 10} = -12,467 \text{ usw.}$$

Die automatische Kontrolle wird durchgeführt mit $M_0 = 1,0 \text{ tm}$ (Abb. 4).
 $M_0 = 10 \cdot 7 \cdot 3 \cdot 1/10 = 21,0 \text{ tm}$

$$E \cdot J \cdot \delta = -\frac{10,78}{6} \cdot 7,186 = -12,90$$

$$-5 \cdot 18,412 = -92,06$$

$$-104,96$$

$$+5 \cdot 21,0 = 105,0$$

Selbstverständlich können in ähnlicher Form auch die Einflüsse von Konsol- und Streckenlasten ermittelt werden, indem man für k_r und k_l die entsprechenden Kreuzlinienabschnitte einsetzt.

Weitere Belastungsfälle brauchen nach den vorausgegangenen Ausführungen nicht mehr untersucht zu werden, da sich keine neuen Gesichtspunkte ergeben. Temperatureinflüsse werden in einem abschließenden Aufsatz behandelt.

Bei gelenkiger Auflagerung der Stiele ändert sich die Matrix entsprechend den Angaben im Stahlbau-Kalender²⁾.

²⁾ Stahlbauhandbuch 1949/50, S. 152. Bremen-Horn 1950, Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn.

Der neue Verkehrsweg Österleden in Stockholm.

Von Oberingenieur Kurt Otto Biehl, Hochtief-A.G., Essen, und Dr.-Ing. habil. Max-Erich Feuchtinger, Berater Ingenieur, Ulm-Donau. (Schluß aus Heft 4.)

G) Verkehrsknotenpunkte.

Wegen der städtebaulichen und verkehrlichen Bedeutung der Verkehrsknotenpunkte sind die wichtigsten Tunnelzufahrten und Tunnelanschlüsse von den Verfassern besonders eingehend behandelt worden. Dazu ist folgendes zu bemerken:

1. Tunnelzufahrt Ringvågen:

Im Hinblick auf die wertvolle sechsstöckige Bebauung am Ringvågen wurde für die Tunnelzufahrt eine Lösung entwickelt, die keinerlei Eingriffe in die bestehende Bebauung vornimmt (Abb. 10).

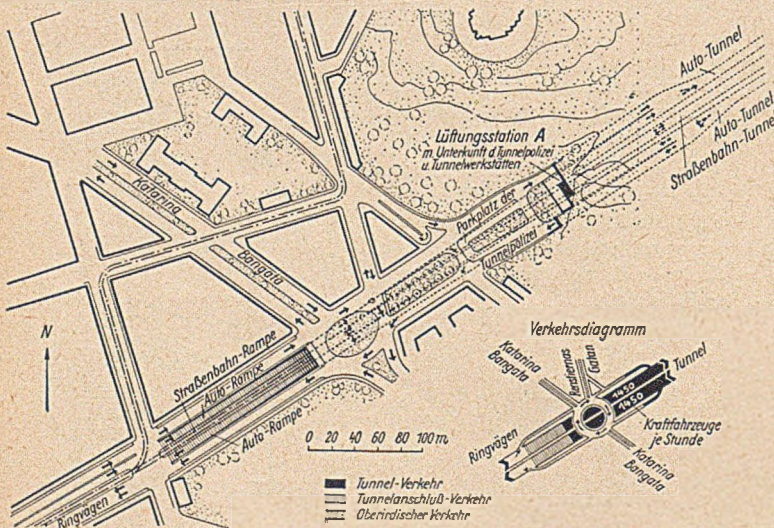


Abb. 10. Tunnelzufahrt Ringvågen.

Dies wird durch die Auflösung der Tunnelzufahrt in 2 hintereinander liegende Tunnelmunde erreicht. Der Hauptverkehr im Zuge des Ringvågen sowie die Straßenbahnen tauchen bereits vor der Einmündung des Hafenverkehrs und des Verkehrs der näheren Tunnelumgebung in den Ringvågen unter. Dadurch kann die Zusammenführung dieser beiden letzten Verkehrsströme und ihre Einführung in den Tunnel durch das in dem dortigen Felshang gelegene Tunnel-Hauptportal auf engstem Raum erfolgen. Verkehrsbaltungen können somit an der Tunnelzufahrt Ringvågen nicht auftreten. Sämtliche Parkanlagen der Umgebung bleiben ebenfalls ungestört erhalten.

2. Tunnelzufahrt Folkungagatan:

Die Tunnelrampe liegt mit ausreichendem Stauraum für den Verkehr in einer platzartigen Erweiterung der Folkungagatan (Abb. 11). In einem zweiten Ausbau-Abschnitt ist dann im weiteren Verlauf die Beseitigung eines Baublockes mit älteren Häusern zur Anlage eines Verkehrsplatzes vor der Tunnelzufahrt vorgesehen. Dies sind

aber die einzigen Hausabbrüche, die in dem gesamten Projekt vorgeschlagen werden.

Eine zweistöckige Verkehrsanlage wäre zwar an der Tunnelzufahrt Folkungagatan erwünscht, ist aber unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse nicht durchführbar. Zur Freihaltung der Zufahrt von Fußgängern ist hier lediglich eine Fußgängerunterführung vorgesehen.

Dadurch, daß die beiden Tunnelzufahrten auf Södermalm, Ring-

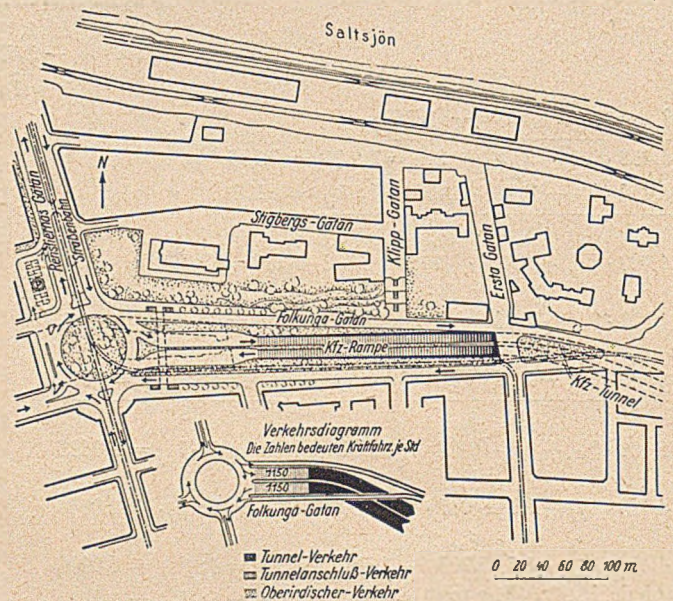


Abb. 11. Tunnelzufahrt Folkungagatan.

vågen und Folkungagatan in direkter oberirdischer Verbindung stehen, kann bei Störungen in einem der beiden Tunnel der Verkehr über die Zufahrt des anderen Tunnels umgeleitet werden, ohne daß das ganze Tunnelssystem lahmgelegt wird.

3. Tunnelanschlüsse Skansen:

Die Zufahrten zu dem Österleden-Autotunnel werden aus der Zubringerstraße zum Haupteingang Skansen heraus entwickelt und gehen an der westlichen Steilwand der Skansenhöhe ohne Voreinschnitt in den Tunnel über (Abb. 12). Der Anschluß erfolgt nur in Richtung Södermalm, da zur Benützung des Tunnels nach Norden von Skansen kein Verkehrsbedürfnis besteht. Die Anlage der Zufahrten erfolgt in 2 Ausbaustufen, wobei die erste in einer Ebene, die zweite in 2 Ebenen vorgesehen ist (Absenkung der Straßenbahn und einer Kraftfahrzeugrichtung zur Vermeidung von Kreuzungen). Außerdem sind Radfahrer- und Fußgängerunterführungen vorgesehen.

Der Platz vor dem Haupteingang Skansen sowie die Umgebung der Zubringerstraße werden von Grund auf umgestaltet und

Beton- und Stahlbetonbau (früher „Beton und Eisen“) mit „Zeitschriftenschau“. (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf.)

Heft 5/Mai 1951 bringt:

Kaiser: Die Donaubrücke bei Höchstädt. — Kalus: Die Berechnung von Silozellen nach dem Ausgleichsverfahren in zwei Stufen. — Franz: Überblick über den 2. Kongreß der Association Scientifique de la Précontrainte (ASP) in Paris vom 16. bis 18. 10. 1950. — Lämlein: Schwingungsmessungen an Straßenbrücken verschiedener Bauart. — Jockel: Die Bewehrung von Kreisplatten in zwei einander zugeordneten Richtungen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Weitgespannte Ausstellungshallen aus Stahlbetonfertigteilen in Turin. — Hohe Betonfestigkeiten durch Wärmebehandlung. — Hochschulnachrichten. — Berichtigung. — Bücherchau. — Eingegangene Bücher.

STELLENGESUCHE

Bau-Ingenieur (H. T. L.)

50 Jahre in selbständiger, ungekündigter Stellung, mit langjähriger Erfahrung in Statik und Konstruktion neuzeitlicher Schleusen- und Wehrverschlüsse und maschinenbaulichen Kenntnissen, sucht sich zu verändern. Angebote erbeten unter 2872 an die Anzeigenverwaltung „Die Bautechnik“, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

STELLENANGEBOTE

Zur Bearbeitung größerer Bauvorhaben
gewandter Statiker mit Erfahrung und

Bauzeichner mit Büro-Praxis zum baldigen Eintritt gesucht.
Schriftliche Bewerbungen mit Zeugnissen, besonders über bisherige Tätigkeit, sind zu richten an:

Bau-Ingenieur-Büro Fritz Grebner, Mainz, Oderstr. 41

Maschineningenieur

**zur Betreuung eines umfangreichen
Geräteparks für Beton-, Straßen-,
Wasser- und Tiefbau gesucht.**

Der Nachweis einer längeren Tätigkeit im Bau-
maschinenwesen muß erbracht werden.

Zuschriften erbeten unter Nr. 2863 an die Anzeigen-
verwaltung der Zeitschrift „Die Bautechnik“,
(1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Seit über  100 Jahren

STAHLBAUWERK
GUSTAV MÜLLER
OFFENBURG/BADEN

Zeitschriftenschau*)

Sonderschau: Stahlbau

Bearbeitet von

Dipl.-Ing. Torben von Rothe, Berlin-Zehlendorf.

III c. Chemische und andere Einflüsse auf Baustoffe. 1 / Guyer, R.: Verhalten der Stahlkonstruktion beim Brand eines Industrie-
baues. SCHWEIZ. BAUTG. 68 (1950), H. 29, S. 390—393, 10 Abb. —
Nach Beschreibung der Feuerwirkung werden folgende Schlüsse ge-
zogen: Schäden an Stahlkonstruktionen bei einem Brand in einem
Bau mit mäßigen Mengen brennbarer Stoffe sind beschränkt. Wieder-
instandsetzungsarbeiten sind verhältnismäßig einfach. Konstruk-
tionen mit Kaminwirkung sind zu vermeiden. Bei Verkleidungen ist
nach Möglichkeit kein Hohlraum zwischen Stahl und Verkleidung
vorzusehen. Brandmauern sind über Dach ohne Öffnungen hochzu-
führen. Große Räume, soweit möglich, durch Brandmauern unterteilen.

III r. Rost u. -schutz, Korrosion. 3 / Lobry de Bruyn, C. A.:
Etat actuel de recherches sur la corrosion et les méthodes de protec-
tion en Hollande (Jetziger Stand der Untersuchungen über Korro-
sion und die Schutzverfahren in Holland). OSS. MÉTALL. 15 (1950),
H. 12, S. 581—588, 19 Abb. — Bericht der Korrosions-Abteilung des
Holländ. Zentralinstituts für Materialuntersuchungen: Auftreten und
Wirkung der atmosphärischen Korrosion, Besprengen von Versuchs-
stücken mit verschiedenen im Wasser löslichen Salzen, Rostschutz-
anstriche mit Bleimennige und Leinöl, Zinkweißanstriche, aufge-
tragen an Proben mit und ohne Walzhaut. Schutz des Stahles gegen
Meerwasser, Untersuchungen an eingegrabenen Gußstahlrohren, ge-
schützt durch Teer- und Asphaltüberzüge sowie Umwicklungen mit
Filz, Jute, Asbest oder Glaswolle-Gewebe.

III s. Stahl. 10 / Schulz, H.: Die Eigenschaften des Werkstoffs
Stahl in ihrer Bedeutung für den Ingenieurbau. BAUINGENIEUR 25
(1950), H. 11, S. 397—403, 2 Abb., 1 Taf. — In der vorliegenden
ersten Abhandlung einer Artikelserie werden zunächst die Grund-
lagen für die Benutzung des Stahls als Baustoff, die besonderen Eigen-
schaften des Stahls für den Ingenieurbau und als äußere Einflüsse
Temperatur, Form, Oberflächenbeschaffenheit sowie Korrosion be-
handelt.

VII a. Al-Brücken. 6 / Carty, C.: Le pont-route d'Arvida
(Canada) — Pont en arc entièrement en Aluminium (Die Arvida-
Straßenbrücke — Bogenbrücke ganz aus Aluminium). TECHN. D.
TRAV. 26 (1950), H. 11/12, S. 353—366, 17 Abb. — Nach ausführ-
licher Erörterung der besonderen Arbeitsverfahren für den Baustoff
Aluminium beim Stanzen, Bohren, Biegen und Nieten werden Kon-
struktion, Bauausführung und Montage der Bogenbrücke eingehend
beschrieben: Zweigelenbogen mit 88,40 m Spannweite und 14,47 m
Stich, Gesamtlänge der Al-Konstruktion einschl. Fahrbahn 153,62 m.
Montage mit Kabelkran; Gewichtsparsnis gegen Stahl 59%.

VII b. Balken u. Plattenbrücken. 5 / Mogyar, A.: Le pont
La Feuillée sur la Saone, à Lyon (Die „La-Feuillée“-Brücke über die
Saone in Lyon). GÉNIE CIV. 127 (1950), H. 21, S. 401—405, 9 Abb.
— Ersatz einer mehrbogigen Straßenbrücke durch eine Auslegerstahl-
brücke mit drei Öffnungen und 97,40 m Länge. Konstruktion mit
Buckelblechen und Asphaltfahrbahn. Flußöffnung von 64 m Weite.
Einzelheiten der Stahlkonstruktion, Montage mit Einschwimmen des
Mittelteils.

VII b. Bewegliche Brücken. 5 / Barnard, W. H.: New lift bridge
is cantilevered over old swing span (Neue Hubbrücke, frei vorgebaut
über die Öffnung einer Drehbrücke). CIV. ENGN. 20 (1950), H. 6,
S. 24—27, 9 Abb. — Auf den Flußpfeilern zweier fester Brücken
wurden senkrechte Führungsgerüste errichtet, von denen aus ein rd.
100 m langer Halbparabel-Träger für eine Hubbrücke über einer
alten Drehbrücke frei vorgebaut wurde. Einzelheiten der Bauaus-
führung.

VII e. Stahlbrücken, allgemeines. 40 / Courbon, J.: La recon-
struction du pont métallique de Jaulgonne (Der Neubau der stähler-
nen Jaulgonne-Brücke). TECHN. MOD. CONSTR. 5 (1950), H. 4,
S. 99—103, 12 Abb. — Überführung über die Marne mit 75 m l. W.
als Parabelbogen mit Zugband. Statische Berechnung, Konstruktions-
einzelheiten und Bauausführung.

VII e. Stahlbrücken, allgemeines. 41 / van Genderen Stort,
E. A.: Le pont métallique il y a 100 ans (Die Metallbrücke vor 100
Jahren). OSS. MÉTALL. 15 (1950), H. 5, S. 223—231, 11 Abb. —

*) Einzelhefte der hier angegebenen deutschen Zeitschriften sind über
unseren Verlag nicht erhältlich.

Die Schriftleitung der Zeitschriftenschau der „Bautechnik“ steht mit ihrer um-
fassenden Schrifttumskarte Interessenten zur Beratung in Fragen des Literatur-
nachweises zur Verfügung.

Zeitschriftenschaufordrucke werden von der Zeitschriftenschau aus „Die Bau-
technik“ und „Beton- und Stahlbetonbau“ ab Jahrgang 1950 zum Preise von je
DM 4,— und Porto für den Jahrgang abgegeben. Bestellungen erbitten wir nur
an den Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, (1) Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm
169.

CERESIT

Das weltbekannte Mörtel- bzw. Befondichtungsmittel
gegen Wasserschäden und Feuchtigkeit in Bauwerken aller Art
Pulver und breiförmig

WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA

Bauunternehmung Jakob Häuser

Hoch-, Tief-, Beton- und Eisenbahnbau
Inhaber Georg Häuser

Hennef/Sieg

Vergleiche Aufsatz „Der Brückenbau der Deutschen Bundesbahn
im Jahre 1950“ auf Seite 104, Abschnitt 17

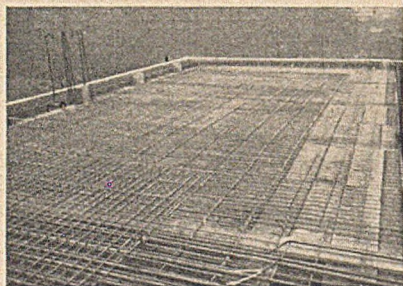
Für die linksufrige Strecke der Neckarbahn
Stuttgart-Untertürkheim
führte meine Firma aus

**1945 EINE BEHELFSBRÜCKE
IN HOLZKONSTRUKTION
1949/1950 WIDERLAGER UND PFEILER
DER NEUEN STAHLBRÜCKE**

LUDWIG BAUER

STAHLBETON-, HOCH- U. TIEFBAU
Stuttgart-O, Neckarstraße 81

BAUSTAHLGEWEBE



Baustahlgewebe, die einbaufertige Beton-
Armierung ist 10mal schneller als jede andere
Bewehrung verlegt und spart bis zu 45% an
Stahlmenge ein. So exakt wie oben liegt
nur Baustahlgewebe sicher und unverschieb-
lich auf der Schalung. Sie können meist am
Tage des Verlegens auch noch betonieren.

BAUSTAHLGEWEBE GMBH
DÜSSELDORF · SAMMELRUF: 533 56

Anhand verschiedener alter Stiche und Querschnittzeichnungen werden eiserne Brücken beschrieben, die vor 100 Jahren gebaut wurden, z. B. Britannia-Brücke, England (Stephenson), Weichselbrücke bei Dirschau (Leutze), Nogat-Brücke bei Marienburg. Weitere ähnliche Bauten in Frankreich, USA und Kanada.

VII e. Stahlbrücken, allgemeines. 42 / Erdmann, W.: Einsatz von Brückengeräten für die Wiederherstellung zerstörter Eisenbahnbrücken nach dem Kriege. Z. VDI 92 (1950), H. 27, S. 753—762, 33 Abb. — Eingehender Bericht über die sogenannten Eisenbahnbrücken-Geräte, d. h. zerlegbare Fachwerkbrücken aus Stahl, die im Gegensatz zu Dauerkonstruktionen in Reihen auf Vorrat hergestellt und bei Bedarf je nach gegebenen Verhältnissen unter Verschraubung der einzelnen Teile zusammengebaut werden. Im einzelnen werden besprochen: Deutsche und österreichische Konstruktionen, darunter das RW-Gerät (Roth-Waagner), das Kohn-Gerät, Feimer-, MZ- und SZ-Geräte, die SKR-Geräte (Schaper-Krupp-Reidsbahn), V-Gerät u. a. In der Nachkriegszeit eingesetzt das englisch-amerikanische Pfeilergerät und das deutsche MAN-Pfeilergerät. Zusammenbau der Brückengeräte. Schrifttum.

VII f. Fahrbahnen, Gehwege. 6 / Seegers, K. H.: Fahrbahnen von Straßenbrücken mit Flachblechen. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 11, S. 404—410, 14 Abb. — Es wird über Brückenfahrbahnen von Straßenbrücken, die mit flachliegenden Blechen ausgeführt wurden, und ihre Bewehrung berichtet. Deutsche und amerikanische Bauausführungen, bei denen die Bleche mit Asphaltplatten belegt wurden. Beispiele: Friedrichsbrücke Mannheim, Hängebrücke Köln-Mülheim. Verwendung von Flachblechen mit unmittelbar befahrbarer Stahlbetondecke auf der Köln-Deutzer Rheinbrücke.

VII h. Hängebrücken. 15 / Dischinger, F.: Der Einfluß der Torsionssteifigkeit der aussteifenden Träger auf die Stabilität der Hängebrücken. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 5, S. 166 bis 170, 7 Abb. — Die Untersuchungen behandeln den Einfluß der Torsionssteifigkeit des Versteifungsbalkens in bezug auf die inneren Kräfte. Dabei wird zunächst die Differentialgleichung der Hängebrücke bei Vernachlässigung und anschließend bei Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit aufgestellt. Weiter bringt die Arbeit die Ermittlung der Torsionssteifigkeit der geschlossenen Hohlkästen unter Berücksichtigung der Zwischenstege sowie mehrere Beispiele mit 2, 3, 4 und 5 Zwischenstegen und Vergleichszahlen für die Stabilität von Hängebrücken. Die Darlegungen zeigen, daß durch Ersatz der üblichen Mittelträger durch geschlossene Hohlträger von gleichem Gewicht die Stabilität von Hängebrücken auf ein Vielfaches gesteigert werden kann.

VII h. Hängebrücken. 16 / Cichocki, F.: Eine neue Hängebrückenform. STAHLBAU 20 (1951), H. 1, S. 3—5, 6 Abb., 3 Taf. — Es wird eine neue Hängebrückenform entwickelt, bei der die Hänger jeweils den Knickwinkel im Anschlußpunkt an das Kabel halbieren, also nicht lotrecht angeordnet sind. Differentialgleichung für das entstehende Gleichkraft-Polygon. Beispiel und Vergleich mit der Parabelform.

VII l. Lager. 2 / Achermann, A.: Die Reduktion der Bauhöhe von Stelzenlagern. SCHWEIZ. BAUTG. 68 (1950), H. 42, S. 586/587, 3 Abb. — Verfasser schlägt vor, für den Fall, daß die Lagerhöhe von Brücken möglichst klein gehalten werden muß, die Höhe der Stelzen zu verkürzen. Bei Bewegung der Stelzenlager findet eine Hebung des Überbaues statt. Es werden Formeln für die Berechnung der Längskraft, der Hebung des Überbaues und des Drehwinkels der Lager entwickelt und die Bereiche für die Anwendung der verkürzten Stelzenlager angegeben.

VII v. Veränderungen: Abbruch usw., Wiederherstellungen. 45 / Erdmann, W.: Einsatz von Brückengeräten für die Wiederherstellung zerstörter Eisenbahnbrücken nach dem Kriege. Z. VDI 92 (1950), H. 27, S. 753—762, 33 Abb. — S. VII e. Stahlbrücken, allgemeines. 42.

VII v. Veränderungen: Abbruch usw., Wiederherstellungen. 46 / Titscher, J.: Erfahrungen bei der schweißtechnischen Instandsetzung kriegsbeschädigter Eisenbahnbrücken. TECHNIK 5 (1950), H. 3, S. 133—140, 21 Abb. — S. IX h. Schweißkonstruktionen. 5.

VIII o. Oberbau 22 / Schienenschweißung auf 7 km Länge. Z. ÖST. ING. U. ARCHIT. VER. 96 (1951), H. 1, S. 16. — Die deutsche Bundesbahn hat auf der Strecke Salzburg—München auf 7 km Länge die auf Spannbetonschwellen verlegten Schienen durchweg verschweißt. Die Schweißarbeiten erfolgten stets nachts bei etwa + 16° mittlerer Jahrestemperatur.

IX b. Bauausführungen. 3 / Ingencrf, W.: Hochofenanlagen und Stahlbau. STAHLBAU 19 (1950), H. 4, S. 25—29 u. 20 (1951), H. 2, S. 23—25, 9 Abb. — Es werden zunächst die verschiedenen Arten der Hochofenausführung, Hochofen mit Gerüst, freistehender Ofen ohne Gerüst und Sonderausführungen des freistehenden Ofens mit Aussteifung des Mantels beschrieben. Dann wird an einem Bei- (Fortsetzung s. S. IX).

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule.
Fernsprecher: Darmstadt 3851, Anschluß 45.

BEILAGE ZUR ZEITSCHRIFT „DIE BAUTECHNIK“

20. Jahrgang

BERLIN, Mai 1951

Heft 5

Zur Stahlbautagung am 10./11. Mai 1951 in Karlsruhe.

Rede, gehalten bei der Gedenkfeier für Müller-Breslau am 15. Juni 1925 in der Aula der Technischen Hochschule Charlottenburg¹⁾.

Von A. Hertwig.

Brahms läßt in den vier ernsten Gesängen, einem seiner schönsten Werke, die Worte des Predigers Salomonis ertönen: „Darum sehe ich, daß nichts Besseres ist, denn daß der Mensch fröhlich sei in seiner Arbeit, denn das ist sein Teil“. Nicht treffender kann man Müller-Breslaus Lebensauffassung und Lebensgefühl wiedergeben. Aber der Prediger Salomonis spricht aus tiefer Resignation, ihm bleibt die Arbeit der einzige Trost gegen das Leid des Lebens; für Müller-Breslau war die Arbeit der Quell des Lebens, des Lebens höchstes Gut. In allen lichten Augenblicken seiner letzten schweren Leidenszeit packte ihn immer wieder der Drang zum Schaffen, und erschütternd war der Anblick, wenn dem starken Geist der Körper nicht mehr gehorchen wollte.

Oh Müller-Breslau auf dem Katheder oder im Laboratorium stand, ob er in seinem Zimmer im Grunewald saß, ob er durch die Natur wanderte, stets war er von seiner Wissenschaft gepackt, von seiner Wissenschaft besessen. Selbst in fröhlicher Gesellschaft bedurfte es nur eines Anstoßes, um ihn für ein Problem zu begeistern. Dann leuchteten seine Augen, mit sprudelnder Lebendigkeit flossen die Gedanken. Seinem Dämon stand zur Seite eine nie versagende Arbeitsfähigkeit, ein stets williger Körper, ein stürmischer Drang nach geistiger und seelischer Bewegung. Mit diesen wenigen Strichen sind die Urkräfte seines Wesens gezeichnet, die ihn zu den größten Leistungen befähigten, trotzdem ihm vielleicht die wissenschaftliche Phantasie eines O. Mohr nicht gehen war.

Dieser Mann konnte kein stiller Gelehrter sein. Er brauchte das Katheder, das Leben draußen zur Ausstrahlung seiner inneren Lebendigkeit.

So wurde dieser Mann ein glänzender Lehrer, ein großer Ingenieur. Sein Lebenswerk erstreckt sich über ungefähr 50 Jahre. 1851 wurde er in Breslau geboren in dem Jahr, in dem die grundlegende Arbeit der Fachwerkstatik von Culmann und Schwedler erschien. Nach seiner Reifeprüfung wollte er sich zuerst der Offizierslaufbahn widmen und zog 1870 als Pionier in den deutsch-französischen Krieg. Heimgekehrt siegte der im Kriege erweckte Ingenieur über den Soldaten, und er studierte an der Bauakademie Ingenieurwissenschaften.

Gerber, der Praktiker, Winkler, der Theoretiker, und Schwedler, eine glückliche Vereinigung von rechnendem und gestaltendem Ingenieur, hatten den Eisenbrückenbau, der bei den Engländern in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts geboren war und als Handwerk betrieben wurde, zu einer Wissenschaft erhoben. Es war die Zeit der großen wissenschaftlichen Umwälzungen und Neuschöpfungen, die Zeit lebendigen Schaffens auf allen Gebieten der Technik. Schnell fand ein Mann wie Müller-Breslau ein passendes Feld der Tätigkeit.

Schon damals regte sich bei ihm der Lehrer und Forscher. Selbst ein Studierender, hält er Vorlesungen über Statik; für die Bauleuten, die beim gefährdeten Schwedler Examen machen wollten, gab er ein Buch über die Elemente der Festigkeitslehre heraus.

1875 eröffnete er ein Büro als Zivilingenieur und bearbeitete den ersten Teil seiner Vorlesungen „Die Theorie und Berechnung der eisernen Bogenbrücken“. Hier wird nicht nur Bekanntes zusammengetragen, hier redet schon der selbständige Forscher. Noch mehr in dem 1881 erschienenen Werk „Die Elemente der graphischen Statik der Baukonstruktionen“, das sich später in der zweiten Auflage zu seinem Lebenswerk, der „Graphischen Statik“, umwandelte.

In diesen Büchern und den ersten Arbeiten über versteifte Bogen- und Hängebrücken, über Gewölbe und durchlaufende Balken tritt bereits Müller-Breslaus Eigenart voll in Erscheinung. Die Grundlagen für die Berechnung statisch unbestimmter Systeme waren von Maxwell und Mohr unabhängig voneinander 1864 bis 1868 gegeben worden. Müller-Breslau begnügte sich aber nicht mit der Lösung der Aufgabe im mathematischen Sinne. Erst wenn der Ingenieur der Praxis in den Stand gesetzt wurde, solche Aufgaben ohne übergroßen Zeitaufwand durchzurechnen, war für ihn die Aufgabe bewältigt. Er nahm daher die wichtigsten Trägersysteme der Praxis vor, führte vereinfachende Annahmen über die Stabquerschnitte der Träger ein, prüfte ihre Wirkungen auf die Endergebnisse, benutzte zeichnerische Verfahren, wo die Rechnung zu umständlich war, und arbeitete die Untersuchungen bis zu der Klarheit und Einfachheit durch, daß ein Ingenieur im Drange des täglichen Geschäfts vor ihrer Anwendung nicht mehr zurückschreckte.

Das Jahr 1883 brachte ihm die Berufung als Professor an die Technische Hochschule in Hannover und die gesicherte Stellung, um sich

ganz seinen wissenschaftlichen Arbeiten widmen zu können. Im vierten Jahrzehnt seines Lebens sehen wir Müller-Breslau bereits auf dem Höhepunkt seiner Schaffenskraft, damals in der Technik eine nicht häufige Erscheinung, eine Erscheinung um so seltener, wenn die Höhe der Arbeit neben den Riesenschritten der Technik über drei Jahrzehnte erhalten bleibt. In zahlreichen weiteren Arbeiten über statisch unbestimmte Systeme beschrieb er sein Stabzugverfahren, die allgemeine Darstellung der elastischen Gewichte, die zeichnerische Auflösung der Clapeyronschen Gleichungen und anderes mehr. 1886 erschienen die „Neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen“. Untersuchungen über vollwandige Träger und Rahmengebilde stehen hier zum erstenmal, meistens aufgebaut auf den scharf gefaßten Castiglianoschen Sätzen über die Formänderungsarbeit. Das Buch kam damals zu früh. Als aber der Eisenbetonbau die Berechnung vollwandiger Systeme brauchte, wurde es der unerschöpfliche Anreger und Ratgeber. Das Buch hat trotz seiner nicht leichten Darstellung bereits die fünfte



¹⁾ Vor 100 Jahren, am 13. Mai 1851, wurde Müller-Breslau geboren. Wir ehren diesen großen Wegbereiter der Statik durch Abdruck der obigen Rede, die im Fachschrifttum nicht genügend verankert ist, da sie seinerzeit in nur wenigen Stücken (Leipzig 1925, Kröner) gedruckt wurde. Die Schriftleitung.

Auflage erlebt. Es hat aber auch zu der häufig falsch angebrachten Bevorzugung der Castiglianoschen Sätze in manchen Ingenieurkreisen geführt.

1887 ist das große Jahr seines Lebens. 1887 erschien „Die Graphische Statik“ als zweite Auflage des „Elemente der graphischen Statik“. Doch ist es ein vollkommen neues Werk, ein Handbuch der ganzen Statik, auf mehrere Bände berechnete.

Dasselbe Jahr zeitigt Müller-Breslaus reifste Arbeit. Ungefähr gleichzeitig mit Grübler und Land ging er Wegen Föppls und Mohrs nach und zeigt die Anwendungsmöglichkeit des Prinzips der virtuellen Verschiebungen auf Fachwerkaufgaben unter Benutzung weniger einfacher Sätze der geometrischen Bewegungslehre. Es gibt wohl nur wenige Beispiele, die so eindrucksvoll die Kraft des Prinzips offenbaren. Die Parallelogramm der um 90° gedrehten Geschwindigkeiten gibt den Lösungen vieler Fachwerkaufgaben eine vollendete Schönheit.

Mit dem Jahre 1888 beginnt der dritte und letzte Lebensabschnitt Müller-Breslaus. In diesem Jahre übernimmt er den Lehrstuhl an der Technischen Hochschule in Charlottenburg, auf dem bisher Schwedler und Winkler gelehrt hatten. Sein Wirkungskreis weitet sich über Deutschland, über Europa, ja über die Welt, in der Ingenieurbauten entstehen.

Die Zeit von 1887 bis 1904 gehörte seinem schon genannten dreibändigen „Handbuch der graphischen Statik“. Es wurde die Sammelstelle aller eigenen Arbeiten über statisch unbestimmte Systeme, räumliche Fachwerke u. a. m. Kein Kapitel, keine Seite des Werkes, auf denen nicht der Verfasser auch schon bekannten Lösungen eine eigene Prägung gegeben hätte. So erklärt sich auch die langsame Aufeinanderfolge der Bände in der Zeit von 1887 bis 1904. Die „Graphische Statik“ erscheint heute in der fünften Auflage und ist in die verschiedensten Sprachen übersetzt. Die „Graphische Statik“ gehört zu den wenigen Büchern der Technik, die in die Weite und Tiefe gewirkt haben bei mehreren Generationen von Ingenieuren in allen Teilen der Welt. Vor ihrem Erscheinen galt die Statik noch als eine Kunst, die nur wenige Auserwählte beherrschten, heute gehört sie zum Handwerkszeug jedes akademisch gebildeten Ingenieurs. Die Ausdrucks- und Bezeichnungsweise dieses Buches ist zu einer in vielen Ländern verständlichen Sprache geworden. Seit der ersten Auflage der „Graphischen Statik“ im Jahre 1881, in der dem Erddruck ein besonderes Kapitel gewidmet ist, hat dieses schwierige Problem Müller-Breslau beschäftigt. Mit Fritz Kötter zusammen hat er den Widerspruch, der in der Theorie des Erddruckes auf Stützmauern seit Coulomb steckte, gelöst durch Einführung gekrümmter Gleitflächen; durch einen sinnreichen Erddruckapparat hat er den Ergebnissen der Rechnung die experimentelle Stütze gegeben. In den letzten Jahren stellen sich alle Arbeiten Müller-Breslaus um das Knickproblem des geraden Stabes, angeregt durch Aufgaben des Flugzeugbaues. Mit der ihm bis zu seinem Tode geliebten Beweglichkeit seines Forschergeistes war es ihm möglich, dem jüngsten Zweig der Technik nicht bloß mit Interesse zu folgen, sondern an seinem Ausbau tätigen Anteil zu nehmen.

Schließlich sei nicht vergessen seine Mitarbeit am Bau der Zeppelin-Luftschiffe. Von Anbeginn an trat er mit seinem statischen und konstruktiven Können dem kühnen Grafen Zeppelin tatkräftig zur Seite. Wenn in maßgebenden Veröffentlichungen, im Gegensatz zum

Grafen Zeppelin selbst, behauptet wird, daß Zeppelin in einem sachverständigen Kreise, zu dem auch Müller-Breslau gehörte, nur auf Unverständnis gestoßen wäre, so hat Müller-Breslau diese Behauptung schmerzlich empfunden. Daher trug er sich bis zu seinem Tode mit dem Gedanken, in einer größeren Veröffentlichung als einst in dem Vortrag im Verein zur Beförderung des Gewerbefleißes, die Ergebnisse seiner Arbeiten am Starrluftschiff darzustellen. Da ihm der Tod den Mund geschlossen, sei hier wenigstens seine Absicht kundgegeben und die Versicherung, daß Müller-Breslau noch im letzten Lebensjahr in dieser Angelegenheit als ein uneigennütziger deutscher Mann gehandelt hat.

Der Statik gehörte Müller-Breslaus ganze Seele, seine ganze Liebe. Doch auch Bauwerke seines Schaffens sind entstanden, die alle ein eigenes Gesicht haben und als wirkliche Vorbilder im Eisenbau gewirkt haben, z. B. die Ihmebrücke in Hannover, die die Brauchbarkeit des Langerschen Balkens zeigte, die Führungsgerüste für Gasbehälter, die statt der üblichen Radialführung mit Tangentialführung ausgestattet sind, die Wolgabücke bei Kasan, mit ihrer schönen Fachwerkgliederung für weitgespannte Balkenbrücken, die Konstruktion des Berliner Domes.

Heute gibt es nur wenige Bauingenieure, die nicht wenigstens mittelbar durch die „Graphische Statik“ zu Müller-Breslaus Schülern gehören, und eine gewaltige Schar, die selbst vor dem Lehrer gesessen hat. Müller-Breslau gehört zu den Lehrern, die sehr hohe Anforderungen an die Auffassungskunst ihrer Hörer stellten. Wenn auch nicht viele unmittelbar den schnellsprudelnden Gedanken vollkommen folgen konnten, fühlten doch alle die packende Macht der Persönlichkeit, fühlten alle, wie etwas von dem sprühenden Geist in sie übersloß, ließen sich von der Begeisterung für das Fach entzünden, um mit heißem Bemühen in seinen Werken zu arbeiten.

In seinen jüngeren Jahren war Müller-Breslau seinen Schülern nicht nur der Lehrer, um den sie sich während der Studienzeit begeistert scharten, da wurde er vielen ein nie versagender Ratgeber und Freund fürs Leben. Wenn sie im Beruf auf schwierige Aufgaben stießen, brauchten sie nur bei Müller-Breslau anzuklopfen, stets gab er in langen Briefen einen trefflichen Rat. Diese liebewirkende Menschlichkeit haben wir alle wohl in der Zusammenarbeit mit ihm als Kollegen kennengelernt.

Das Bild Müller-Breslaus würde nicht vollständig sein, wenn wir ihn nicht verfolgten auf seinen Wanderungen durch die ihm ans Herz gewachsene märkische Landschaft und wenn wir ihm, wenn auch nicht folgten, so doch nachschauten auf seinen kühnen, ausdauernden Bergtouren. Nach der Arbeit im Semester gehörte er seinen geliebten Bergen. Noch gibt es unter uns einen Nestor der Statik, Geheimrat Zimmermann*); er könnte uns schildern, wie sie dort oben in paradiesischer Freiheit die Herrlichkeit der Welt, fern vom Getriebe des Alltags und der Menschen, genossen haben.

Der Geschichte gehört Müller-Breslau als erfolgreicher Forscher, als der Schöpfer und Gestalter einer neuen Wissenschaft, als der erfindungsreiche Ingenieur, der glänzende Lehrer. Akademie und Hochschule führen seinen Namen mit Stolz im Verzeichnis ihrer Mitglieder, Ehrendoktoren und Ehrenbürger. — Unvergeßlich bleibt uns das Bild des Mannes mit den tiefen, ernsten Augen, dem herzgewinnenden Lächeln, dem sprühenden Leben, der schlichten Einfachheit.

*) Anmerkung der Schriftleitung: Geheimrat Zimmermann: * 17. Dezember 1845, † 3. April 1935.

Der Einsatz von Schwimmkränen großer Tragkraft bei der Montage von Stahlbrücken.

Von Obering. Josef Weber, Wiesbaden.

Bei der Erstellung ausgedehnter Stahlbauwerke — einer Brücke, eines Schiffes — sind in jedem Falle die Grundarbeitsgänge

- a) Fertigung der Einzelteile (Grundelemente),
- b) Anfuhr und
- c) Zusammenbau erkennbar.

Die Betrachtung dieser Vorgänge im Brückenbau zeigt, daß die Besonderheit einer Montageweise in der jeweils gewählten Kombination dieser Grundarbeitsgänge und der hierbei eingesetzten Geräte liegt. Die gegebenen Möglichkeiten können grundsätzlich zwischen folgenden Grenzfällen pendeln:

- | | |
|---|--|
| 1. Fertigung der Grundelemente. | 1. Fertigung der Grundelemente und vollständiger Zusammenbau des ganzen Bauwerkes im Herstellungswerk, |
| 2. Anfuhr dieser Grundelemente bis in die Einbaulage, | 2. Anfuhr des vormontierten Gesamtbauwerkes bis zum Einbauort, |
| 3. Einbau in das Bauwerk. | 3. Einsetzen des Bauwerkes am Einbauort. |

Die wirtschaftliche und technisch zweckmäßige Lösung muß zwischen diesen Grenzfällen liegen.

Es besteht somit die Möglichkeit, zwischen die Fertigung und die Endmontage eine oder mehrere Vorzusammenbaustufen einzuschalten, in denen die Grundelemente zu größeren Einheiten zusammengefaßt und als solche in die nächste Montagephase übernommen werden. Hierfür werden je nach Größe und Gewicht der im Vorzusammenbau entstandenen Einheiten mehr oder minder große Transport- und Hebezeuge erforderlich. — Im Brückenbau bestimmen außerdem noch die Besonderheiten der Baustelle die Arbeitsplätze für Vorzusammenbau und Endmontage.

Im letzten Jahrzehnt ist nun allgemein die Tendenz zu erkennen, bei der Erstellung derartiger Stahlbauwerke einen immer größeren Anteil in die Vormontage an eine besonders hierfür geeignete und eingerichtete Arbeitsstätte zu verlegen und damit immer größere und schwerere, in sich fertige Teile in die Endmontage zu bringen. Die hierbei erreichten Einsparungen, insbesondere an Transportarbeit und Gesamtbauteilzeit, sind besonders augenfällig im Schiffbau zu Tage getreten, haben aber auch im Brückenbau Erfolge — insbesondere terminlicher Art — gezeigt.

Zu derartigen Montageweisen ist das seit Jahrzehnten geübte Einschweben auf Schwimmkörpern und das Längs- und Quereinfahren ganzer Brückenüberbauten zu rechnen. Hierbei sind jedoch stets die für den Einbau erforderlichen horizontalen und vertikalen Bewegungen des Bauwerkes voneinander völlig getrennt, und es werden hierfür grundsätzlich verschiedene Gerätegruppen eingesetzt. Eine konsequente Weiterentwicklung dieser Montagegedanken ermöglichte der Einsatz von Schwimmkränen für schwere Lasten beim Bau von Stahlbrücken über schiffbare Wasserläufe. Hierbei sind alle Möglichkeiten zur Bewegung großer und schwerer Brückenteile vom Vormontageplatz bis in die Einbaulage mit ein und demselben Gerät gegeben. Die möglichen Vorteile liegen auf der Hand; sie bestehen in der größeren Unabhängigkeit in der Wahl des Vormontageplatzes und in dem einfachen, sicheren und kurzfristigen Transport und Einbau der vormontierten Großteile in das fertige Bauwerk.

Im Rahmen dieser Ausführungen sind die Schwimmkranmontagen einiger bedeutender Stahlbrückenbauten geschildert und die hierbei eingesetzten Geräte beschrieben. Es handelt sich dabei durchweg um Bauwerke, die neben anderen in den letzten Jahren von der M.A.N., Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG., Werk Gustavsburg, mit eigenen Groß-Schwimmkränen errichtet wurden bzw. bei denen diese Geräte in maßgeblichen Bauphasen zum Einsatz kamen.

A. Geräte.

Der Umfang der Zerstörung der Brückenbauwerke, insbesondere am Rhein, und die durch sie hervorgerufene Sperrung der Verkehrs-

wege, hier wiederum besonders des lebenswichtigen Wasserweges des Rheinstromes, machte die Räumung zunächst der Schiffahrtsrinne zu einer Lebensfrage der Wirtschaft, so daß sich selbst die Besatzungsmächte sofort nach Kriegsende dieser Aufgabe widmen mußten. An Geräten standen damals außer dem unter dem Namen „Hay“ am Rhein bekannten deutschen Schwimmkran nur einige holländische Geräte zur Verfügung, und es war naheliegend, daß sich auch die großen deutschen Stahlbauunternehmen bemühten, in ihren Gerätepark solche Schwimmkrane aufzunehmen und sie zunächst bei diesen Räumungsaufgaben einzusetzen. Es lag nahe, diese Geräte so auszurüsten, daß sie auch bei Montageaufgaben mit Erfolg verwendet werden konnten. Bei der M.A.N., Werk Gustavsburg, waren bereits in den letzten Kriegsjahren Überlegungen bezüglich Beschaffung eines eigenen Schwimmkranes mit 100 t Tragfähigkeit angestellt worden, die jedoch infolge der Kriegsverhältnisse nicht durchgeführt werden konnten.

Auf ihnen aufbauend wurden dann noch 1945 zwei völlig gleiche Schwimmkrane mit je 200 t (Bild 1) und ein solcher mit 100 t Tragkraft entwickelt und gebaut. Diese Geräte tragen allen Anforderungen für einen Einsatz bei Brückenmontagen Rechnung.

Technische Hauptdaten:

200-t-Schwimmkran	100-t-Schwimmkran
Dieselelekt. Antrieb	Dieselelekt. Antrieb
6 Verholwinden	4 Verholwinden
vorn 0,71 m } Tiefgang im un-	vorn 1,38 m } Tiefgang im un-
hinten 2,31 m } belasteten Zu-	hinten 0,54 m } belasteten Zu-
vorn 2,45 m } Tiefgang bei	vorn 1,75 m } Tiefgang bei
hinten 1,23 m } Vollast	hinten 0,29 m } Vollast

Alle Geräte haben Ballasträume, die je nach Bedarf mittels fest eingebauter Lenzpumpen mit Wasser geflutet und gelenzt werden können. Auf diese Weise ist die Trimmung der Krane entsprechend den auftretenden Belastungen ermöglicht.

Eine wesentliche Voraussetzung für den Einsatz der Geräte ist die Einhaltung der auf den Binnenschiffahrtswegen gegebenen Durchfahrtsprofile unter den Brücken und in Schleusen. Deshalb können bei allen hier beschriebenen Geräten die Ausleger in eine Fahrtstellung gebracht werden, die die Durchfahrt unter den Brücken gestattet. Die Breite der Schwimmkörper ist durch abnehmbare Pontons gleichfalls den Schleusenabmessungen der wichtigsten Wasserstraßen anpaßbar.

Schwimmkrane, die bei Montageaufgaben verwendet werden sollen, müssen sowohl die Beförderung des Einbaustückes über größere Entfernungen als auch den feinfühligsten Einbau derselben gestatten.

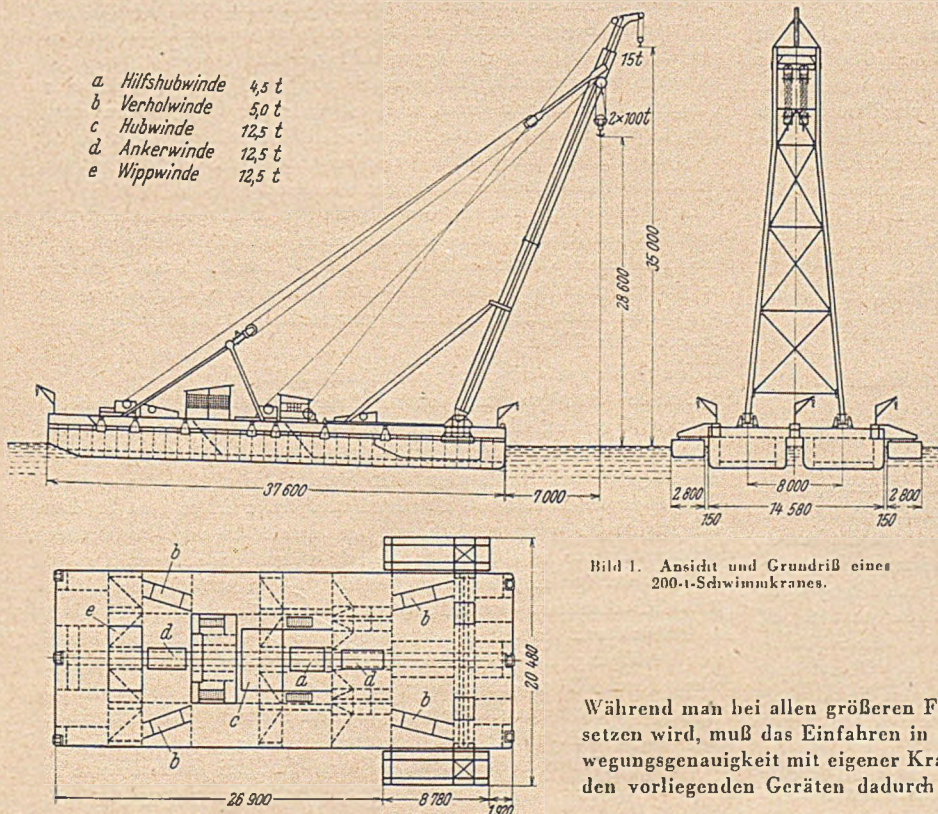


Bild 1. Ansicht und Grundriß eines 200-t-Schwimmkranes.

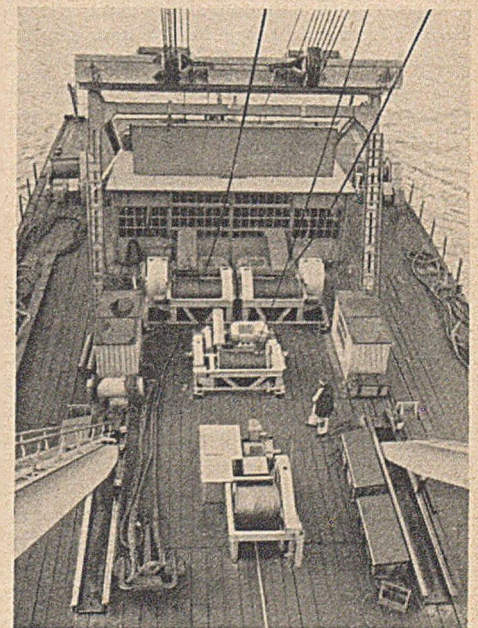


Bild 2. Deckaufbauten eines 200-t-Schwimmkranes.

Während man bei allen größeren Fahrten mit Last eine zusätzliche Schleppkraft einsetzen wird, muß das Einfahren in das Bauwerk zur Erreichung der notwendigen Bewegungsgenauigkeit mit eigener Kraft erfolgen. Ein Höchstmaß an Genauigkeit ist bei den vorliegenden Geräten dadurch erreicht, daß für diesen Zweck das gesamte Ge-

rät mit Hilfe der eingebauten Verholwinden bewegt wird. Die Fülle der damit zum Einbau gekommenen Windwerke bedingt eine klare und übersichtliche Anordnung sowohl der Steuer- und Schalteinrichtungen als auch der Windwerke selbst.

Bild 2 gibt einen Überblick über die Deckaufbauten bei den 200-t-Schwimmkränen. Man sieht im Vordergrund die mittlere Bug- und die beiden seitlichen Heckverholwinden, die beiden getrennt schaltbaren Windwerke der Hauptlastwinden und das Windwerk für den 15 t Hilfshub. Die Auslegerwippwinde ist hinter dem Führerhaus angeordnet. Während die Schaltorgane der 6 Verholwinden unmittelbar am Windwerk selbst angeordnet sind und damit dem Windenführer größtmögliche Übersicht bei allen Bewegungsvorgängen erlauben, werden die Hauptlastwinden und die Wippwerkswinde ebenso wie die Winde des Hilfshubes vom Hauptbedienungsstand im Führerhaus betätigt. Die übersichtliche und gedrängte Anordnung dieser Schaltorgane gestattet eine 1-Mann-Bedienung. Mit Ausnahme der Verholwinden wurden alle Windwerke für diesen besonderen Zweck entwickelt und im eigenen Werk gebaut.

Bei der Maschinenanlage sowohl als auch bei allen beweglichen Teilen am Krangerüst selbst ist der leichten Zugänglichkeit aller Schmierstellen besondere Aufmerksamkeit geschenkt worden, da erfahrungsgemäß bei derartigen Geräten die Betriebsbereitschaft und Betriebssicherheit von der einwandfreien Wartung in hohem Maße abhängig sind. Alle Windwerke sind so geschaltet, daß sie unabhängig voneinander einzeln und in beliebiger Kombination gefahren werden können. Insbesondere ist es möglich, die beiden Hauptlasthaken sowohl getrennt als auch gemeinsam zu bewegen, wobei für beide Haken völlig gleiche Hub- und Senkgeschwindigkeiten gewährleistet sind.

Während der schnell laufende Hilfshub von 15 t mit Vorteil bei der Vormontage entsprechend schwerer Teile verwendet werden kann, besteht außerdem häufig die Notwendigkeit, ein weiteres schnellaufendes Hubseil einzusetzen, insbesondere zum Einfahren der schweren Seilschluppen für 100 t Tragkraft, die bereits ein so großes Gewicht haben, daß sie nicht mehr von Hand eingehängt werden können. Hierfür stehen die beiden Spillköpfe der Hilfshubwinde zur Verfügung. Mit ihrer Hilfe können weitere Hubseile, die über besondere Rollen am Ausleger geführt sind, bewegt werden.

Die Tragfähigkeit der Geräte, die vorher für die einzelnen Auslegerstellungen und Trimmzustände errechnet war, wurde nach Inbetriebstellung durch Belastungsversuche, bei denen Eintauchtiefen zu den einzelnen Auslegerstellungen und Belastungen gemessen wurden, überprüft und in übersichtlichen Markierungen an den Geräten festgelegt.

Wenn auch nicht zu dem eigentlichen Schwimmkran zählend, stellen die Anhängervorrichtungen, die je nach der Art und dem Gewicht der einzuschwimmenden Teile verschieden sein werden, so wesentliche Ergänzungen der Schwimmkrane dar, daß sie hier erwähnt werden müssen. In jedem Falle wird der Konstruktionsteil an beiden Hauptlasthaken zur Aufhängung kommen, und aus Wirtschaftlichkeitsgründen wird hierbei in erster Linie die Verwendung schwerer Seilschluppen von 100 t Tragfähigkeit angestrebt werden. Die Eintragung von Einzelkräften bis zu 100 t erfordert jedoch meist weitere Zusatzkonstruktionen. Im einzelnen sind diese in den nachfolgenden Ausführungen bei den jeweiligen Bauwerken beschrieben, für die sie zur Anwendung gelangen.

B. Montagen.

1. Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz-Kastel¹⁾.

Beim Wiederaufbau der Straßenbrücke Mainz-Kastel waren drei bei Kriegsende zerstörte mittlere Öffnungen der Bogenbrücke wieder zu erstellen. Der Vorzusammenbau erfolgte auf der Kaianlage der Mainzer Seite in der Weise, daß jeweils die Bogenhälften vormontiert und dann eingeschwommen wurden. Hierbei wurden die beiden mittleren von den insgesamt sechs Bögen jeder Öffnung paarweise zusammengefaßt, während die äußeren Hauptträger als Einzelbögen montiert und eingefahren wurden. Die Bogenhälften wurden auf ihrem jeweiligen Widerlager und einem Abstützgerüst, das als Hilfspfeiler in jeder Öffnung errichtet war, zunächst abgesetzt. Nach dem Einschwimmen der anschließenden Bogenhälften wurden die Scheitelstöße geschlossen.

¹⁾ Wolff, Der Wiederaufbau der Straßenbrücke über den Rhein in Mainz. Bautechn. 25 (1948), Heft 8, S. 172. — Festschrift zum Wiederaufbau der Straßenbrücke Mainz-Kastel. 1950, im Eigenverlag der Firmen MAN und Grün & Bilfinger.

Das Einschwimmen ging so vor sich, daß der Schwimmkran senkrecht zur Stromachse an die Ufermauer heranfuhr und das fertig montierte halbe Bogenpaar oder den halben Einzelbogen aufnahm, an die Einbaustelle brachte und dort direkt auf die Lager und das Stützjoch absetzte. Auf der Fahrt zur Einbaustelle wurde der Schwimmkran zunächst auf dem Hauptweg mit Bugsierbooten geschleppt; das Einfahren selbst erfolgte unter eigener Kraft mit Hilfe der Verholwinden, deren Seile am Pfeiler und an den Stützjochen festgehängt waren. Bild 3 gibt das Absetzen eines Einzelbogens auf seinem



Bild 3. Absetzen eines halben Bogens auf Widerlager und Stützjoch der Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz.

Widerlager und auf den Stützjochen wieder. Das Stützjoch selbst wurde wiederum vom Schwimmkran als Ganzes von einer zur anderen Öffnung gebracht und abgesetzt.

Die Anhängervorrichtung konnte in diesem Falle sehr einfach gehalten werden. Sie bestand im wesentlichen aus zwei Trägern, die unter dem Bogenberg durchgesteckt wurden und auf die sich der Bogen mittels Stützknaggen auflegte. Die Seilschluppen liefen zwischen den genannten Trägern, die aus jeweils zwei [-Profilen bestanden, über Rollen durch und waren in die Haupthaken eingehängt. Es standen getrennte Sätze von Anhängervorrichtungen für den Doppel- und Einzelbogen zur Verfügung. Im Bild 3 ist die Wirkungsweise der Anhängervorrichtung gut zu sehen.

Der Einschwimmvorgang vom Beginn des Anhängens am Land bis zum fertigen Absetzen auf den Stützjochen und am Widerlager nahm im Mittel etwa 6 Stunden in Anspruch. Die Schifffahrt wurde hierbei so gut wie garnicht behindert. — Das Gewicht der eingeschwommenen Stücke betrug beim halben Bogenpaar mit den Anhängervorrichtungen etwa 170 t.

2. Autobahnbrücke Frankenthal.

Bei der Fertigstellung der im Kriege unvollendet gebliebenen Brücke über den Rhein bei Frankenthal wurden ebenfalls 200-t-Schwimmkrane bei der Montage eingesetzt. Die Montage, die in Arbeitsgemeinschaft durchgeführt wurde, erfolgte vom rechten Ufer und von dem bereits bis zum Mittelpfeiler errichteten Brückenteil aus im Freivorbau. Während der Freivorbau vom bestehenden Brückenteil aus in üblicher Weise mit einem Vorbauderrick durchgeführt wurde, kam bei der Montage vom rechten Ufer aus ein 200-t-Schwimmkran zum Einsatz. Im Gegensatz zu den Verhältnissen in Mainz stand ein fester Vormontageplatz an dieser Baustelle nicht zur Verfügung. Es mußte erst eine Montagebühne am rechtsrheinischen Flußufer aufgebaut werden, auf der die 6 m hohen Hauptträger mit allen Aussteifungen senkrecht stehend zusammengebaut wurden. Dabei erhielt der oberstromige Träger außer den Aussteifungen jeweils auch sämtliche Querträger. Die dadurch erwirkte Außermittigkeit der Last wurde in der Aufhängung ausgeglichen.

Die so zum Einbau kommenden vormontierten Teile hatten eine Länge bis zu 40 m und etwa 160 t Gewicht. Bemerkenswert ist, daß die Stoßausbildung aus dem ursprünglichen Entwurf für einen normalen Freivorbau beibehalten wurde. Bei diesem kamen die Hauptträger in halber Höhe geteilt zum Einbau, und die hier besonders starken Gurtplattenstöße griffen mit der üblichen Verzahnung in den Stößen ineinander. Das Einfädeln der Stöße erforderte also in diesem Falle eine ungewöhnlich große Genauigkeit der Schwimmkranmontage. Diese ungünstige Stoßausbildung hätte natürlich für den Freivorbau von Montageeinheiten mit ganzer Trägerhöhe günstiger ausgebildet werden können.

Es wurde zunächst mit einem 200-t-Kran frei vorgebaut, der — wie geschildert — jeweils bei einem Einschwimmvorgang ein Hauptträgerstück zum Einbau brachte. Für die Schlußphase der Montage, bei der sich der Freivorbau bis auf die Länge des Schlußstückes von rd. 40 m von beiden Seiten genähert hatte, mußten die beiden 200-t-Krane eingesetzt werden, da gleichzeitig das ober- und unterstromige Hauptträgerschlußstück eingesetzt werden mußte (Bild 4).

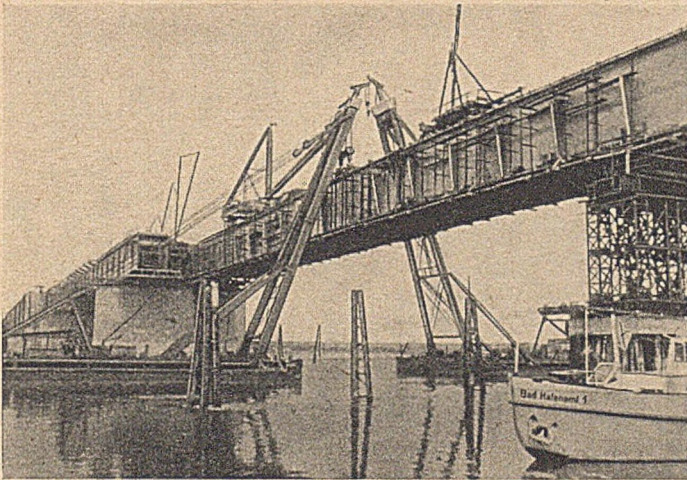


Bild 4. Schlußphase der Montage der Autobahnbrücke Frankenthal.

Zum Schließen der beiden letzten Stöße wirkten die beiden Schwimmkrane zusammen mit gleichzeitigen Senkbewegungen der vorkragenden Brückenstücke zur Erzielung des tangenteleichen Überganges in die Biegelinie. Es waren hierbei im einzelnen folgende Hauptbewegungen durchzuführen:

Der rechtsrheinische Brückenteil war um rd. 100 mm in Richtung auf das rechtsrheinische Widerlager zurückgezogen, um den erforderlichen Spielraum bei den notwendigen Senkbewegungen zu haben. Die beiden Schlußstücke wurden zunächst an das rechtsrheinische Brückenstück eingefahren und diese Stöße verdornt und verschraubt. Hierauf wurden beide Brückenhälften durch Absenken an den Unterstützungspunkten so gedreht, daß sich an den noch offenen Stößen die Tangenten der Biegelinien deckten. Zum Schluß wurde dann die rechtsrheinische Brückenhälfte in der Längsrichtung auf den Stoß verschoben und dort der Stoß geschlossen. Während dieser Zeit wirkten beide Schwimmkrane bei allen Bewegungsvorgängen mit.

Als Aufhängevorrichtung diente in diesem Falle ein Haken geschirr, das den Obergurt umfaßte und an dem Hauptträgersteg befestigt war. Die Lasthaken griffen ohne weitere Verbindungsmittel unmittelbar in diese Aufhängevorrichtung ein und waren mittels starker Bolzen dort befestigt. Hierbei konnte auch in einfacher Weise die Außermittigkeit der oberstromigen Hauptträgerstücke, an denen jeweils alle Querträger mit eingebaut waren, dadurch ausgeglichen werden, daß entsprechend versetzte Löcher für die Lasthakenbolzen bei ein und derselben Vorrichtung benutzt wurden.

Der Gesamtvorgang, d. h. vom Beginn des Einschwimmvorganges bis zu dem Augenblick, in dem die Schwimmkrane wieder an Land zurückgefahren werden konnten, dauerte einschl. aller Bewegungsvorgänge etwa 12 Stunden.

3. Kurpfalzbrücke Mannheim²⁾.

Beim Einsetzen der Mittelstücke der in den Jahren 1949/50 neu errichteten Kurpfalzbrücke über den Neckar in Mannheim wurde ein

²⁾ Festschrift zum Wiederaufbau der Kurpfalzbrücke Mannheim. 1950, im Eigenverlag des Städt. Tiefbauamtes Mannheim.

200-t-Schwimmkran in der Schlußphase der Montage verwendet. Bei dem bemerkenswerten Bauwerk, das an anderer Stelle ausführlich beschrieben ist, bilden sechs über drei Felder durchlaufende Hauptträger, die über die Stahlfahrbahn (orthotrope Platte) zusammenwirken, das Gesamttragwerk. Zum Zeitpunkt der Montage stand der Vormontageplatz von der Straßenbrücke Mainz-Kastel auch für die Vormontage der Mittelstücke für die obige Brücke zur Verfügung. Somit wurde die Vormontage auf dem Rheinkai in Mainz durchgeführt. Nach beendeter Vormontage wurden die Stücke auf Frachtkähnen an die Baustelle gebracht und dort mit Hilfe des genannten 200-t-Schwimmkrans eingebaut. Die Montage der besonders schlanken Mittelöffnung wurde auf diese Weise ohne Rüstungen, die den Schiffsverkehr behindert hätten, in einfachster Art ermöglicht.

Bild 5 vermittelt eine Gesamtübersicht über die Baustelle während der Montage der Mittelstücke.

4. Kammerschleusendrehbrücke Mannheim.

Nach dem gleichen Grundprinzip wurde die Drehbrücke an der Kammerschleuse in Mannheim montiert. Sie wurde an dem für die

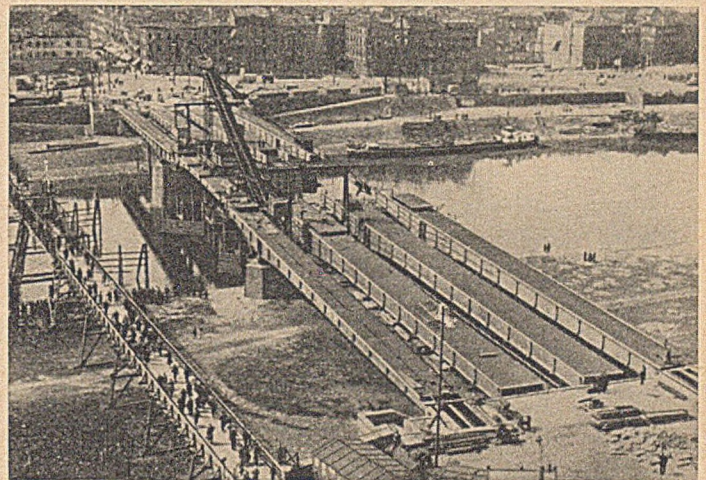


Bild 5. Montage des Brückenmittelteiles der Kurpfalzbrücke Mannheim.

Straßenbrücke Mainz-Kastel eingerichteten Vormontageplatz vollständig zusammengebaut, auf einem Frachtkahn an den Einbauort gebracht und dort als Ganzes eingesetzt. Hierbei wurde das ganze Bauwerk, sogar einschl. der Geländer und Straßenbahnschienen, vorher fertiggestellt und auf den Drehkranz aufgesetzt. Die Montage entspricht somit dem eingangs beschriebenen Grenzfall.

5. Friedensbrücke Frankfurt.

Die neuzeitlichen Bauweisen im Stahlbrückenbau sind in Anpassung an die scharfe Wettbewerbslage durch das Streben nach Verminderung des Gesamtstahlaufwandes bei gleichzeitiger Erfüllung aller an das Bauwerk zu stellenden Anforderungen gekennzeichnet. Dies konnte dadurch erreicht werden, daß man Bauteile, deren Tragwirkung früher zum Teil überhaupt nicht in Rechnung gestellt wurde, auf Grund neuer Berechnungsverfahren und versuchsmäßiger Klärung aller Voraussetzungen bei der Bemessung der Tragwerke heranzieht und ihnen eine oder mehrere Tragfunktionen im Rahmen des Gesamtbauwerkes zuweist. Hierbei treten am stärksten die Brücken mit Stahlfahrbahnen (orthotrope Platte) und die Verbundbauweise in den Vordergrund. Diese meist vielgliedrigen Tragwerke, bei denen die einzelnen Grundelemente verhältnismäßig kleine Gewichte aufweisen, erzwingen aus Gründen der Wirtschaftlichkeit eine Vormontage zu größeren Bauelementen auf geeigneten Vormontageplätzen. Beim Einbau dieser vormontierten Bauwerksteile, die infolge ihres kleineren Einheitsgewichtes im Rahmen eines bestimmten Höchstgewichtes außergewöhnliche Abmessungen annehmen können, bringt der Einsatz von Schwerlastkränen der hier beschriebenen Art besondere Vorteile und erlaubt, äußerst kurze Montagezeiten einzuhalten.

Die wohl bisher konsequenteste Anwendung der hier beschriebenen Grundsätze wurde beim Bau der Friedensbrücke Frankfurt/Main erreicht. Diese Trägerrostbrücke in Verbundbauweise überbrückt im Stromteil fünf Öffnungen mit sieben nebeneinander liegenden Hauptträgern. Die Vormontage erfolgte auf der oberstromigen Kaisseite am Frankfurter Mainufer.

Das gesamte Tragwerk der rd. 200 m langen Strombrücke wurde bei der Vormontage in vier Einbauteile zusammengefaßt. Dabei wurden in der Querrichtung jeweils vier bzw. drei Hauptträger zusammengefügt. In der Längsrichtung lag die Trennung in der vierten Öffnung am Frankfurter Ufer. Die Abmessungen der zum Einbau gelangten Brückenteile betragen somit rd. 135 m bzw. 66 m Länge, das größte Gewicht einschl. Anhängervorrichtung rd. 360 t. Bild 6 zeigt den Einschwimmvorgang des ersten Brückenteiles kurz vor dem Absetzen auf die Pfeiler. Die einwandfreie Aufhängung von Brückenteilen dieser Abmessungen und Gewichte erfordert besondere Maßnahmen zur eindeutigen Begrenzung der auftretenden

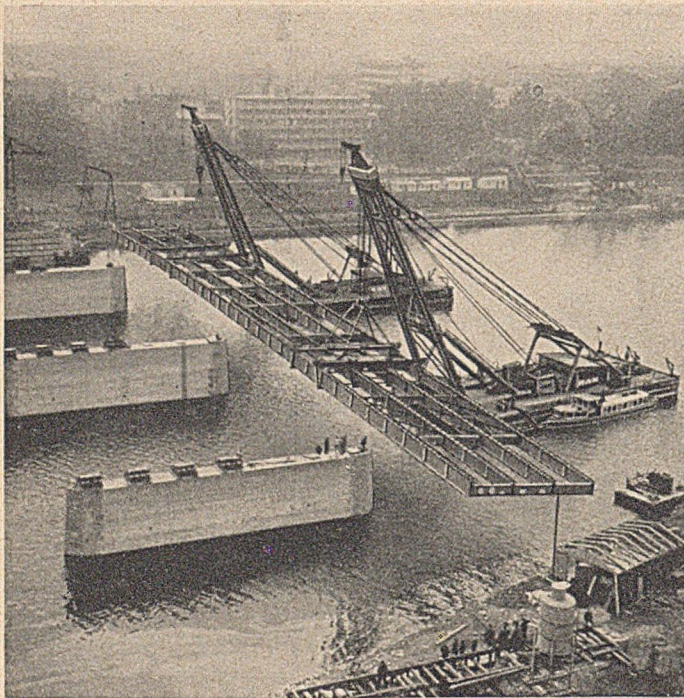


Bild 6. Einschwimmen des ersten Teiles der Friedensbrücke Frankfurt am Main. Stützkraften, insbesondere, wenn, wie in diesem Falle, zwei Schwimmkrane gleichzeitig eingesetzt werden. Den vier Hauptlasthaken entsprechend war das 135 m lange Stück an vier Stellen in einem Hängejoch gefaßt, wobei jeder einzelne Hauptträger in diesen vier Punkten gehalten wurde. Die eindeutige Begrenzung der in jedem Aufhängepunkt auftretenden Belastungen erfolgte in der Weise, daß die beiden Lasthaken eines Kranes jeweils über einen Waagebalken völlig gleiche Zugkräfte aus den genannten Aufhängejochen aufnahmen.

Die Einrichtung des Vormontageplatzes war so gewählt, daß die einzelnen Montageabschnitte ohne Behinderung einander überdecken konnten und ein möglichst gedrängter Einsatz der beiden Schwimmkrane erreicht wurde.

Der in dem eindrucksvollen Bild dargestellte Montagevorgang wird eindringlich durch die Angabe der gesamten Montagezeit unterstrichen. Von der Anlieferung der ersten Stücke an dem Vormontageplatz bis zum Einbau des letzten Stückes der vollständig geschweißten Brücke wurden sieben Wochen benötigt. Jede andere Montageweise hätte bei der Art der Konstruktion eine Einhaltung der gestellten Termine nicht ermöglicht.

6. Eisenbahnbrücke über den Main bei Heidingsfeld.

Während bisher nur die Schwimmkranmontage von Straßenbrücken geschildert wurde, kann bei obigem Bauwerk der Bau einer

Eisenbahnbrücke mit Schwimmkränen beschrieben werden. Wie immer, so ist auch hier die deutliche Trennung zwischen Vormontage und Einbau mittels Schwimmkran erkennbar. Die Vormontage erfolgte im Bahnhof Heidingsfeld sozusagen auf dem Waggon, der zur Anfuhr zu der etwa drei km entfernt liegenden Baustelle eingesetzt war. In Anpassung der zum Einbau kommenden Brückenstücke (etwa 51 t) wurde hierbei der 100-t-Schwimmkran eingesetzt. Die

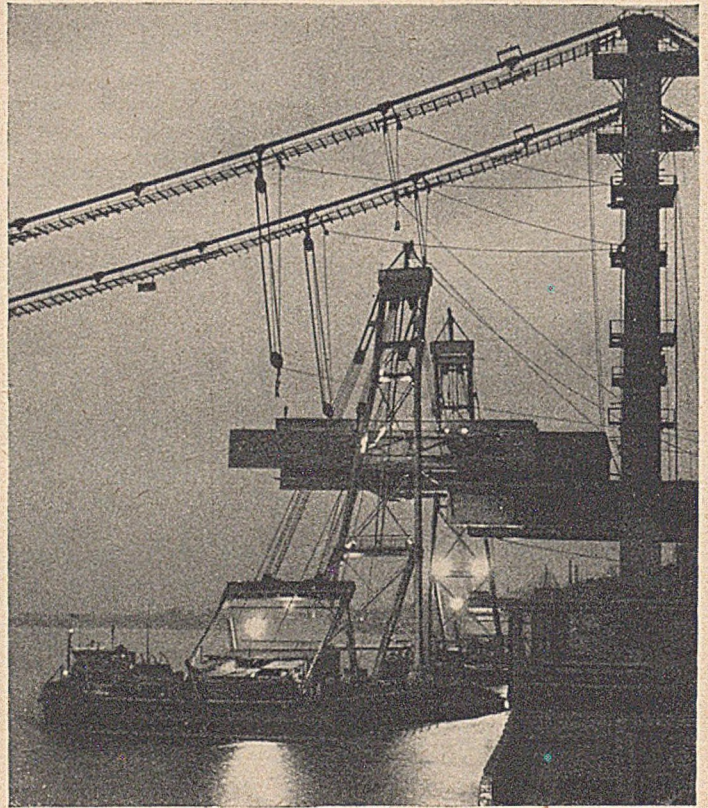


Bild 7. Hängebrücke Köln-Mülheim. Abheben eines auf der Fahrbahn der Seitenöffnung montierten Teiles des Versteifungsträgers.

Anpassungsfähigkeit des Gerätes an die Durchfahrtsverhältnisse in den Schleusen und unter den Brücken am Main wirkte sich hierbei entscheidend aus.

7. Hängebrücke Köln—Mülheim.

Den Abschluß möge ein Bild von den Einschwimmvorgängen bei der Montage der Hängebrücke Köln—Mülheim bilden. Die Montage dieses Bauwerkes, in Arbeitsgemeinschaft der Firmen G. H. H.,

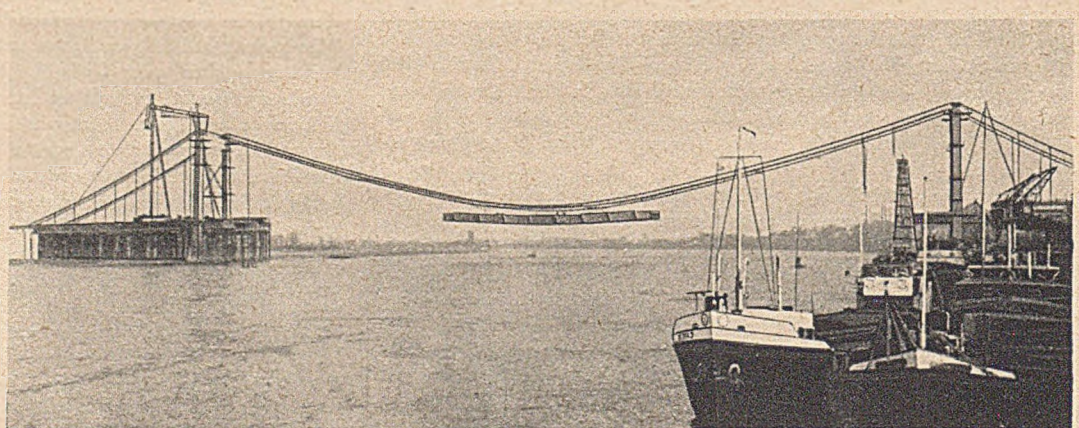


Bild 8. Hängebrücke Köln-Mülheim. Die ersten drei Abschnitte des Versteifungsträgers sind montiert.

Klößner-Humboldt-Deutz, M.A.N., Stahlbau Rheinhausen und Gollnow u. Sohn zur Zeit in Ausführung, ist aus anderen Gründen noch bemerkenswert und wird nach Fertigstellung sicherlich ihre besondere Würdigung finden.

Im Rahmen dieser Zeilen sei nur der Hinweis gestattet, daß so wohl zum erstenmal eine Hängebrücke in der hier gewählten Art

erbaut wurde. Die ganze Mittelöffnung wird in einzelnen Abschnitten auf der Fahrbahntafel der Mülheimer—Seitenöffnung vormontiert, von den beiden 200-t-Schwimmkranen vor den Pylonen abgenommen (Bild 7) und an der Einbaustelle mit Hängeseilen an das Tragkabel der Brücke gehängt (Bild 8). Die auch hier wieder angewandte Stahl-fahrbahn (orthotrope Platte) erlaubte die Vormontage auf der Fahrbahntafel ohne weitere zusätzliche Einrüstungen. Die Einbaustücke sind mit Ausnahme des mittelsten Stückes etwa 32 m lang und haben einschl. der Anhängvorrichtung ein Gewicht von rd. 310 t. Eine besondere Note erhalten die Einschwimmvorgänge dadurch, daß sie infolge des an der Baustelle besonders dicht vorbeiführenden Schiffsverkehrs zum größten Teil nach Einbruch der Dunkelheit vorgenommen werden müssen.

In diesem Falle wurden an die Anhängvorrichtung zum Einschweben besondere Anforderungen gestellt. Der im ganzen 9mal wiederholte Vorgang erfordert eine Vorrichtung, die so durchgebildet ist, daß sie neben Erfüllung der statischen Anforderungen möglichst einfaches und schnelles Aufnehmen und Absetzen der Last

gewährleistet. Die einzelnen Brückenteile liegen hierbei mit dem Untergurt der Versteifungsträger auf dem Zugband eines Hängerahmens, während die Druckkräfte in die Brückenfahrbahn selbst übertragen werden.

Durch den Einsatz von Schwimmkranen großer Tragkraft ergeben sich bei der Errichtung von Stahlbrücken gegenüber den bisherigen Montageverfahren wesentliche Vorteile: Man braucht auf schon montierten Teilen eines zu errichtenden Bauwerkes keine Hebezeuge aufzustellen (wie z. B. auf den Seilen erdverankerter Hängebrücken), faßt mehrere Arbeitsgänge — die verschiedene Gerätegruppen erfordern — zusammen, baut größere Montageeinheiten ein, ist in der Wahl der Vormontageplätze freizügiger, behindert die Schifffahrt weniger und erzielt im allgemeinen kürzere Bauzeiten. Diese wirtschaftlichen und technischen Fortschritte bei der Montage sind die sinnvolle Ergänzung des wissenschaftlichen Vorsprunges, den die neuen Bauweisen — orthotrope Platte und Stahlverbundbauweise — dem Stahlbrückenbau gebracht haben.

Zahlenbeispiel zur Theorie der statisch unbestimmten Tragwerke in Verbundbauweise.

Von Kurt Klöppel und Paul Boué, Darmstadt.

A. Allgemeines.

Am Beispiel einer durchlaufenden Straßenbrücke soll die Durchführung der Berechnung für statisch unbestimmte Stahlverbund-Tragwerke gezeigt werden. Zugrunde liegt die Veröffentlichung des erstgenannten Verfassers¹⁾. Die aus diesem Aufsatz entnommenen Formeln erhalten die dort angeführten Nummern.

Bei durchlaufenden Straßenbrücken in Verbundbauweise entstehen infolge der negativen Momente aus Verkehr, ungleichmäßiger Temperaturänderung (einschließlich der Eigenspannungen aus Temperaturänderung) und Schwinden in der Fahrbahntafel Beton-Zugspannungen, die die geforderten $\sigma_{bz \text{ zul}}$ überschreiten können. Durch Überlagerung mit einer Druckvorspannung sind diese unerwünschten Zugspannungen auszuschalten oder zu reduzieren. Das folgende Beispiel soll zeigen, in welcher Weise und mit welcher Wirkung man zur Erzielung einer Druckvorspannung

- Stützenverschiebungen,
- Vorlast,
- Kombination: Stützenverschiebungen und Vorlast

anwenden kann.

B. Aufgabenstellung.

Gegeben sei eine durchlaufende Straßenbrücke der Klasse I in Verbundbauweise mit den Spannweiten 40—80—40 m (Bild 1). Der

Ansicht der Brücke

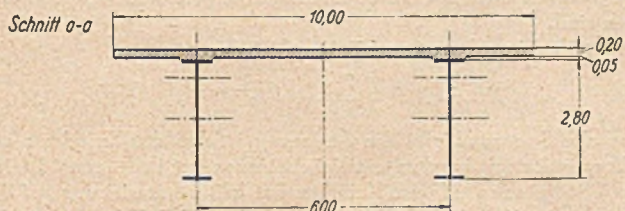
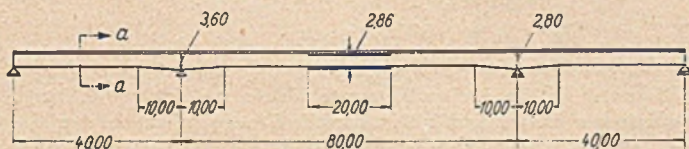


Bild 1. Ansicht und idealisierter Querschnitt der Brücke.

Stahlüberbau besteht aus zwei geschweißten Hauptträgern in St 52. Montage im Freivorbau. Eine Rüstung kann nicht eingebaut werden. Die unmittelbar befahrene Stahlbeton-Fahrbahntafel (B 600) wird in voller Breite zum Mittragen herangezogen. Bild 1 zeigt den für die Rechnung idealisierten Querschnitt der Brücke. Längs der Brücke darf der Verbund nicht unterbrochen werden.

Vorschriften: DIN 1072, DIN 1073, DIN 4227;

Vorläufige Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau (RV).

Zulässige Spannungen:

Stahl: Während der Montage	2600 kg/cm ²
Für Hauptlasten im Bereich positiver Momente (Kriechen und Schwinden berücksichtigt)	2400 kg/cm ²
Für Hauptlasten im Bereich negativer Momente	2100 kg/cm ²

Beton: Zugspannungen unter Gebrauchslast (bei Häufung ungünstiger Lastfälle):

a) bei voller Vorspannung	
mittiger Zug	12 kg/cm ²
Randspannung bei einachsiger Biegung	
Zugzone oben	25 kg/cm ²
Zugzone unten	30 kg/cm ²
b) bei beschränkter Vorspannung	
mittiger Zug	25 kg/cm ²
Randspannung bei einachsiger Biegung	
Zugzone oben	50 kg/cm ²
Zugzone unten	60 kg/cm ²

Druckspannungen unter Gebrauchslast in der überdrückten Zugzone	200 kg/cm ²
in der Druckzone	150 kg/cm ²

Belastungsannahmen:

Für je einen Hauptträger ergeben sich folgende Belastungen:

Eigengewicht Stahl	$g_{st} = 0,852 \text{ t/m}$
Eigengewicht Beton	$g_b = 2,400 \text{ t/m}$
Verkehrslast	$p = 2,431 \text{ t/m}$

(die Regelfahrzeuge sind hierbei vernachlässigt).

Ungleiche Temperaturänderung:

Beton gegenüber Stahl $\Delta t = \pm 15^\circ \text{ C}$.

Bei Stahlträgern nimmt man einen über die Trägerhöhe linearen Temperaturabfall um Δt an. Wegen der stark unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten von Beton und Stahl stellt sich jedoch bei Verbundträgern stets ein stufenförmiger Temperaturverlauf ein (Bild 4). Über die Höhe von Betonplatte und Stahlträger wurde die hierbei auftretende mittlere Temperatur der Rechnung zugrunde gelegt.

Schwinden: Schwindmaß $\alpha \cdot T = \epsilon_s = -15 \cdot 10^{-5}$

Kriechen: Endkriechmaß $\varphi_e = 2,00$.

C. Durchführung der statischen Berechnung.

Die in Bild 2 zusammengestellten statischen Werte der drei benutzten Querschnitte sind mit $n = 6$ berechnet. In Bild 3 ist der Verlauf der J_c -Werte während der einzelnen Bauzustände und für den Endzustand dargestellt. Als Unbekannte X_1 und X_2 werden die

¹⁾ Stahlbau 20 (1951), Heft 2, S. 17.

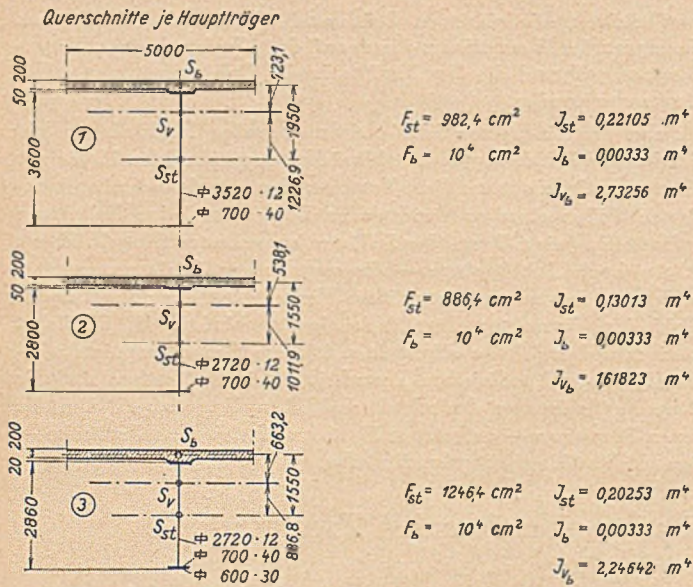


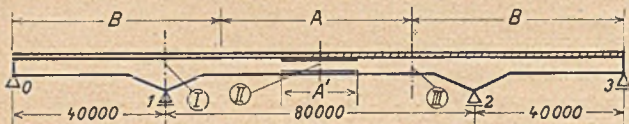
Bild 2. Querschnitte je eines Hauptträgers mit den zugehörigen statischen Werten ($n = 6$).

Stützmomente eingeführt. Die Matrix lautet somit allgemein:

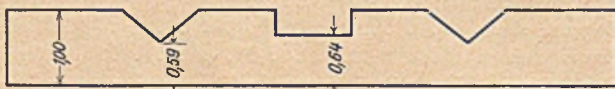
X_1	X_2	$= Z_{i0}$
δ_{11}'	δ_{12}'	$= -\delta_{10}' + E J_c \sum (C_1 c)$
δ_{21}'	δ_{22}'	$= -\delta_{20}' + E J_c \sum (C_2 c)$

Im Falle symmetrischer Belastung gilt wegen der Tragwerkssymmetrie:

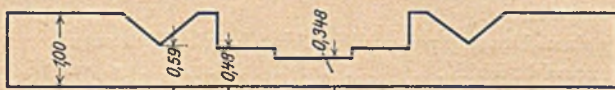
$$X_1 = X_2 = -\frac{\delta_{10}'}{\delta_{11}' + \delta_{12}'}$$



Stahlquerschnitt wirksam:



Verbund im Abschnitt A, sonst Stahlquerschnitt wirksam:



Verbund über gesamte Brücke wirksam:

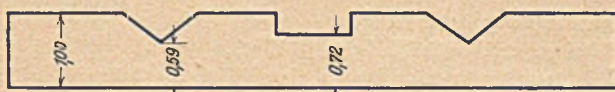


Bild 3. Verlauf der Trägheitsmomenten-Verhältnisse $\frac{J_c}{J}$ während der Bauzustände und im Endzustand.

I. Stahlquerschnitt wirksam.

a) Montage des Stahlüberbaues.

Freivorbau, statisches System: je zwei Träger auf zwei Stützen mit einem auskragenden Ende.

Stützmomente infolge Stahl Eigengewicht:

$$X_1 = X_2 = -681,60 \text{ tm.}$$

Der Baustoß liege in Brückenmitte. Um den tangengleichen Übergang an der Stoßstelle zu gewährleisten, werden die Stützen 0 und 3 um $c_M = 0,33 \text{ m}$ abgesenkt. Eine Überhöhung wurde nicht vorgesehen. Statisches System nach Ausführung des Baustoßes: Durchlaufträger auf vier Stützen.

b) Betonieren der Brückendecke.

$$X_1 = X_2 = -\frac{\delta_{10}'}{45,8043}$$

Wenn die gesamte Brückendecke in einem Arbeitsgang hergestellt wird, betragen die Stützmomente infolge des Betoneigengewichtes:

$$X_1 = X_2 = -454,20 \cdot g_b = -1090,09 \text{ tm.}$$

Wenn nur der Abschnitt A betoniert wird:

$$X_1 = X_2 = -228,68 \cdot g_b = -584,83 \text{ tm.}$$

c) Absenken der Stützen 0 und 3 um $c_1 = c_2 = c_M$.

c_M = Senkung für Baustoß in Meter.

c_2 = Betrag der für Vorspannung erforderlichen Hebung der Stützen 0 und 3 in Meter.

$$X_1 = X_2 = -1491,55 \cdot c_1 \text{ tm.}$$

II. Verbund im Abschnitt A wirksam.

$$X_1 = X_2 = -\frac{\delta_{10}'}{35,4151}$$

a) Vorlast q_1 aufgebracht (im Bereich A').

$$X_1 = X_2 = -105,24 \cdot q_1 \text{ tm.}$$

b) Betonieren im Bereich B.

$$X_1 = X_2 = -133,25 \cdot g_b = -319,80 \text{ tm.}$$

III. Verbund über gesamte Brücke wirksam.

Für symmetrische Lasten ist

$$X_1 = X_2 = -\frac{\delta_{10}'}{45,4353} + \frac{E J_c \sum (C_1 c)}{45,4353}$$

Für nichtsymmetrische Laststellungen gilt die Matrix:

X_1	X_2	$= Z_{i0}$
34,7272	10,7081	$= Z_{10}$
10,7081	34,7272	$= Z_{20}$

a) Verkehrslasten.

Das Ergebnis dieser Berechnung ist die Summen-Einfluslinie. Im Rahmen dieser Arbeit genügt die Kenntnis der max. und min. Momente in den Punkten I, II und III (siehe Bild 3):

	max M	min M
Punkt I	+ 60,76 tm	- 1207,96 tm
Punkt II	+ 933,89 tm	- 136,29 tm
Punkt III	+ 323,43 tm	- 988,17 tm

b) Vorlast q_2 weggenommen (q_2 im Bereich A').

$$X_1 = X_2 = +146,16 \cdot q_2 \text{ tm.}$$

c) Anheben der Stützen 0 und 3 um c_2 .

$$Z_{10} = Z_{20} = E J_c \sum (C_1 \cdot c) = 14,1595 \cdot 10^4 \cdot c_2$$

$$X_1 = X_2 = +3116,41 \cdot c_2 \text{ tm.}$$

IV. Einfluß des Kriechens.

Die unter III. ermittelten Momente wirken zur Zeit $t = 0$. Durch das Kriechen findet für ständig wirkende Beanspruchungen eine Momentenumlagerung statt: Der Beton weicht aus, der Stahl muß mehr übernehmen. Die Auswirkung dieser Umlagerung auf die statisch unbestimmten Größen wird mit den abgeleiteten Formeln¹⁾ errechnet. Als Ergebnis erhält man die Überzähligen X_{iR} , die zur Zeit t_e vorhanden sind.

Für ständige Lasten gilt die Gleichung:

$$X_{iR}^P = X_i^P + \frac{\gamma_{iP}}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} \varphi_e}) \dots (24)$$

Der zweite Summand gibt die Änderung infolge des Kriechens an. Für Tragwerke mit konstantem Trägheitsmoment ($\kappa' = \text{const.}$) wird dieses Glied gleich Null; das Kriechen hat keine Auswirkung auf die Unbekannten. Auch bei wenig veränderlichem Trägheitsmoment ist dieser Einfluß bei der gewählten Montageart für einfache Durchlaufträger gering²⁾.

Sehr erheblich ist der Kriecheinfluß auf die Überzähligen bei Stützenverschiebungen und Widerlagerverdrehungen. Es gelten die Gleichungen:

$$X_{iR}^W = X_i^W + \frac{\gamma_{iW}}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} \varphi_e}) \dots (45b)$$

²⁾ Vgl. auch Fritz, Bauing. 25 (1950), Heft 8, S. 273.

wenn die Verschiebungen und Verdrehungen zur Zeit $t = 0$ vorgenommen werden; und

$$X_{iR}^W = X_{io}^W + X_{ia}^W + X_{ib}^W + \dots + X_{in}^W + \frac{\gamma_{iW0}}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} \varphi_0}) + \frac{\gamma_{iWa}}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} (\varphi_a - \varphi_0)}) + \frac{\gamma_{iWb}}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} (\varphi_b - \varphi_0)}) + \dots + \frac{\gamma_{iWn}}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} (\varphi_n - \varphi_0)}) \quad (48c)$$

falls die Verschiebungen und Verdrehungen in Raten zu den Zeiten $t = 0, t = t_a, t = t_b, \dots, t = t_n$ aufgebracht werden.

Die Berücksichtigung des Kriechens beim Schwinden wird in Abschnitt V behandelt.

X_i = statisch Überzählige i zur Zeit $t = 0$, Abschnitt III entnommen.

γ_i = statisch Überzählige i , die man aus der Matrix des Abschnittes III erhält, wenn die Belastungsglieder $[Z_{io}]$ eingeführt werden.

Mit den Bezeichnungen:

$$\delta_{ik} = \int M_i M_k \frac{ds}{E_{bo} J_v}; \quad \delta_{ik}^* = \int M_i M_k \kappa' \frac{ds}{E_{bo} J_v}$$

und $\mu_{ik} = \delta_{ik}^* : \delta_{ik} \dots \dots \dots (23)$

lauten die Belastungsglieder für ständige Lasten:

$$[Z_{io}^P] = -\mu_{io} \delta_{io}^P - X_a^P \mu_{ia} \delta_{ia} - \dots - X_n^P \mu_{in} \delta_{in} = -\delta_{io}^* - X_a^P \delta_{ia}^* - \dots - X_n^P \delta_{in}^*$$

und für Widerlagerverschiebungen und -verdrehungen entsprechend:

$$[Z_{iW}] = -X_a^W \delta_{ia}^* - X_b^W \delta_{ib}^* - \dots - X_n^W \delta_{in}^*$$

Für δ_{ik}^* benötigt man die Werte κ' . Man arbeitet dabei mit κ' ebenso, wie dies bei der Berechnung der EJ_c -fachen δ_{ik} -Beiwerte mit dem Verzerrungsfaktor $\frac{J_c}{J}$ geschieht. Für $EJ_c \delta_{ik}^*$ sind also zwei

Verzerrungsfaktoren — nämlich κ' und $\frac{J_c}{J}$ — zu berücksichtigen.

Mit den etwas zweckmäßiger geschriebenen Konstanten A und B (Gleich. 14 und 15) sowie zwei weiteren Konstanten C und D :

$$A - B = 1 - \frac{J_b}{n F_{st} N};$$

$$B = \frac{n J_{st}}{F_b N};$$

$$C = 1 - s \left(s_b + \frac{J_b}{s_b F_b} \right) \frac{1}{N};$$

$$D = \frac{J_b}{F_b N};$$

$$N = s^2 + \left(\frac{1}{F_b} + \frac{1}{n F_{st}} \right) (J_b + n J_{st});$$

und der Lösung der charakteristischen Gleichung:

$$\lambda_{1,2} = -\frac{A}{2} \pm \sqrt{\frac{A^2}{4} - B} \dots \dots (13a)$$

lautet die Gleichung (21):

$$\kappa' = \frac{J_b}{n J_{st} D (\lambda_1 - \lambda_2)} \left[\lambda_1 (\lambda_1 + A - B) (\lambda_2 + C) e^{\lambda_1 \varphi_0} - \lambda_2 (\lambda_2 + A - B) (\lambda_1 + C) e^{\lambda_2 \varphi_0} \right]$$

Eine wesentliche Vereinfachung ergibt sich, wenn der Ausdruck $A - B \approx 1$ gesetzt werden kann, d. h. wenn $0,9 < A - B \leq 1,0^3$. Man braucht dann nur die Konstanten $A - B$ und B zu kennen, um anzuschreiben:

$$\kappa' = \frac{1}{N} \left[s^2 \frac{n F_{st}}{F_b + n F_{st}} + \frac{J_b}{F_b} \right] e^{-B \varphi_0}$$

Die Lösung der charakteristischen Gleichung entfällt hierbei, denn es ist $\lambda_1 = -B, \lambda_2 = -(A - B)$.

Für Verbundquerschnitte mit hohem Stahlträger und dünner Betonplatte, wie sie im Brückenbau benutzt werden, ist die Vereinfachung fast immer erlaubt.

Ist der Verbund nur in einem Teil des Tragwerkes vorhanden, so setzt man im Bereich ohne Verbund $\kappa' = 0$.

In unserem Beispiel ergeben sich für

Querschnitt 1:	$\kappa' = 0,1339$
" 2:	$\kappa' = 0,1285$
" 3:	$\kappa' = 0,1236$
Voutenteile: mittl.	$\kappa' = 0,1312$

Damit erhält man⁴⁾:

$$\mu_{11} = \delta_{11}^* : \delta_{11}' = \frac{4,4787}{34,7272} = 0,1290$$

$$(1 - e^{-\mu_{11} \varphi_0}) = 0,2274$$

Der Kriecheinfluß für ständige Lasten ist vernachlässigbar klein. Zum Beispiel ergeben sich die Stützmomente infolge Vorlast q im Bereich A' nach beendetem Kriechprozeß um weniger als 1% kleiner als zur Zeit $t = 0$.

Für die Stützenverschiebungen braucht man nur den Fall „Verbund vollständig“ zu untersuchen. Die Stützenverschiebung c_2 soll in einem Schritt zur Zeit $t = 0$ vorgenommen werden. Es gilt Gleichung (45b). Unter Beachtung der Tragwerksymmetrie lauten die Belastungsglieder:

$$[Z_{1W}] = [Z_{2W}] = -X_1^W \delta_{11}^* - X_2^W \delta_{12}^* = -X_1^W (\delta_{11}^* + \delta_{12}^*)$$

Es ist somit:

$$\gamma_{1W} = \gamma_{2W} = \frac{[Z_{1W}]}{\Delta_N} = -X_1^W \frac{\delta_{11}^* + \delta_{12}^*}{\delta_{11}' + \delta_{12}'}$$

Endlich ergibt sich die statisch Überzählige zur Zeit t_e zu:

$$X_{1R}^W = X_{2R}^W = X_1^W \left[1 - \frac{\delta_{11}^* + \delta_{12}^* (1 - e^{-\mu_{11} \varphi_0})}{\delta_{11}' + \delta_{12}' \mu_{11}} \right]$$

$$= + 3116,41 c_2 \left[1 - \frac{4,4787 + 1,3673 \cdot 0,2274}{34,7272 + 10,7081 \cdot 0,1290} \right] = + 2409,30 c_2 \text{ [tm]}$$

Kriechabfall 22,69%.

V. Einfluß des zeitabhängigen Schwindens bei Berücksichtigung des Kriechens:

Es interessieren nur die Überzähligen infolge Schwindens zur Zeit t_e , denn im Zeitpunkt $t = 0$ ist $X_i^S = 0$. Für das Schwinden mit Kriecheinfluß gilt die den Gleichungen (24) und (45b) strukturell verwandte Gleichung (42a):

$$X_{iR}^S = \frac{\gamma_{iS}}{\mu_{ii}} (1 - e^{-\mu_{ii} \varphi_0})$$

Der Wert μ_{ii} wird aus dem vorangehenden Abschnitt übernommen.

Die Berechnung von γ_{iS} erfolgt wie oben beschrieben, wobei das Belastungsglied lautet:

$$[Z_{iS}] = -\frac{\alpha T}{\varphi_e} \int M_i \kappa'_s \frac{ds}{E_{bo} J_v} - \frac{\alpha T}{\varphi_e} \int N_i \kappa'_{sN} \frac{ds}{E_{bo} J_v}$$

Neu zu ermitteln sind die Werte κ'_s und κ'_{sN} . Mit den soeben eingeführten Konstanten ist:

$$\kappa'_s = \frac{J_v}{n J_s} \frac{E_{bo} F_b s}{(\lambda_1 - \lambda_2)} \left[(A - B) (\lambda_1 e^{\lambda_1 \varphi_0} - \lambda_2 e^{\lambda_2 \varphi_0}) + \lambda_1^2 e^{\lambda_1 \varphi_0} - \lambda_2^2 e^{\lambda_2 \varphi_0} \right] \quad (36)$$

und

$$\kappa'_{sN} = -\frac{J_v}{n J_{st}} \frac{E_{bo} F_b}{(\lambda_1 - \lambda_2)} \left[(A - B - D) (\lambda_1 e^{\lambda_1 \varphi_0} - \lambda_2 e^{\lambda_2 \varphi_0}) + \lambda_1^2 e^{\lambda_1 \varphi_0} - \lambda_2^2 e^{\lambda_2 \varphi_0} \right] \quad (40)$$

Für den Fall $A - B \approx 1$ vereinfachen sich diese beiden Gleichungen ebenfalls:

$$\kappa'_s = -\frac{J_v}{n J_{st}} E_{bo} F_b s B e^{-B \varphi_0}$$

und

$$\kappa'_{sN} = \frac{J_v}{n J_{st}} \frac{E_{bo} F_b}{1 - B} \left[(1 - B - D) B e^{-B \varphi_0} + D e^{-(A - B) \varphi_0} \right]$$

In unserem Beispiel wird nur κ'_s benötigt, denn für den Durchlaufträger ist $N_i = 0$:

Querschnitt 1:	$\kappa'_s = -0,5033 E_{bo}$
" 2:	$\kappa'_s = -0,3844 E_{bo}$
" 3:	$\kappa'_s = -0,4177 E_{bo}$

Damit ergeben sich die Belastungsglieder wegen Tragwerksymmetrie zu:

³⁾ Diese Näherung entspricht der von Fröhlich, Bauing. 24 (1949), Heft 10, S. 304 benutzten.

⁴⁾ δ' bezeichnet den EJ_c -fachen δ -Wert. Auch δ^* ist hier EJ_c -fach.

^{*} Man beachte: κ' [dimensionslos], κ'_s [tm] und κ'_{sN} [t].

$$[Z_{1s}] = [Z_{2s}] = -\frac{\alpha T}{\varphi_e} \int M_1 z'_s \frac{J_c}{J} dx =$$

$$-\frac{10 \cdot 10^{-6} (-15)}{2} \left(-27,094 \frac{2,1 \cdot 10^7}{6} \right) = -7112,1225.$$

Hiermit ist:

$$\gamma_{1s} = \gamma_{2s} = \frac{[Z_{1s}]}{\Delta_N} = \frac{[Z_{2s}]}{\delta'_{11} + \delta'_{12}} = -\frac{7112,1225}{45,4353} = -156,533.$$

Die unbekanntenen Stützmente betragen somit zur Zeit t_s :

$$X_{1R}^S = X_{2R}^S = -\frac{156,533}{0,129} \cdot 0,2274 = -275,94 \text{ [tm]}.$$

VI. Ungleichmäßige Temperaturänderung:

Der Beton erfährt gegenüber dem Stahl eine Temperaturänderung von $\Delta t = t_u - t_0 = \pm 15^\circ \text{C}$ (Bild 4). Da es sich um eine kurzzeitige Beanspruchung handelt, wird das Kriechen nicht berücksichtigt.

Einer Temperaturniedrigung Δt entspricht die Verkürzung $\varepsilon = \alpha \cdot \Delta t$. Wegen des Verbundes kann sich der Beton nicht um ε verkürzen, sondern nur um ε_b . Aus Gleichgewichtsgründen muß sein⁵⁾:

$$F_b \cdot \varepsilon_b \cdot E_b = F_{st} (\varepsilon - \varepsilon_b) E_{st}$$

$$\varepsilon_b = \frac{n F_{st}}{F_b + n F_{st}} \cdot \varepsilon$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{F_b}{F_b + n F_{st}} \cdot \varepsilon$$

$$\text{und } \varepsilon E_b = \varepsilon_b E_b + \varepsilon_{st} E_b.$$

Den Verkürzungen ε_{st} und ε_b entspricht in Schwerachse Stahl und Beton je eine Kraft von $K = \varepsilon_{st} E_b n F_{st} = \varepsilon_b E_b F_b$. Dies Kräftepaar erzeugt das Moment $M_{\Delta t} = (\varepsilon_b E_b F_b) s$, das auf den

Verbundquerschnitt wirkt. Das Spannungsdiagramm infolge $M_{\Delta t}$ überlagert sich den Spannungen $\varepsilon_{st} E_b$ und $\varepsilon_b E_b$. Die resultierenden Spannungen sind die „Eigenspannungen infolge ungleichmäßiger Temperaturänderung“ (Bild 5). Hieraus lassen sich zwei Gleichungen für die Randspannungen ablesen:

$$\text{(Beton)} \quad \sigma_b = + E_b \varepsilon_b \left(1 - \frac{F_b s}{J_v} \eta \right)$$

$$\text{(Stahl)} \quad \sigma_{st} = - E_{st} \varepsilon_{st} \left(1 + \frac{n F_{st} s}{J_v} \eta \right)$$

η ist mit Vorzeichen — gemäß Bild 4 und 5 — einzusetzen.

⁵⁾ Vorgetragen auf der zweiten Arbeitstagung „Verbund-Bauweise“ am 20. und 21. April 1950 in Hannover.

Schwanentorbrücke Duisburg.

Von Obering, Hermann Drese, Rheinhausen.

Die Schwanentorbrücke liegt in der verkehrsreichen Verbindungsstraße von Duisburg Stadtmitte nach Ruhrort-Hamborn. Sie überbrückt die Einfahrt zum Duisburger Innenhafen, an dem die großen Speicher liegen (Bild 1). Der Schiffsverkehr zum Hafen ist dementsprechend äußerst rege. Die alte Klappbrücke war durch die Kriegereignisse so schwer beschädigt, daß eine Wiederinstandsetzung nicht in Erwägung gezogen wurde. Die neue Brücke ist als Hubbrücke errichtet, da diese Konstruktion den vorliegenden Verkehrsbedürfnissen am besten entspricht. Die Durchfahrtsöffnung für den Schiffsverkehr beträgt 18 m. Für den Straßenverkehr ist eine Fahrbahnbreite von 12 m vorgesehen, an die sich

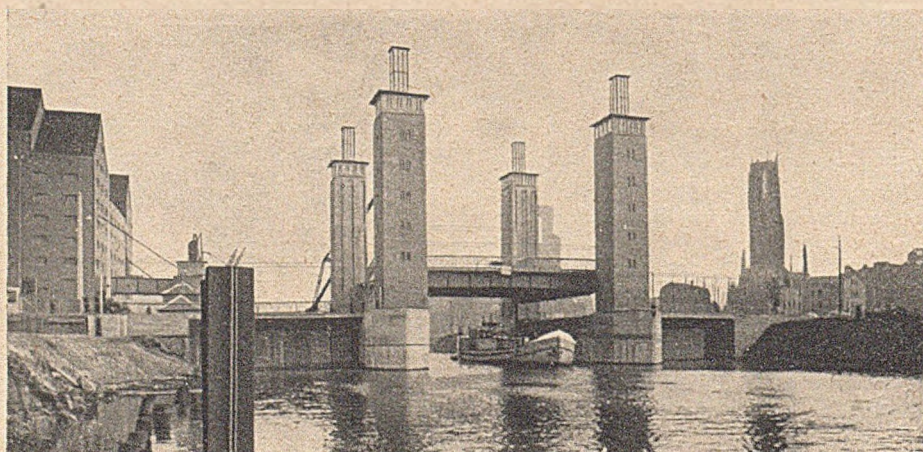


Bild 1. Brücke in angehobenem Zustand.

Über den Mittelstützen (Punkt I), in Brückenmitte (Punkt II) und am Übergang von Abschnitt A zu Abschnitt B (Punkt III) ergeben sich bei unserer Straßenbrücke folgende Spannungen in kg/cm^2 :

	σ_b^o	σ_b^u	σ_{st}^o	σ_{st}^u
Punkt I	+ 8,06	+ 10,84	+ 246,20	+ 53,80
Punkt II	+ 10,65	+ 13,75	+ 231,00	+ 35,00
Punkt III	+ 7,08	+ 10,58	+ 247,00	+ 47,00

Das Moment $M_{\Delta t} = E_b \varepsilon_b F_b s$ erzeugt bei statisch bestimmt gelagerten Trägern eine Durchsenkung. Bei statisch unbestimmten

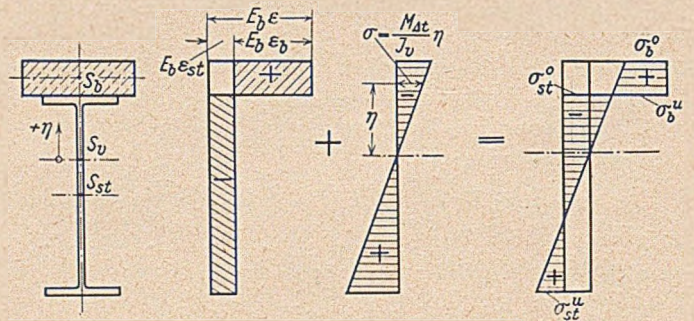


Bild 5. Entstehung des Eigenspannungsbildes infolge Δt .

Tragwerken entstehen die statisch Überzähligen $X_{i \Delta t}$. Zu ihrer Ermittlung führt man die Belastungsglieder $Z_{i \Delta t} = -\int M_i M_{\Delta t} \frac{J_c}{J} dx$ in die Matrix ein.

Die Superpositionsformel $M_m = X_{1 \Delta t} \cdot M_{m1} + \dots + X_{n \Delta t} \cdot M_{mn}$ liefert die endgültigen Momente. Für Verformungen gilt entsprechend:

$$\delta_m = \delta_{m \Delta t} + X_{1 \Delta t} \delta_{m1} + \dots + X_{n \Delta t} \delta_{mn}.$$

In unserem Beispiel ergeben sich über den Stützen und im Mittelfeld die Momente $M_m = -368,22 \text{ tm}$. In einem beliebigen Punkte sind den Spannungen infolge M_m noch die Eigenspannungen zu überlagern.

Übrigens läßt sich in gleicher Weise das zeit u n abhängige Schwinden (ohne Kriechen) behandeln, wenn man $\alpha \cdot T = \alpha \cdot \Delta t$ setzt.

(Schluß folgt.)

zu beiden Seiten je ein Radfahrweg von 1,6 m und ein Fußweg von 3,4 m Breite anschließen. Die gesamte Brückenbreite beträgt somit 22 m (Bild 3 u. 4). In die Mitte der Brücke sind die Gleise für die Straßenbahn gelegt. Die Brücke kann so hoch gehoben werden, daß die Konstruktionsunterkante 9,5 m über dem Sperrwasserspiegel liegt. **Fahrbahnrost.**

Da der zu hebende Teil der Brücke breiter als lang ist, sind als Haupttragglieder Längsträger angeordnet, die durch lastverteilende Querträger miteinander verbunden sind. Es sind 7 Längsträger vorhanden, deren Stützweite 19,5 m beträgt. An ihren Enden sind schwere Endquerträger, die sich auf drei Verkehrslager abstützen, angeschlossen. Das

mittlere dieser Lager ist so ausgebildet, daß beim Schließen der Brücke die genaue Endlage eingestellt wird, so daß ein einwandfreier Schienenübergang für die Straßenbahn vom festen Teil zur Hubbrücke gewährleistet ist.

Zwischen den Längsträgern liegen zur Unterstützung des Fahrbahnbleches und der Straßenbahnschienen Zwischenquerträger und über diesen noch Zwischenlängsträger. Durch diese Anordnung ist eine gute Aussteifung der Fahrbahnbleche gegeben, so daß auf einen besonderen Windverband verzichtet werden kann. Die Fahrbahn-
decke ist ohne weiteres imstande, die Horizontalkräfte aufzunehmen und in die Lager abzuleiten. Um das Gewicht der Hubbrücke möglichst leicht zu halten, ist als Fahrbahn-
decke eine 8 cm starke Teermakadamdecke auf die glatten Bleche aufgebracht. Die gute

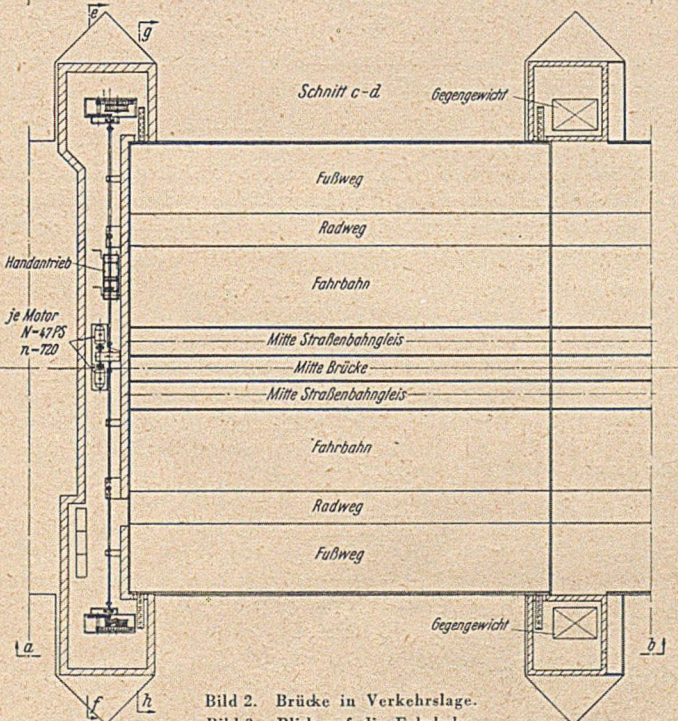
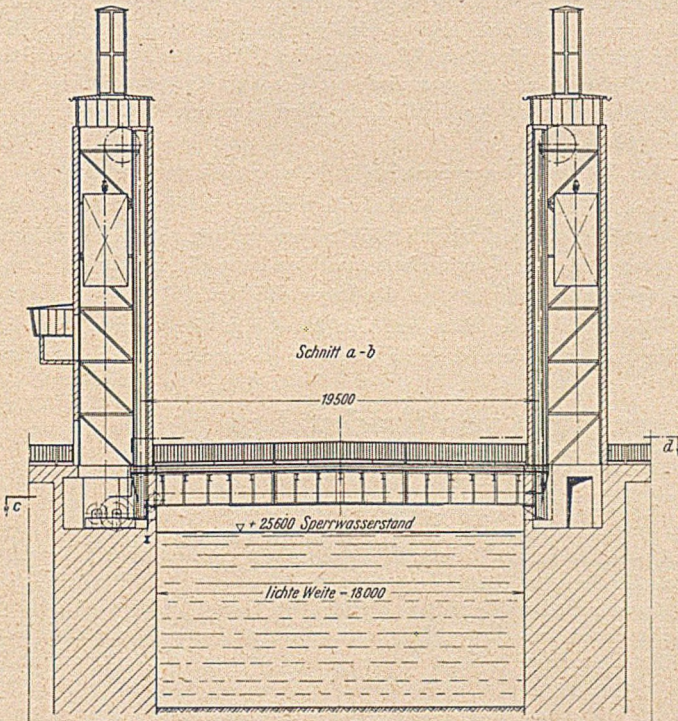


Bild 2. Brücke in Verkehrslage.
Bild 3. Blick auf die Fahrbahn.

Haftung zwischen Teermakadam und Blech ist dadurch erreicht, daß ein Drahtnetz auf die Bleche aufgeschweißt wurde. Im Bereich der Fußwege ist ebenfalls ein Flachblech mit 4 cm Asphaltüberzug vorhanden. Für die Straßenbahngleise ist eine 80 mm hohe Spezial-

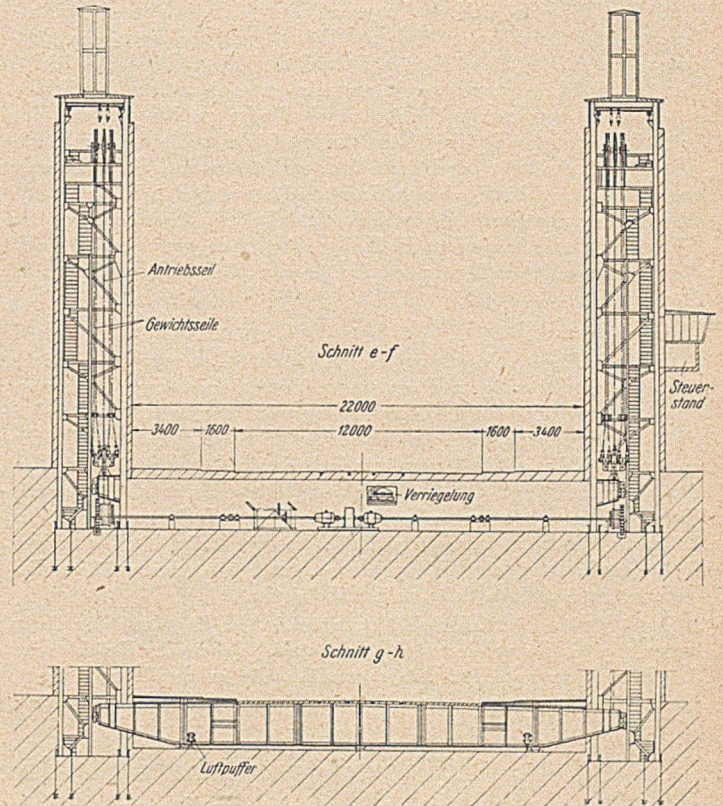


Bild 4. Antriebsanordnung und Aufhängung der Brücke.

schiene verwendet, die auf einer Zwischenlage aus Pappelholz direkt auf den Fahrbahnblechen befestigt ist.

Die an den Enden der Längsträger angeordneten Endquerträger sind bis in die Hubtürme hinein verlängert. An den beiden Enden der Querträger greifen die Seile für die Gegengewichte und auf der Duisburger Seite außerdem noch die Seile für den Antrieb an. Während der Bewegung erfolgt die Führung der Brücke in Längs- und Querrichtung durch Rollen, die an den Endquerträgern federnd aufgehängt sind und in den Hubtürmen laufen.

Hubtürme.

Über den Endquerträgern stehen 4 Hubtürme, die als Stahlskelett erbaut und mit Klinkern verkleidet sind. Die Stahlkonstruktion übernimmt sämtliche Kräfte und leitet sie in die Pfeiler ab. Die Höhe der Türme ist bedingt durch die geforderte Hubhöhe der Brücke und durch die Ausmaße der in den Türmen untergebrachten Gegengewichte. Der Grundriß der Türme ist so klein wie möglich gehalten; trotzdem ist eine bequeme Wartung aller in den Türmen be-

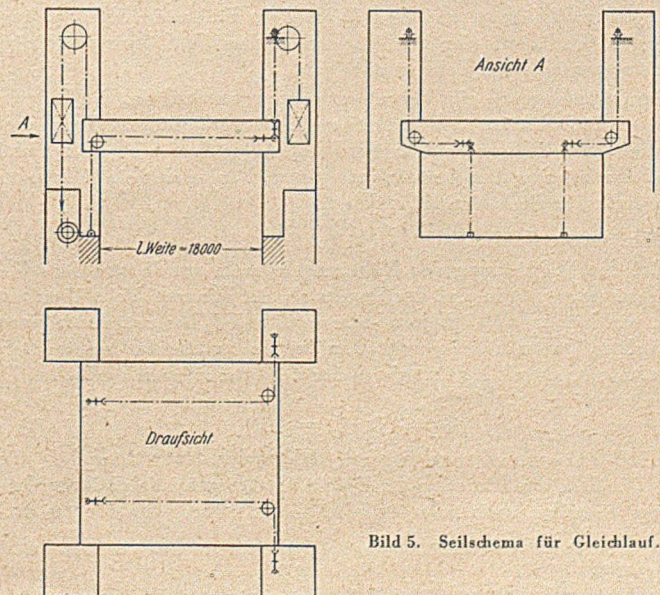


Bild 5. Seilschema für Gleichlauf.

findlichen Teile möglich, da Treppen bis zu den im oberen Teil gelagerten Seilumlenkrollen führen. Durch das Einführen der Endquerträger in die Hubtürme ergibt sich in jedem Turm ein Schlit. Um diesen Schlit zu verdecken und ein gutes Aussehen der Türme zu erhalten, werden die Schlitte durch Bleche geschlossen, die sich beim Bewegen der Brücke übereinanderschoben. Die unteren Dichtungsbleche sind mit der Brücke fest verbunden und als Flachmast ausgebildet. An ihrem oberen Ende und etwa in der Mitte ist die Oberleitung der Straßenbahn befestigt. Da an diesen Stellen der Flachmast durch besondere Rollen geführt wird, werden die durch die Verspannung auftretenden Kräfte auf die Turmkonstruktion übertragen.

Hubvorrichtung.

Die Seile für die Gegengewichte und für die Bewegung der Brücke sind somit vollständig im Turm eingeschlossen und allen Witterungseinflüssen entzogen (Bild 4). Das Eigengewicht der Brücke ist durch 4 gleich schwere Gegengewichte bis auf etwa 15 t Übergewicht der Brücke ausgeglichen. In jedem Turm befindet sich ein Gegengewicht, das an 4 Stahlseilen hängt. Die Seile führen über verhältnismäßig große Umlenkrollen im oberen Turmende zu den Endquerträgern der Brücke. Die Befestigung der Seile an der Brücke erfolgt durch Zwischenschaltung von Waagebalken, um eine gleichmäßige Belastung der einzelnen Seile zu gewährleisten.

Der Antrieb dieser Brücke ist einseitig. Er liegt auf der Duisburger Seite. Ein vollkommen horizontales Heben der Brücke wird durch zwei einfache Drahtseile erreicht, die in der Längsrichtung der Brücke über entsprechend gelagerte Umlenkrollen geführt werden.

Diese Gleichlaufseile (Bild 5) sind auf der Antriebseite mit dem Fundament verbunden und auf der nicht angetriebenen Seite der Brücke im oberen Turmende einstellbar befestigt. Durch die Anordnung einer solchen Seilführung und des einseitigen Antriebes wurden erhebliche Kosten gegenüber anderen Antriebsarten für Hubbrücken eingespart.

Die Hubseile sind zwischen den Seilen der Gegengewichte angeordnet und führen über eine Umlenkrolle im oberen Turmende zu den Antriebswinden auf der Duisburger Seite. Die Winden werden durch eine gemeinsame Verbindungswelle angetrieben, in deren Mitte ein schaltbares Stirnradvorgelege vorhanden ist, auf das zwei Elektromotore arbeiten. Durch die Anordnung von 2 Motoren und des Schaltgetriebes ist es möglich, die Brücke auch bei Ausfall eines Motors mit der halben Geschwindigkeit zu betätigen. Die Hubhöhe der Brücke beträgt max. 9,2 m und die Öffnungszeit 60 Sekunden, wobei die Brücke mit verminderter Geschwindigkeit auf ihre Verkehrslager aufgesetzt wird. Luftpuffer gewährleisten ein sanftes Aufsetzen.

Als Not- und Reserveantrieb ist Handantrieb vorgesehen.

Um die Brücke in der Verkehrslage sicher zu halten, ist an jedem Querträger eine elektrisch betätigte Verriegelung mittels Schubriegel vorgesehen. Jede Verriegelungsmaschine kann die Brücke mit einer Kraft von 10 t abwärts auf die Lager drücken.

Die Stahlkonstruktion und die Maschinenteile wurden von der Firma Stahlbau Rheinhausen entworfen und ausgeführt.

Näherungsverfahren für die Berechnung von Knickstäben mit stufenweise veränderlichem Trägheitsmoment.

Von Dipl.-Ing. Erhard Weyel, Dillenburg.

1. Allgemeines.

Die genaue Berechnung von Knickstäben mit stetig oder stufenweise veränderlichem Trägheitsmoment ist in der Literatur ausgiebig behandelt. Die Vorschriften berücksichtigen in DIN 1050 und DIN E 4114 die stetige Änderung des Trägheitsmomentes und geben hierfür die Näherungsformeln nach Bleich¹⁾ an, während über die Stäbe mit stufenweise veränderlichem Trägheitsmoment nichts ausgesagt wird. In den Erläuterungen zum Normblattentwurf DIN E 4114 ist für die Berechnung dieser Stäbe auf den Stahlbau-Kalender 1939, S. 99²⁾ verwiesen.

Das im Stahlbau-Kalender gezeigte Verfahren zur genauen Berechnung solcher Stäbe führt bei den zweistufigen Druckstäben auf eine transzendente Gleichung, bei den mehrstufigen auf transzendente Determinanten, deren Lösung nur durch rechnerisches Probieren möglich ist und infolgedessen eine erhebliche Rechenarbeit erfordert. Außerdem wird dort auf die Verwendung von Kurventafeln nach Tölke³⁾ verwiesen, die den Abminderungsgrad bei zweistufigen und bei symmetrischen dreistufigen Stäben in Abhängigkeit von dem Verhältnis der Feldlängen und dem Verhältnis der Trägheitsmomente in den Feldern anzeigen.

Im folgenden soll ein Verfahren gezeigt werden, das die Berechnung von Druckstäben mit stufenweise veränderlichem Trägheitsmoment in beliebiger Feldlänge und beliebiger Stufenfolge für 2 und 3 Stufen in guter Annäherung gestattet und dabei nur ein Minimum von einfacher Rechenarbeit verlangt.

2. Zweistufige Stäbe.

Bei der Entwicklung der Näherungsformeln wurde von dem Gedanken ausgegangen, daß der Druckstab, der aus zwei Teilstäben mit den verschiedenen Trägheitsmomenten J_1 und J_2 besteht, durch einen gedachten Stab mit dem gemittelten Trägheitsmoment J' ersetzt werden kann, dessen Knicklast gleich der des tatsächlichen Stabes ist. Es muß also sein

$$K = f(J_1, J_2) = f(J') \dots \dots \dots (1)$$

Die Größe von J' resultiert aus den vorhandenen J_1 und J_2 und dem Einfluß, den diese beiden Trägheitsmomente infolge ihrer Größenverhältnisse zueinander und des Anteils ihrer Stablängen auf-

einander haben. D. h. jeder Teilstab erhält ein bestimmtes Gewicht, das für den Anteil, mit dem er an dem gesuchten, gemittelten Trägheitsmoment beteiligt ist, maßgebend ist. Die mit Hilfe der Gewichte gefundenen reduzierten Trägheitsmomente J'_1 und J'_2 der einzelnen Stäbe ergeben in ihrer Summe das gemittelte Trägheitsmoment J' .

Es ist also

$$J' = J'_1 + J'_2 \dots \dots \dots (2a)$$

$$J' = J_1 \cdot \varphi_1 + J_2 \cdot \varphi_2 \dots \dots \dots (2b)$$

worin φ_1 und φ_2 die Reduktionsfaktoren darstellen. Bringt man die Reduktionsfaktoren in die Form

$$\varphi_1 = \frac{A_1}{A_1 + A_2}; \quad \varphi_2 = \frac{A_2}{A_1 + A_2} \dots \dots \dots (3)$$

und bezeichnet man ferner die zu J_1 gehörige Stablänge mit l_1 , die zu J_2 gehörige Stablänge mit l_2 , den Unterschied zwischen J_1 und J_2 mit ΔJ , so sind zur näherungsweise Erfüllung der in Gl. (1) aufgestellten Forderung folgende Beziehungen erforderlich:

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= l_1^2 \cdot J_2 \cdot \sqrt{\frac{J_2}{J_2 + \frac{\Delta J}{3}}} \\ A_2 &= l_2^2 \cdot J_1 \cdot \sqrt{\frac{J_1}{J_1 + \frac{\Delta J}{3}}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

Setzt man

$$\left. \begin{aligned} \sqrt{\frac{J_2}{J_2 + \frac{\Delta J}{3}}} &= C_{21} \\ \sqrt{\frac{J_1}{J_1 + \frac{\Delta J}{3}}} &= C_{12} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5)$$

so wird aus Gl. (4)

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= l_1^2 \cdot J_2 \cdot C_{21} \\ A_2 &= l_2^2 \cdot J_1 \cdot C_{12} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6)$$

Das gemittelte Trägheitsmoment erhält dann die Form

$$J' = J_1 \cdot \frac{A_1}{A_1 + A_2} + J_2 \cdot \frac{A_2}{A_1 + A_2} \dots \dots \dots (7)$$

¹⁾ Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, § 10. Berlin 1924, Jul. Springer.

²⁾ 5. Aufl. Berlin 1939, Wilh. Ernst & Sohn.

³⁾ Tölke, Bauing. 1929, S. 601.

Um bei der Rechnung große Zahlen zu vermeiden, ist es zweckmäßig, anstatt mit den vollen J mit $J/100$ oder $J/1000$ zu rechnen.

Zur Untersuchung des Genauigkeitsgrades der Formel (7) wurden verschiedene Vergleichsberechnungen nach der genauen Methode angestellt. Das Ergebnis sei an einigen Beispielen dargestellt.

Es werde ein Druckstab nach Bild 1 mit den abgestuften Trägheitsmomenten $J_1 = 1360 \text{ cm}^4$, $J_2 = 4030 \text{ cm}^4$ und der Gesamtlänge $l = 9,00 \text{ m}$ gewählt.

Die Teillängen seien $l_1 = 5,25 \text{ m}$, $l_2 = 3,75 \text{ m}$.

Die Berechnung ergibt dann

$$\Delta J = 4030 - 1360 = 2670 \text{ cm}^4$$

$$\frac{\Delta J}{3} = \frac{2670}{3} = 890 \text{ cm}^4$$

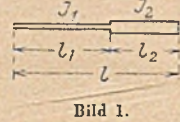


Bild 1.

Nach Gl. (5) $C_{21} = \sqrt{\frac{4030}{4030 + 890}} = \sqrt{\frac{4030}{4920}} = 0,906$

$$C_{12} = \sqrt{\frac{1360}{1360 + 890}} = \sqrt{\frac{1360}{2250}} = 0,778$$

Nach Gl. (6) $A_1 = 5,25^2 \cdot 4,03 \cdot 0,906 = 100$

$$A_2 = 3,75^2 \cdot 1,36 \cdot 0,778 = 15$$

$$A_1 + A_2 = 115$$

Nach Gl. (7) $J' = 1360 \cdot \frac{100}{115} + 4030 \cdot \frac{15}{115} = 1708 \text{ cm}^4$

Die Knicklast ist dann $K = \frac{\pi^2 \cdot 2100 \cdot 1708}{900^2} = 43,6 \text{ t}$.

Bei genauer Berechnung nach dem Stahlbau-Kalender ergibt sich folgendes:

Die transzendente Gleichung ist im vorliegenden Fall für $z = 2,035$ erfüllt.

Die Knicklast errechnet sich daraus zu

$$K = \left(\frac{2,035}{\pi}\right)^2 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2100 \cdot 4030}{900^2} = 43,2 \text{ t}$$

Der Fehler beträgt also $43,6 - 43,2 = 0,4 \text{ t}$ oder $0,9\%$.

Im folgenden wird auf die Berechnung der Knicklast verzichtet und nur die Größe der entsprechenden Trägheitsmomente gegenübergestellt.

Für andere Längen l_1 und l_2 desselben Stabes sind die Ergebnisse in Tafel 1 und graphisch in Bild 2 dargestellt.

Tafel 1.

l_1 m	l_2 m	J' genähert cm ⁴	J' genau cm ⁴	Fehler cm ⁴	Fehler %
1,50	7,50	3715	3780	- 65	- 1,7
2,25	6,75	3288	3300	- 12	- 0,4
3,75	5,25	2328	2260	+ 68	+ 3,0
4,50	4,50	1958	1930	+ 28	+ 1,5
5,25	3,75	1708	1692	+ 16	+ 0,9
6,75	2,25	1440	1445	- 5	- 0,3
7,50	1,50	1392	1385	+ 7	+ 0,5

In Bild 2 sind ferner die entsprechenden Kurven für den Stab mit $J_1 = 1360 \text{ cm}^4$, $J_2 = 2140 \text{ cm}^4$ und der Gesamtlänge $l = 6,00 \text{ m}$ dargestellt. Die größten auftretenden Fehler betragen hier

$$+ 0,9\% \text{ bei } l_1 = 3,50 \text{ m}, l_2 = 2,50 \text{ m}$$

$$- 0,8\% \text{ bei } l_1 = 1,00 \text{ m}, l_2 = 5,00 \text{ m}.$$

Untersucht man die Grenzfälle, so findet man, daß die genäherten Werte in die genauen übergehen. Wird l_2 mit J_2 immer kleiner, bis $l_2 = 0$ wird, so erreicht l_1 mit J_1 den Wert l . In Gl. (6) wird $A_2 = 0$ und Gl. (7) geht über in

$$J' = J_1 \cdot \frac{A_1}{A_1} = J_1$$

Nähert sich J_2 dem Wert J_1 bis $J_1 = J_2$ ist, so wird $\Delta J = 0$ und in Gl. (5) wird

$$C_{21} = \sqrt{\frac{J_2}{J_2}} = 1;$$

$$C_{12} = \sqrt{\frac{J_1}{J_1}} = 1.$$

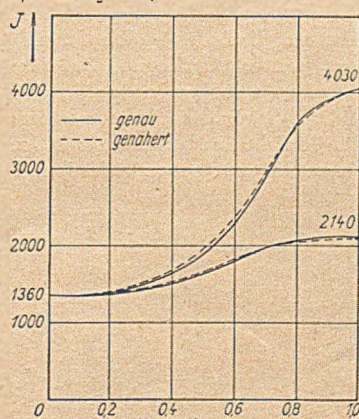


Bild 2.

Gl. (6) geht über in $A_1 = l_1^2 \cdot J_1$; $A_2 = l_2^2 \cdot J_1$, und das gemittelte Trägheitsmoment lautet dann nach Gl. (7)

$$J' = J_1 \cdot \frac{l_1^2 \cdot J_1}{(l_1^2 + l_2^2) \cdot J_1} + J_1 \cdot \frac{l_2^2 \cdot J_1}{(l_1^2 + l_2^2) \cdot J_1} = J_1 \cdot \frac{l_1^2 + l_2^2}{l_1^2 + l_2^2} = J_1$$

3. Dreistufige Stäbe.

Die Gedankengänge, die zu den oben gezeigten Gleichungen führten, lassen sich im gleichen Sinn auf die näherungsweise Berechnung des dreistufigen Stabes weiter entwickeln. Man betrachtet jeden Stabteil, dessen reduziertes Trägheitsmoment einen bestimmten Anteil des gesuchten gemittelten Trägheitsmomentes ausmacht, als Grundstab und berücksichtigt den Einfluß der anschließenden Stabteile auf das Gewicht des jeweiligen Grundstabes.

Als Grundsystem des dreistufigen Stabes wird der symmetrische Stab betrachtet, bei dem $J_1 < J_2$, $J_3 < J_2$ und $l_1 = l_3$ ist. Die weiteren Stabtypen mit beliebigen Längen der Stabteile sowie Stäbe, bei denen das Trägheitsmoment eines oder beider äußeren Stabteile größer als das des mittleren ist, werden nach der gleichen Grundformel mit entsprechenden Berichtigungsfaktoren berechnet.

a) Beide äußeren Trägheitsmomente kleiner als mittleres, Stablängen symmetrisch (Bild 3).

Analog den Formeln für den zweistufigen Stab setzt sich das gemittelte Trägheitsmoment aus den reduzierten Einzelträgheitsmomenten zusammen.

$$J' = J_1 \cdot \varphi_1 + J_2 \cdot \varphi_2 + J_3 \cdot \varphi_3 \dots (8)$$

Ferner ist entsprechend Gl. (3)

$$\varphi_1 = \frac{A_1}{A_1 + A_2 + A_3}; \quad \varphi_2 = \frac{A_2}{A_1 + A_2 + A_3}; \quad \varphi_3 = \frac{A_3}{A_1 + A_2 + A_3} \quad (9)$$

Der Unterschied zwischen J_1 und J_2 werde mit ΔJ_{12} , zwischen J_2 und J_3 mit ΔJ_{23} bezeichnet. Die Konstanten C werden entsprechend Gl. (5)

$$\left. \begin{aligned} C_{12} &= \sqrt{\frac{J_1}{J_1 + \frac{\Delta J_{12}}{3}}}; & C_{21} &= \sqrt{\frac{J_2}{J_2 + \frac{\Delta J_{12}}{3}}} \\ C_{23} &= \sqrt{\frac{J_2}{J_2 + \frac{\Delta J_{23}}{3}}}; & C_{32} &= \sqrt{\frac{J_3}{J_3 + \frac{\Delta J_{23}}{3}}} \end{aligned} \right\} (10)$$

Die in Gl. (1) aufgestellte Forderung wird erweitert in

$$K = f(J_1, J_2, J_3) = f(J')$$

und ist näherungsweise erfüllt, wenn

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= l_1^2 \left(J_2 \cdot C_{21} - \frac{l_3^2}{l_2^2 + l_3^2} \cdot \Delta J_{23} \right) \\ A_2 &= l_2^2 \left(J_1 \cdot C_{12} + J_3 \cdot C_{32} \right) \\ A_3 &= l_3^2 \left(J_2 \cdot C_{23} - \frac{l_1^2}{l_2^2 + l_1^2} \cdot \Delta J_{12} \right) \end{aligned} \right\} \dots (11)$$

ist. Das gemittelte Trägheitsmoment erhält man aus den Gl. (11) zu

$$J' = J_1 \cdot \frac{A_1}{A_1 + A_2 + A_3} + J_2 \cdot \frac{A_2}{A_1 + A_2 + A_3} + J_3 \cdot \frac{A_3}{A_1 + A_2 + A_3} \dots (12)$$

Die zweiten Klammglieder in den Ausdrücken A_1 und A_3 der Gl. (11) bezeichnen den Einfluß des zweiten folgenden Stabteiles auf das Gewicht des betreffenden Grundstabes. Vergleicht man die Gl. (11) mit den Gl. (6) des zweifeldrigen Stabes, so erkennt man, daß bei dem Verschwinden des dritten Stabteiles die Gleichung in die des zweifeldrigen Stabes übergeht.

In einigen Beispielen soll die Richtigkeit der aufgestellten Beziehungen und ihr Näherungswert gezeigt werden.

Es werde ein symmetrischer Stab mit den Werten

$$J_1 = J_3 = 1200 \text{ cm}^4, \quad J_2 = 4800 \text{ cm}^4, \quad l = 10,0 \text{ m} \quad (\text{Bild 4})$$

zugrunde gelegt. Für das Rechenbeispiel sei

$$l_1 = l_3 = 3,0 \text{ m}, \quad l_2 = 4,0 \text{ m}.$$

Die Berechnung ergibt:

$$\Delta J_{12} = \Delta J_{23} = 3600 \text{ cm}^4; \quad \frac{\Delta J_{12}}{3} = \frac{\Delta J_{23}}{3} = \frac{3600}{3} = 1200 \text{ cm}^4.$$

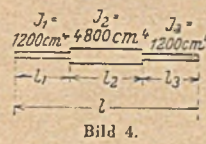


Bild 4.

Nach Gl. (10)

$$C_{12} = C_{22} = \sqrt{\frac{1200}{1200 + 1200}} = \sqrt{\frac{1200}{2400}} = 0,707$$

$$C_{21} = C_{23} = \sqrt{\frac{4800}{4800 + 1200}} = \sqrt{\frac{4800}{6000}} = 0,895$$

Nach Gl. (11)

$$A_1 = 3,0^2 \left(4,30 - \frac{3,0^2}{4,0^2 + 3,0^2} \cdot 3,6 \right) = 27,0$$

$$A_2 = 4,0^2 (1,20 \cdot 0,707 + 1,20 \cdot 0,707) = 27,1$$

$$A_3 = A_1 = 27,0$$

$$A_1 + A_2 + A_3 = 81,1$$

Nach Gl. (12)

$$J' = 1200 \cdot \frac{27,0}{81,1} + 4800 \cdot \frac{27,1}{81,1} + 1200 \cdot \frac{27,0}{81,1} = 2398 \text{ cm}^4$$

Die genaue Berechnung nach dem Stahlbau-Kalender ergibt folgendes:

Die transzendente Determinante ist bei den vorliegenden Verhältnissen erfüllt für den Wert $z = 2,23$.

Der genaue Wert des gemittelten Trägheitsmomentes errechnet sich daraus zu

$$\left(\frac{z}{\pi}\right)^2 \cdot J_2 = \left(\frac{2,23}{\pi}\right)^2 \cdot 4800 = 2425 \text{ cm}^4$$

Der Fehler beträgt also $2425 - 2398 = 27 \text{ cm}^4$ oder 1,1%.

Für andere Verhältnisse von l_1 bzw. l_3 und l_2 sind die Ergebnisse in folgender Tafel 2 und graphisch in Bild 5 dargestellt.

Tafel 2.

l_1 l_3 m	l_2 m	J' genähert cm ⁴	J' genau cm ⁴	Fehler	
				cm ⁴	%
0,5	9,0	4738	4800	-62	-1,3
1,0	8,0	4536	4600	-64	-1,4
1,5	7,0	4150	4170	-20	-0,5
2,0	6,0	3570	3550	+20	+0,6
2,5	5,0	2946	2930	+16	+0,5
3,0	4,0	2398	2425	-27	-1,1
3,5	3,0	1988	2020	-32	-1,6
4,0	2,0	1666	1680	-14	-0,8
4,5	1,0	1368	1390	-22	-1,6

Die Kurve des symmetrischen, dreifach abgestuften Stabes mit den Trägheitsmomenten

$$J_1 = J_3 = 1500 \text{ cm}^4, \quad J_2 = 9000 \text{ cm}^4,$$

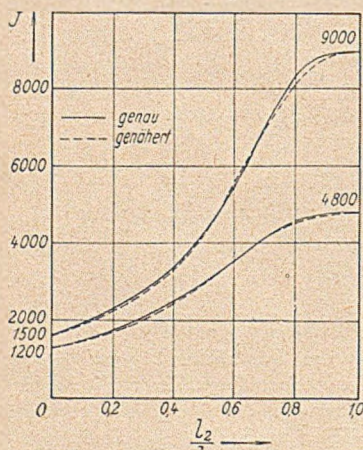


Bild 5.

die ebenfalls in Bild 5 dargestellt ist, zeigt, daß sich auch hier der Fehler in denselben Grenzen bewegt.

b) Äußere Trägheitsmomente kleiner als mittleres, Stablängen beliebig (Bild 6).

Während bei symmetrischen Stablängen sich der gegenseitige Einfluß der Längen auf die Gewichte ausgleicht und

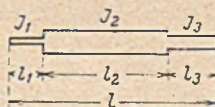


Bild 6.

durch den Faktor 1 ausgedrückt werden kann, muß er bei unsymmetrischen Stablängen besonders angesetzt werden. Anstatt der wahren Trägheitsmomente sind jetzt die mit den Faktoren L_i multiplizierten Trägheitsmomente in Gl. (11) einzusetzen. Diese Faktoren L_i sind dabei:

$$\left. \begin{aligned} L_1 &= \sqrt{\frac{l_1}{l_1 + \frac{\Delta l_{13} \cdot l_3}{l}}} ; & L_2 &= \sqrt{\frac{l_2}{l_2 + \frac{\Delta l_{13} \cdot l_1 \cdot l_3}{l^2}}} \\ L_3 &= \sqrt{\frac{l_3}{l_3 + \frac{\Delta l_{13} \cdot l_1}{l}}} \end{aligned} \right\} (13)$$

Darin bedeutet Δl_{13} den Unterschied zwischen l_1 und l_3 . Ist $l_1 = l_3$, so wird $\Delta l_{13} = 0$ und die L_i -Werte werden = 1.

Die Gl. (11) werden bei beliebigen Teilstabängen zu

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= l_1^2 \left(J_2 \cdot C_{21} \cdot L_2 - \frac{l_3^2}{l_2^2 + l_3^2} \cdot \Delta J_{23} \right) \\ A_2 &= l_2^2 \left(J_1 \cdot C_{12} \cdot L_1 + J_3 \cdot C_{32} \cdot L_3 \right) \\ A_3 &= l_3^2 \left(J_2 \cdot C_{23} \cdot L_2 - \frac{l_1^2}{l_2^2 + l_1^2} \cdot \Delta J_{12} \right) \end{aligned} \right\} \dots (14)$$

Das gemittelte Trägheitsmoment ergibt sich nach Gl. (12).

Als Beispiel werde der oben untersuchte Stab mit den Trägheitsmomenten

$$J_1 = J_3 = 1200 \text{ cm}^4, \quad J_2 = 4800 \text{ cm}^4$$

und den Längen

$$l_1 = 1,0 \text{ m}, \quad l_2 = 4,0 \text{ m}, \quad l_3 = 5,0 \text{ m}$$

betrachtet (Bild 7).

Die Konstanten C bleiben erhalten, und zwar

$$C_{12} = C_{32} = 0,707; \quad C_{21} = C_{23} = 0,895.$$

Die Längenfaktoren L errechnen sich nach Gl. (13) zu

$$L_1 = \sqrt{\frac{1,0}{1 + \frac{4 \cdot 5}{10}}} = 0,577; \quad L_2 = \sqrt{\frac{4,0}{4,0 + \frac{4 \cdot 1 \cdot 5}{100}}} = 0,976;$$

$$L_3 = \sqrt{\frac{5,0}{5,0 + \frac{4 \cdot 1}{10}}} = 0,963.$$

Nach Gl. (14) wird

$$A_1 = 1,0^2 \left(4,8 \cdot 0,895 \cdot 0,976 - \frac{25}{16 + 25} \cdot 3,6 \right) = 2,0$$

$$A_2 = 4,0^2 (1,2 \cdot 0,707 \cdot 0,577 + 1,2 \cdot 0,707 \cdot 0,963) = 20,9$$

$$A_3 = 5,0^2 \left(4,8 \cdot 0,895 \cdot 0,976 - \frac{1}{16 + 1} \cdot 3,6 \right) = 99,5$$

$$A_1 + A_2 + A_3 = 122,4$$

Das gemittelte Trägheitsmoment wird nach Gl. (12)

$$J' = 1200 \cdot \frac{2,0}{122,4} + 4800 \cdot \frac{20,9}{122,4} + 1200 \cdot \frac{99,5}{122,4} = 1815 \text{ cm}^4$$

Bei der genauen Berechnung ist die transzendente Determinante für $z = 1,91$ erfüllt. Das Trägheitsmoment wird danach

$$J' = \left(\frac{1,91}{\pi}\right)^2 \cdot 4800 = 1780 \text{ cm}^4$$

Der Fehler beträgt also 35 cm^4 oder 2,0%.

c) Ein äußeres Trägheitsmoment größer als mittleres, Stablängen beliebig.

Zur Berechnung eines Stabes mit stufenweise steigendem Trägheitsmoment nach Bild 8 können die oben gezeigten Formeln mit geringer Ergänzung verwandt werden. Bezeichnet J_1 und l_1 den Teilstab mit dem kleinsten Trägheitsmoment, J_2 und l_2 den mittleren und J_3 mit l_3 den äußeren Teilstab mit dem größten Trägheitsmoment, so stellen sich die Formeln folgendermaßen dar:

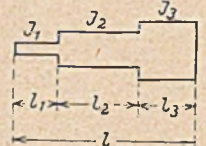


Bild 8.

Da J_3 größer ist als J_2 , muß sich dies auch vergrößernd auf das Gewicht des entfernteren Stabteiles J_1 , l_1 auswirken. Das zweite Klammerglied, das in den Gl. (11) und (14) bei A_1 negativ war, ist jetzt positiv einzusetzen. Das zweite Klammerglied bei A_3 bleibt negativ, da das gegenüber J_2 kleinere J_1 vermindern auf das Gewicht A_3 wirkt. Zur Erzielung einer guten Annäherung ist außerdem das Gewicht des Stabteiles mit dem kleinsten Trägheitsmoment mit einem Faktor ν_1 zu vervielfachen. Dieser Faktor lautet

$$\nu_1 = \sqrt{\frac{\sqrt{J_2 \cdot l_2} + \sqrt{J_3 \cdot l_3}}{\sqrt{2 \cdot J_1 \cdot l_1}}} \quad (15)$$

Die Gl. (14) ändern sich dann bei beliebigen Stablängen in

$$A_1 = l_1^2 \left(J_2 \cdot C_{21} \cdot L_2 + \frac{l_3^2}{l_2^2 + l_3^2} \cdot J_{23} \right) \cdot \nu_1 \dots (16)$$

$$A_2 \text{ wie in Gl. (14); } A_3 \text{ wie in Gl. (14).}$$

Als Beispiel werde der Stab nach Bild 9 durchgerechnet.

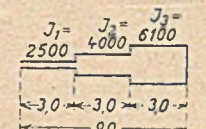


Bild 9.

Nach Gl. (10)

$$C_{12} = 0,914 \quad C_{21} = 0,944$$

$$C_{23} = 0,923 \quad C_{32} = 0,947.$$

Nach Gl. (13)

$$L_1 = L_2 = L_3 = 1.$$

Nach Gl. (15)

$$\nu_1 = \sqrt{\frac{\sqrt{6100 \cdot 3} + \sqrt{4000 \cdot 3}}{\sqrt{2 \cdot 2500 \cdot 3}}} = 1,410.$$

Nach Gl. (14) bzw. Gl. (16)

$$A_1 = 61,0; A_2 = 72,5; A_3 = 26,4; \quad A_1 + A_2 + A_3 = 159,9.$$

Nach Gl. (12)

$$J' = 955 + 1818 + 1010 = 3783 \text{ cm}^4.$$

Für die genaue Berechnung ergibt sich mit $z = 2,46$ ein Trägheitsmoment von

$$J' = \left(\frac{2,46}{\pi}\right)^2 \cdot 6100 = 3750 \text{ cm}^4.$$

Der Fehler beträgt 33 cm^4 oder $0,9\%$.

Für einen anderen Stab mit den Trägheitsmomenten

$$J_1 = 1500 \text{ cm}^4 \quad J_2 = 2500 \text{ cm}^4 \quad J_3 = 3100 \text{ cm}^4$$

und einer Gesamtlänge von $l = 7,0 \text{ m}$ bringen die gezeigten Formeln folgende Ergebnisse (Tafel 3):

Tafel 3.

Stabform	J' genähert cm ⁴	J' genau cm ⁴	Fehler	
			cm ⁴	%
	2784	2790	- 6	- 0,2
	2431	2390	+ 41	+ 1,7
	2246	2260	- 14	- 0,6
	1713	1760	- 47	- 2,7

Für einen Stab mit den Werten

$$J_1 = 300 \text{ cm}^4 \quad J_2 = 900 \text{ cm}^4 \quad J_3 = 1500 \text{ cm}^4$$

und einer Gesamtlänge von $l = 7,0 \text{ m}$ sind die entsprechenden Werte in Tafel 4 eingetragen:

Tafel 4.

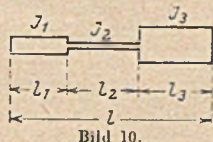
Stabform	J' genähert cm ⁴	J' genau cm ⁴	Fehler	
			cm ⁴	%
	1407	1405	+ 2	+ 0,1
	1133	1100	+ 33	+ 3,0
	342	384	- 42	- 11,0

Die aufgeführten Beispiele und andere hier nicht vorgeführte Rechenproben zeigen, daß eine größere prozentuale Ungenauigkeit erst eintritt, wenn der Unterschied zwischen den einzelnen Trägheitsmomenten das Mehrfache des kleinsten beträgt und wenn der weitest aus größte Stabteil von dem kleinsten Trägheitsmoment eingenommen wird. Diese Fehler sind aber immer negativ, so daß das Ergebnis auf der sicheren Seite liegt. Bei weiter wachsender Länge des min J Stabteiles konvergiert der Fehler wieder gegen 0.

d) Beide äußeren Trägheitsmomente größer als mittleres, Stablängen beliebig (Bild 10).

Die Formeln zur Berechnung dieses Stabsystems fußen ebenfalls auf den Gl. (14). Da jetzt beide äußeren Trägheitsmomente vergrößert auf das Gewicht des jeweils entfernten Stabteiles wirken, sind in den Gl. (14) bei A_1 und A_3 die zweiten Klammerglieder positiv einzusetzen. Außerdem ist wieder das Gewicht des Stabteiles mit dem kleinsten Trägheitsmoment (also A_2) mit einem Faktor ν_2 zu vervielfachen.

Dieser Faktor lautet:



$$\nu_2 = \frac{l_{kl}}{l_{gr}} \sqrt{\frac{1}{J_2} \cdot \sqrt{3(J_1 + J_3) \cdot (\Delta J_{12} + \Delta J_{32})} \cdot \frac{\sqrt{l_1^2 + l_3^2}}{l_2}} \quad (17)$$

Darin bedeutet l_{kl} die kleinere Außenstablänge, l_{gr} die größere Außenstablänge. Bei Symmetrie wird $\frac{l_{kl}}{l_{gr}} = 1$.

Die Gl. (14) ändern sich damit in

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= l_1^2 \left(J_2 \cdot C_{21} \cdot L_2 + \frac{l_3^2}{l_2^2 + l_1^2} \cdot \Delta J_{23} \right) \\ A_2 &= l_2^2 \left(J_1 \cdot C_{12} \cdot L_1 + J_3 \cdot C_{32} \cdot L_3 \right) \cdot \nu_2 \\ A_3 &= l_3^2 \left(J_2 \cdot C_{23} \cdot L_2 + \frac{l_1^2}{l_2^2 + l_1^2} \cdot \Delta J_{12} \right) \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

Das gemittelte Trägheitsmoment ergibt sich wieder nach Gl. (12).

Zur Prüfung des Genauigkeitsgrades werden zwei Stäbe untersucht. Stab 1 habe die Trägheitsmomente

$$J_1 = 3100 \text{ cm}^4, \quad J_2 = 2500 \text{ cm}^4, \quad J_3 = J_1 = 3100 \text{ cm}^4.$$

Für die Längenverhältnisse (Bild 11)

$$l_1 = l_2 = l_3 = 3,0 \text{ m}, \quad l = 9,0 \text{ m}$$

ergibt sich folgendes:

$$C_{12} = C_{32} = 0,970; \quad C_{21} = C_{23} = 0,963; \quad L_1 = L_2 = L_3 = 1$$

Nach Gl. (17)

$$\nu_2 = \frac{3}{3} \sqrt{\frac{1}{2500} \cdot \sqrt{3(3100 + 3100) \cdot (600 + 600)} \cdot \frac{\sqrt{9 + 9}}{3}}$$

$$= \sqrt{\frac{4720}{2500} \cdot \frac{\sqrt{18}}{3}} = 1,942.$$

Nach Gl. (18)

$$A_1 = 23,3; \quad A_2 = 54,2 \cdot 1,942 = 105,4; \quad A_3 = 23,3;$$

$$A_1 + A_2 + A_3 = 152,0$$

Nach Gl. (12)

$$J' = 475 + 1735 + 475 = 2685 \text{ cm}^4$$

Die genaue Berechnung ergibt mit $z = 2,94$

$$J' = \left(\frac{2,94}{\pi}\right)^2 \cdot 3100 = 2720 \text{ cm}^4.$$

Der Fehler beträgt 35 cm^4 oder $1,3\%$.

Tafel 5.

Stabform	J' genähert cm ⁴	J' genau cm ⁴	Fehler	
			cm ⁴	%
	2904	2940	- 36	- 1,2
	2592	2560	+ 32	+ 1,3

Tafel 6.

Stabform	J' genähert cm ⁴	J' genau cm ⁴	Fehler	
			cm ⁴	%
	1105	1140	- 35	- 3,1
	796	785	+ 11	+ 1,4
	478	422	- 4	- 0,9
	322	333	- 11	- 3,3

Für einen unsymmetrischen Stab mit denselben Trägheitsmomenten nach Bild 12 verläuft die Rechnung folgendermaßen:

Die C-Werte bleiben unverändert.

Die L-Werte lauten

$$L_1 = \sqrt{\frac{3,0}{3,0 + \frac{2 \cdot 5}{9}}} = 0,855; \quad L_2 = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 3 \cdot 5}{81}}} = 0,855,$$

$$L_3 = \sqrt{\frac{5}{5 + \frac{2 \cdot 3}{9}}} = 0,940.$$

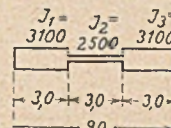


Bild 11.

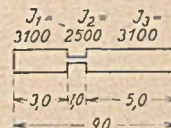


Bild 12.

Der ν -Faktor wird jetzt

$$\nu_2 = \frac{3}{5} \cdot \sqrt{\frac{4720}{2500}} \cdot \frac{\sqrt{9+25}}{1} = 4,81.$$

Nach Gl. (18) wird

$$A_1 = 24,4; \quad A_2 = 26,0; \quad A_3 = 66,9;$$

$$A_1 + A_2 + A_3 = 117,3.$$

Nach Gl. (12)

$$J' = 645 + 553 + 1770 = 2968 \text{ cm}^4.$$

Die genaue Berechnung ergibt mit $z = 3,09$

$$J' = \left(\frac{3,09}{\pi}\right)^2 \cdot 3100 = 3000 \text{ cm}^4.$$

Der Fehler beträgt 32 cm^4 oder $1,0\%$.

Für andere Längenverhältnisse des Stabes 1 ergeben sich die Werte der Tafel 5.

Verschiedenes

Internationale Tagung für zerstörungsfreie Werkstoff-Prüfung in Saarbrücken.

Vom 30. 11. bis 2. 12. 1950 fand in Saarbrücken eine internationale Tagung für zerstörungsfreie Werkstoff-Prüfung statt, zu der das Institut für Metallforschung und das Institut für Schweißtechnik in Saarbrücken, der Verein Deutscher Eisenhüttenleute, die Deutsche Gesellschaft für Metallkunde, die Deutsche Gesellschaft für zerstörungsfreie Werkstoff-Prüfung und die Société Française de Metallurgie eingeladen hatten. Rund 400 Fachleute aus den verschiedensten europäischen Ländern nahmen an den über 20 Vorträgen teil.

In den meisten Vorträgen wurden vorzugsweise die Verfahren und die Einrichtungen für die zerstörungsfreie Werkstoff-Prüfung behandelt, Ausführungen über eine technisch und wirtschaftlich erfolgreiche Anwendung der Verfahren traten dagegen zurück.

Verschiedene Berichte, insbesondere die von Prof. Dr. Berthold und Dr. P. Foerster, ließen deutlich erkennen, daß auf dem Gebiet der Einrichtungen und Verfahren auf magnetischer Grundlage in der letzten Zeit weiter große Fortschritte gemacht worden sind. Sehr ausgebaut und verfeinert ist daneben nach mehreren Berichten die Prüfung mit Ultraschall. Es wurde aber von verschiedenen Vortragenden in erfreulicher Weise auch herausgestellt, welche Grenzen der Anwendung dieser Verfahren gesetzt sind und welche Fehlermöglichkeiten ihnen anhaften.

Es würde zu weit führen, auf den Inhalt aller Vorträge näher einzugehen, um so mehr, als eine Anwendung auf dem Gebiete des Bauingenieurwesens für viele Verfahren nicht in Frage kommt, sei es, daß die technischen Verhältnisse es nicht zulassen, sei es, daß die Anwendung wahrscheinlich mit untragbaren Kosten verknüpft ist.

Besonderer Erwähnung wert an dieser Stelle erscheint folgendes: In einem Bericht von H. de Leiris (Paris) wurde dargelegt, daß auch das alt-überlieferte einfache Verfahren zur Feststellung von Rissen durch Bestreichen mit Kalkmilch und deren Eintrocknen weiter entwickelt worden ist, und zwar durch Anwendung von stark fluoreszierenden Flüssigkeiten.

Aus den Übersichten von W. Jellinghaus (Düsseldorf) und P. Foerster (Reutlingen) über die Entwicklung der magnetischen und elektrischen Verfahren in der zerstörungsfreien Werkstoff-Prüfung waren von Interesse die Fortschritte in der Wanddicken-Messung und der Rißtiefen-Bestimmung.

Bei dem von Foerster vorgeführten Riß-Detektor tritt der Fehler-Streuluf beim Überfahren des zu prüfenden Werkstückes mit einer Prüfsonde in Erscheinung durch Instrumentenausschlag oder akustischen Ton, die mit dem Streuluf und der Fehlergröße ansteigen. Fehler, die mehrere Zentimeter tief im Werkstück liegen, werden noch gut angezeigt. Auch unvollständige Schweißungen werden mit dem neuen quantitativen Streuluf-Meßverfahren weitgehend erfaßt.

Von den zahlreichen Berichten über die Prüfung mit Ultraschall ist zu erwähnen der von C. A. Homes, J. Ots und E. Symon (Brüssel, Charleroi) über das in Belgien angewandte Verfahren der ultrakustischen Werkstoff-Prüfung, das auf der Messung der Intensität der den Prüfling durchlaufenden Ultraschall-Wellen beruht. Mit dem Gerät, das zunächst für die Prüfung von Stahlblechen auf Dopplungen entwickelt wurde, lassen sich auch Risse, Blasen, Lunker, Einschlüsse usw. einfach feststellen, wobei naturgemäß die Ausdehnung des Fehlers eine Rolle spielt.

R. Cabarat berichtete über ein akustisches Verfahren zur Messung des Elastizitätsmoduls, und P. Bastien (Paris) behandelte Ursachen von Fehldeutungen bei der Prüfung mit Ultraschall. Trotz verschiedener Möglichkeiten für solche Fehldeutungen bei der Auswertung von Meßergebnissen dürfte der Ultraschall ein bedeutsames Untersuchungsmittel darstellen insbesondere für dicke Werkstücke, bei denen andere Verfahren versagen.

Stab 2 mit den Trägheitsmomenten

$$J_1 = 1500 \text{ cm}^4 \quad J_2 = 300 \text{ cm}^4 \quad J_3 = J_1 = 1500 \text{ cm}^4$$

erhält die Werte der Tafel 6.

Die Rechenbeispiele zeigen, daß für alle praktisch in Betracht kommenden Verhältnisse von $l_1 : l_2 : l_3$ und $J_1 : J_2 : J_3$ die Näherungsformeln Ergebnisse liefern, deren Genauigkeit in dem Rahmen liegt, der durch das Abweichen vom idealen Werkstoff, die Vereinfachung bei statischen Annahmen und die baupraktisch unvermeidlichen kleinen Fehler gegeben ist.

Anmerkung der Schriftleitung: Bei der Knickung im plastischen Bereich, die hier ausgeschaltet ist, muß noch die Veränderlichkeit der Stabquerschnitte nach Größe und Form berücksichtigt werden. Hierüber wird in Kürze berichtet.

Hinsichtlich des Einsatzes der Röntgenfeinstruktur-Untersuchung auf prüftechnischem Gebiet stellte A. Guinier (Paris) heraus, daß zahlreiche Versuche, das Problem der Dauerbeanspruchung mittels Röntgenstrahlen zu erforschen, bis heute noch kein positives Ergebnis hatten. Dagegen wird das Verfahren mit Erfolg zur Bestimmung von Eigenspannungen angewandt, bleibt hier allerdings auf die an der Oberfläche vorhandenen Eigenspannungen beschränkt.

Weitere Berichte betrafen die Anwendung von Gammastrahlen und von künstlich radioaktiven Strahlungsquellen in der Grobstruktur-Prüfung. Künstlich radioaktive Elemente sollen in vielen Fällen ein einfaches, billiges und wirksames Mittel zur zerstörungsfreien Werkstoff-Prüfung sein, obwohl die Empfindlichkeit der Prüfung mit Röntgenstrahlen größer ist und außerdem eine wesentlich kürzere Versuchsdauer zuläßt.

Es wäre zu wünschen, wenn das viele Neue, das in der zerstörungsfreien Werkstoff-Prüfung entwickelt wurde, in stärkerem Ausmaß auch praktisch laufend erprobt würde, um die wirklich sinnvollen Anwendungen einerseits, die Schwächen und Begrenzungen andererseits klarzustellen.

E. H. Schulz u. H. Bühler.

Besondere Leistungen im Bau von Druckrohrleitungen.

Im Rahmen des Ausbaues von Wasserkraften für die Energieversorgung befindet sich z. Zt. das neue Speidierkraftwerk Roßhaupten bei Füssen (Allgäu) im Bau. Für die Wasserführung vom Speicher zu den Turbinen ist eine Druckrohrleitung vorgesehen, die bei einem Durchmesser von $\max d = 8,35 \text{ m}$ als die größte aller bisher gebauten Druckrohrleitungen anzusehen ist. Die gesamte Leitung einschließlich der Abzweigungen und Krümmer in vollkommen geschweißter Ausführung stellt neben den schwierigen Konstruktionsarbeiten auch in Bezug auf Werkarbeit und Montage außergewöhnliche Anforderungen. Die Gesamtarbeiten wurden der Firma Stahlbau Lavis, Offenbach, übertragen. Über die statischen und konstruktiven Einzelheiten dieser Druckrohrleitung wird zu einem späteren Zeitpunkt im „Stahlbau“ berichtet werden.

Ergänzender Hinweis zum Aufsatz „Die Theorie der Stahlverbundbauweise in statisch unbestimmten Systemen unter Berücksichtigung des Kriecheinflusses“, Heft 2, S. 17.

In die Determinantenform angeschriebenen Lösungen der Gleichungssysteme (22d), (41b) und (43c) gelten nur für die Näherung, daß in den Klammerausdrücken links von den Gleichheitszeichen in jeder Zeile sämtliche μ_{pa} —Werte gleich dem Diagonalwert der betreffenden Zeile gesetzt werden, also für die $i = te$ Zeile: $\mu_{ia} = \dots \mu_{ii} = \dots \mu_{in}$. Über Zusärfungen folgt Weiteres.

K. Klöppel.

INHALT: Rede, gehalten bei der Gedenkfeier für Müller-Breslau am 15. Juni 1951 in der Aula der Technischen Hochschule Charlottenburg. — Der Einsatz von Schwimmkrauen großer Tragkraft bei der Montage von Stahlbrücken. — Zahlenbeispiel zur Theorie der statisch unbestimmten Tragwerke in Verbundbauweise (1. Teil). — Schwanenortbrücke Duisburg. — Näherungsverfahren für die Berechnung von Knickstäben mit stufenweise veränderlichem Trägheitsmoment. — Verschiedenes: Internationale Tagung für zerstörungsfreie Werkstoff-Prüfung in Saarbrücken. — Besondere Leistungen im Bau von Druckrohrleitungen. — Ergänzender Hinweis.

„Der Stahlbau“, Lizenz Nr. 322. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher: 87 15 56. Schriftleitung: Professor Dr.-Ing. Kurt Klöppel, (16) Darmstadt, Richard-Wagner-Weg 83. Monatlich ein Heft. Bezugspreis halbjährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 15,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Postcheckkonten: Berlin-West 16 88; Frankfurt/Main 493 38. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalenderhalbjahres. Bestellungen für das Ausland sind zu richten an: E P P A C, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages. Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169. Druck: Oskar Zsch. o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.



ERNST HEINEMANN

Beton- u. Eisenbetonbau

KÖLN

Ausführung
von

Brücken- u. Ingenieurbauten

seit 1898



Fernmeßgerät MDS 3

(für die Überwachung von Bauwerken)

zur Messung von Dehnung, Zug, Druck,
Betonspannung, Bodendruck,
Belontemperatur

H.MAIHAK A.G. HAMBURG 39

spiel gezeigt, wie stark die statischen Verhältnisse durch besondere Forderungen der Hüttenleute beeinflusst werden können, wobei eine Anlage mit vollständig geschweißtem Hochofen nach einem amerikanischen Entwurf für das Erdbebengebiet in Chile beschrieben wird.

IX b. Bauausführungen. 4 / Lamb, G. W.: Steel dam in good shape after 50 years (Stahl-Absperrwand nach 50 Jahren noch gut erhalten). *ENGNG. NEWS-REC.* 144 (1950), H. 2, S. 36—37, 3 Abb. — Eine in eine Stauwand im Jahre 1898 eingesetzte Stahl-Absperrwand aus 10 mm starken Siemens-Martin-Stahl-Buckelplatten zeigte nach 50 Jahren nur ganz geringe Abnutzung und keinerlei Verrostung an den Ankerholzen. Wassereigenschaften und verwendeter Stahl.

IX c. Stahlskelettbau. 4 / Aufstockungen durch Stahlbau. N. *BAUWELT* 6 (1951), H. 8, S. 115, 4 Abb. — Es werden verschiedene Beispiele für Aufstockungen in Stahl beschrieben. Zweigeschossige Werkstattaufbauten in Stahlskelettbauweise; Erhöhung eines dreigeschossigen Hauses um 2 Geschosse mit Längsunterzügen in Stahlfachwerk unter den neuen Decken. Erhöhung eines Stahlbetongebäudes um 2 Stockwerke mit neuen Stahlstützen.

IX f. Versuche mit Konstruktionen. 2 / Wille, F.: Die Bemessung von Trägern, die aus Holz und Stahl zusammengesetzt sind, unter besonderer Berücksichtigung des Stahlholzbalkens. *BAU* 3 (1950), H. 23, S. 555—557 u. H. 24, S. 576—577, 3 Abb., 1 Taf. — Stahlholzbalken nach Dr.-Ing. Oldemeier und seine Bemessung sowie die Bemessung von Stahlholzträgern in allgemeiner Form nach einem vom Verfasser entwickelten Kurzverfahren. Allgemeines Bemessungsverfahren für kombinierte Träger mit Zahlenbeispiel. Anschließend besonderes Bemessungsverfahren nach Dr. Oldemeier für Stahlholzbalken als Träger auf 2 Stützen mit gleichmäßig verteilter Belastung.

IX h. Schweißkonstruktionen, Versuche mit Schweißungen. 5 / Titscher, J.: Erfahrungen bei der schweißtechnischen Instandsetzung kriegsbeschädigter Eisenbahnbrücken. *TECHNIK* 5 (1950), H. 3, S. 133—140, 21 Abb. — Bericht über die bisher beim Schweißen von Brücken in der Nachkriegszeit gewonnenen Erfahrungen nebst Richtlinien für die Durchführung von Schweißungen bei der Instandsetzung beschädigter Brücken: Brückenstahl und seine Schmelzfähigkeit, Eignung zur Schweißung auf Grund der chemischen Zusammensetzung, Ersatzstähle, Energiebeschaffung, Schweißarbeit und maschinelle Ausrüstung sowie Untersuchungsgeräte. Beispiele von Ausbesserungen großer Eisenbahnbrücken mit Zeitbedarf für die Schweißarbeit und Forderung weiterer Forschungsarbeit.

IX s. Spannstahlkonstruktionen. 2 / Magnel, G.: L'acier pré-comprimé — Nouvelles considérations (Vorgepreßter Stahl — Neuere Erkenntnisse). *OSS. MÉTALL.* 15 (1950), H. 9, S. 428—435, 1 Abb., 7 Taf. — Nach Erwähnung früherer Ausführungen über Vorpessuren des Stahls bei großen Bauwerken und Hinweisen auf das neuere Schrifttum, u. a. Disdinger über vorgespanntes Rahmenwerk, wird das neue Verfahren des Verfassers beschrieben, in das Stahltragwerk Spannungen einzuführen, um Knickungen oder Verbiegen auszuschließen und die verwendeten Profile den späteren Lastbeanspruchungen anzupassen. Zur Begründung des neuen Verfahrens werden Formeln entwickelt und an praktischen Beispielen erläutert. Ersparnisse an Gewicht und Erhöhung der Tragfähigkeit je 20%.

IX v. Verbundkonstruktionen. 5 / Schürmann, J.: Ein praktisches Verfahren zur Bestimmung der Gurtplattenlängen bei Verbundträgern. *STAHLBAU* 20 (1951), H. 1, S. 14—15, 4 Abb. — Anhand eines ausgeführten Beispiels wird ein übersichtliches Verfahren entwickelt, das mit geringem Rechenaufwand die Bestimmung der Gurtplattenlänge bei Verbundträgern ermöglicht: Trägerrostbrücke mit 5 Hauptträgern und 3 lastverteilenden Querträgern.

IX v. Verbundkonstruktionen. 6 / Klöppel, K.: Die Theorie der Stahlverbundbauweise in statisch unbestimmten Systemen unter Berücksichtigung des Kriechinflusses. *STAHLBAU* 20 (1951), H. 2, S. 17—23, 5 Abb. — Die Arbeit bezweckt den in sich geschlossenen Einbau der Stahlverbundbauweise in die allgemeine Theorie der statisch unbestimmten Tragsysteme. Behandelt werden: die Lasten und Biegemomente, die plastischen Verformungen, die Verträglichkeitsbedingungen für den Verbundträger, das zeitabhängige Schwinden und die Änderung der Lagerungsbedingungen, um eine Druckvorspannung in der Betonplatte zu erzeugen.

XI m. Maschinenfundamente. 2 / Naef, R. A.: Stahlfundamente für Turbogruppen. *SCHWEIZ. BAUTG.* 68 (1950), H. 51, S. 713. — Die Darstellung — eine Ergänzung zu einer Arbeit von C. F. Kollbrunner und O. Haueter über Stahlfundamente in den „Mitteilungen über Forschungen und Konstruktion im Stahlbau“ — befaßt sich mit der Analyse des Problems der dynamischen Beanspruchungen. Anhand abgeleiteter Formeln wird nachgewiesen, daß im allgemeinen die dynamischen Kräfte umso kleiner sind, je weicher das Fundament ausgeführt wird.

Streichfertige
hochdisperse
TEGO
BLEIMENNIGE
TEGO
ROSTSCHUTZ-
DECKFARBEN

Rostschutz-Anstrich
Seit 25 Jahren bewährt



TH. GOLDSCHMIDT AG.
ESSEN 

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Tabellen

für die Ermittlung der Widerstandsmomente und des Gewichts geschweißter Blechträger von 900 bis 3000 mm Stegblechhöhe mit verschiedenen Stegblechdicken und Gurtplattenbreiten

Von

Dipl.-Ing. Ernst Weiß

Reichsbahn-Abteilungspräsident a. D.

DIN A 5. 55 Seiten. 1949. Geheftet 4,20 DM

Zu beziehen durch jede wissenschaftliche Buchhandlung sowie durch die Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168

Werkstücke
werden
auf Herz und Nieren
geprüft!



Röntgen-Apparate
für die Werkstoffprüfung

RICH. SEIFERT & Co
HAMBURG 13

XI p. Pfahlgründungen. 11 / Thaulow, S.: Emploi de pieux métalliques en Norvège (Verwendung von Metallpfählen in Norwegen). OSS. METALL. 15 (1950), H. 6, S. 287—289, 5 Abb., 1 Taf. — Beispiel für die Verwendung stählerner Pfähle bis zu 50 m Länge in Norwegen: Träger mit breiten Flanschen oder angeschweißten Winkeln, z. T. mit Stahlbetonüberzug als Schutz gegen Bodeneinflüsse. Beispiel einer Hallengründung, Maximalbelastung der eingerammten Träger bis zu 50 t. Vorteile der Stahlpfähle: beim Durchdringen alter Fundamente schnelleres Eindringen, leichte Verlängerung durch Schweißen.

XII g. Gerüste und Rüstungen im Hochbau. 8 / Ein Stahlrohrgerüst mit Gelenkknotenstücken. N. BAUWELT 5 (1950), H. 29, S. 467, 3 Abb. — „Geba“-Stahlrohrgerüst mit Gelenkknotenstück, das Bohrungen in 3 Ebenen aufweist mit Anschlußmöglichkeit für Rand- und Diagonalstäbe. Systemlänge 1,41 bis 2,00 m. Gesamthöhe des Turmgerüsts über 7 Felder fast 10 m.

XVII d. Druckrohre. 1 / Beaumel, M. H.: La conduite forcée de la chute de Pralognan (Die Druckrohrleitung von Pralognan). HOUILLE BL. 5 (1950), H. 2, S. 134—143, 14 Abb. — Zuführung zum Wasserschloß in 12,5 km langem Felsstollen, vom Wasserschloß aus 1732 m lange Stahldruckrohrleitung unter Verwendung geschweißter vorgespannter Stahlrohre mit besonderer Gewichts-minderung. Führung und Verlegung der Rohrleitung.

XVIII b. Balken u. Platten. 24 / Wille, F.: Die Bemessung von Trägern, die aus Holz und Stahl zusammengesetzt sind, unter besonderer Berücksichtigung des Stahlholzbalkens. BAU 3 (1950), H. 23, S. 555—557 u. H. 24, S. 576—577, 3 Abb., 1 Taf. — S. IX f. Versuche mit Konstruktionen. 2.

XVIII b. Bogenträger. 5 / Swida, W.: Die Berechnung von stählernen Bögen unter Berücksichtigung der Tragfähigkeitsreserve im elastisch-plastischen Zustand. STAHLBAU 19 (1950), H. 3, S. 17—20, H. 4, S. 29—31 u. 20 (1951), H. 2, S. 25—28, 23 Abb. — Neues Verfahren zur Berechnung stählerner Bögen: gekrümmter Stab bei der Biegung; Berechnung stählerner Bögen unter Berücksichtigung der plastischen Formänderungen; Berechnung parabolischer Zweigelenkbögen. Abschließend Berechnung eines fest eingespannten steilen Kreishogens mit konstantem I-Querschnitt und einer Last in der Mitte sowie Berücksichtigung des besonderen Einflusses der Bogenverformung.

XVIII d. Dehnung. 2 / Schleicher, F.: Über die Spannungs-Dehnungslinie von Baustahl. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 7, S. 229—234, 10 Abb. — S. III s. Stahl. 8.

XVIII d. Drehung. 2 / Dischinger, F.: Der Einfluß der Torsionssteifigkeit der aussteifenden Träger auf die Stabilität der Hängebrücken. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 5, S. 166—170, 7 Abb. — S. VII h. Hängebrücken. 15.

XVIII p. Plastizitätstheorie. 2 / Swida, W.: Die Berechnung von stählernen Bögen unter Berücksichtigung der Tragfähigkeitsreserve im elastisch-plastischen Zustand. STAHLBAU 19 (1950), H. 3, S. 17—20, H. 4, S. 29—31 u. 20 (1951), H. 2, S. 25—28, 23 Abb. — S. XVIII b. Bogenträger. 5.

XVIII w. Winddruck. 7 / Sourochnikoff, B.: Wind stresses in semi-rigid connections of steel framework (Windbeanspruchungen in nachgiebigen Eckverbindungen von stählernen Rahmen). PROC. AMER. SOC. CIV. ENGRS. 75 (1949), H. 2, S. 235—246, 6 Abb. — Die Arbeit behandelt stählerne Rahmen, die von senkrechten und horizontalen Windkräften belastet werden und bei denen die Riegel an den Stützen mit Hilfe von Winkeleisen oder in ähnlicher Art angeschlossen sind. Hinsichtlich des Einflusses der Nachgiebigkeit dieser Eckverbindungen wird festgestellt, daß bei ihrer Beanspruchung über die Proportionalitätsgrenze hinaus die Verteilung der Windmomente nicht dieselbe ist wie bei normaler elastischer Verbindung und daß die Einspannmomente der Riegelenden infolge senkrechter Belastung durch wechselnde Windlast verringert werden.

XIX h. Häfen (See—). 19 / Wedekind, H.: Grundlagen und Theorie des Stahlfederdalbens. BAUINGENIEUR 25 (1950), H. 9, S. 333—336 u. H. 10, S. 384—387, 14 Abb. — Grundlagen, Konstruktion und Theorie des vom Verf. entwickelten Stahlfederdalbens werden eingehend besprochen. Die Konstruktion ist dadurch gekennzeichnet, daß zwischen den Dalbenpfählen eine einzige Kugelscheibe mit Spielraum gelagert ist, in der die Pfähle mit einem Bolzen eingehängt werden, der von einer oberen und unteren am Pfahl angeschweißten Konsole getragen wird, Dimensionierung und Berechnung der Leistungsfähigkeit der Stahlfederdalben bei Lastangriff in Höhe der Kuppelscheibe und in beliebiger Höhe.

XIX s. Staumauern. 37 / Lamb, G. W.: Steel dam in good shape after 50 years (Stahl-Absperrwand nach 50 Jahren noch gut erhalten). ENGN. NEWS-REC. 144 (1950), H. 2, S. 36—37, 3 Abb. — S. IX b. Bauausführungen. 4.

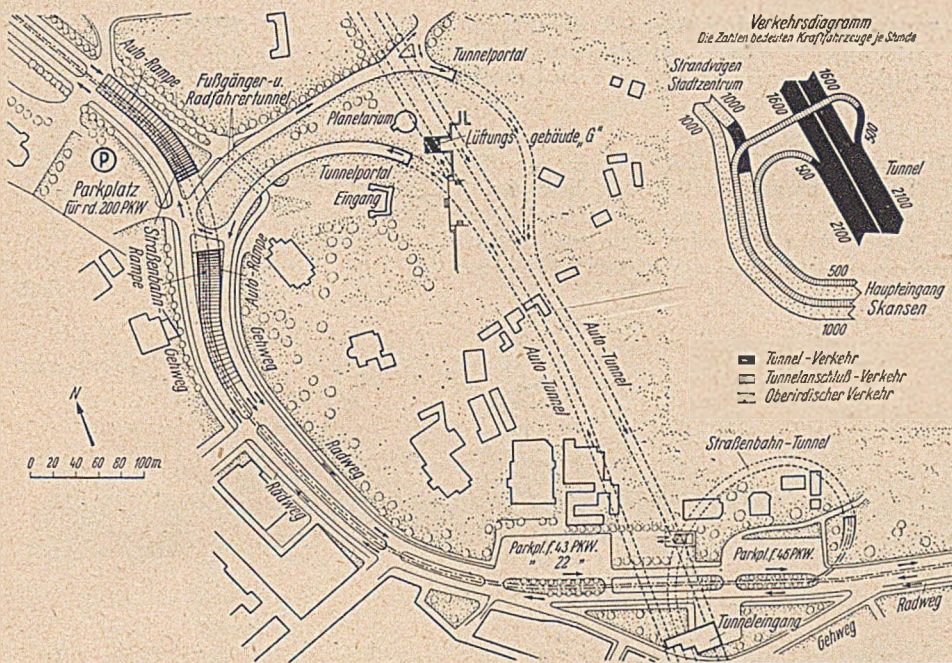


Abb. 12. Tunnelanschlüsse Skansen.

unter weitgehendster Schonung des alten Baumbestandes für die Bedürfnisse des fließenden und ruhenden Verkehrs ausgebaut.

Auf dem Vorplatz vor dem Haupteingang endet unmittelbar vor den Kassenhäuschen der Fußgängertunnel, so daß die Fußgänger von Södermalm her ohne Fahrbahnüberschreiten an den Bereich von Skansen hergebracht werden.

Die Straßenbahn führt aus dem Kehrtunnel mit einem kleinen Voreinschnitt, aber ohne Gebäudeabriss, vor den Haupteingang Skansen, wo die Haltestelle mit breiten Bahnsteiginseln vorgesehen ist.

Der Radfahrer-Tunnel mündet in der Grünanlage südlich des Haupteinganges Skansen und findet seine Fortsetzung in oberirdischen Radwegen bzw. Radparkplätzen, auch hier unter völliger Schonung des wertvollen Baumbestandes. Für die Fußgänger befindet sich hier ebenfalls ein Tunnelzu- und Abgang.

4. Tunnelanschluß Strandvågen:

Der Wunsch nach größter verkehrlicher Leistungsfähigkeit einerseits und nach unveränderter Erhaltung des Uferbildes im Bereiche der Djurgårdsbrücke andererseits haben zu dem Vorschlag geführt, für den Anschluß des Strandvågens an den Österleden-Autotunnel

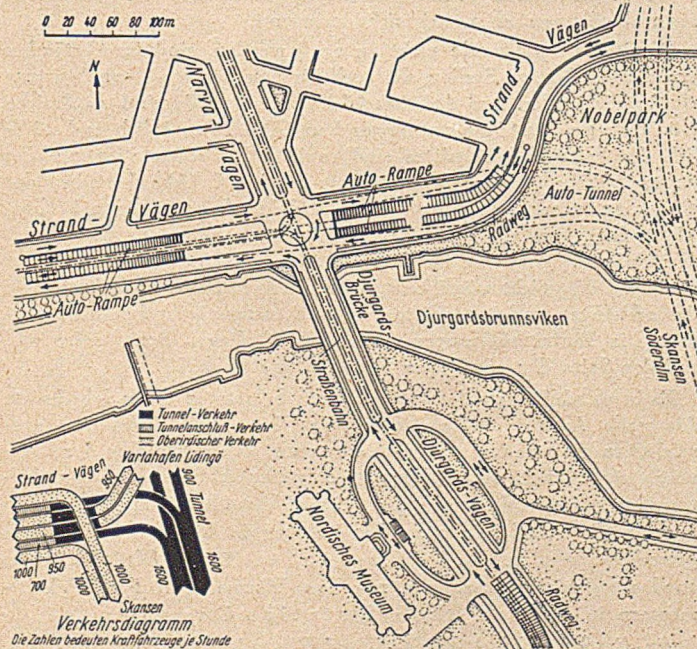


Abb. 13. Tunnelanschluß Strandvågen.

eine zweistöckige Verkehrsanlage mit teilweiser unterirdischer Verkehrsführung vorzusehen (Abb. 13).

Der Ausfallverkehr Stadtzentrum-Lidingö im Zuge des Strandvågens erfolgt zu den Verkehrszeiten, wo er mit starkem Zielverkehr Stadtzentrum-Skansen zusammenfällt, unterirdisch unter dem Brückenkopf Djurgårdsbrücke. Der Zielverkehr Skansen und die Straßenbahnen verbleiben oberirdisch. An der tiefsten Stelle dieser Unterführung zweigen die Anschlüsse zum Österleden-Tunnel ab. Sie sind nur nach Richtung Süden orientiert, da nach Richtung Norden kein Verkehrsbedürfnis zur Benutzung des Tunnels besteht. Sie werden dadurch besonders einfach, daß die beiden Richtungstunnel im Zuge des Österleden verschieden hoch liegen und ein Überqueren des Anschlußtunnels über den Haupttunnel ohne Umwege zulassen.

Durch diese Lösung werden städtebauliche Änderungen und Hausabbrüche im Bereiche des Strandvågens vermieden.

5. Tunnelzufahrt Valhallavågen:

Das Nordportal des Österleden-Autotunnels liegt unmittelbar nördlich des Strandvågens. Der Österleden verläuft dann bis zum Valhallavågen am Rande der Bebauung in einem offenen Einschnitt als Tiefstraße zwischen planebenen Randstraßen (Abb. 14).

An der nördlichen Tunnelzufahrt Valhallavågen kommen nach dem Vorschlag der Verfasser künftig 3 Hauptverkehrsstraßen in einem Punkt zusammen: der Valhallavågen als Teilstück des Verkehrsrings um die Stockholmer Innenstadt, die Ausfallstraße nach Nordosten in Richtung Lidingö und eine neue Straße in Verlängerung des Valhallavågens nach Osten zum Anschluß des Diplomatenviertels. Als vierte Hauptverkehrsader kommt noch der Österleden hinzu.

Die Verknotung dieser 4 Hauptverkehrszüge wird in der Form eines zweistöckigen konzentrischen Verteilerkreises vorgeschlagen, der sich infolge der Tieflage des Österleden direkt anbietet. Der oben gelegene äußere Verteilerkreis vermittelt den Verkehr der 3 Hauptverkehrsstraßen untereinander, der mit dem Österleden in keiner Beziehung steht. Der 6 m tiefer liegende innere Verteilerkreis gibt den Tunnelverkehr über besondere Rampenanlagen an die 3 Hauptverkehrsstraßen ab, ohne mit dem oberirdischen Verkehr in Konflikt zu geraten.

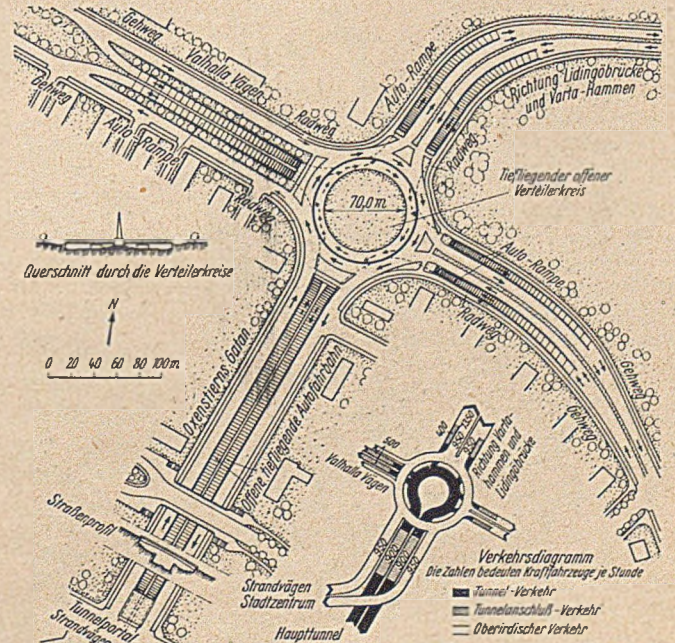


Abb. 14. Tunnelzufahrt Valhallavågen.

Dadurch wird eine Lösung von verkehrlich höchster Leistungsfähigkeit erzielt, die sich auch städtebaulich als Auftakt der Stadt Stockholm sehr repräsentativ gestalten läßt. Sie ist zudem in 2 Ausbaustufen ausführbar, indem zunächst nur einer der beiden Verteilerkreise gebaut wird.

H) Tunnellüftung.

In den am stärksten belasteten Abschnitten der Autotunnel wird der Verkehr laut Programmforderung zu einer vollen Auslastung des Tunneln führen. Sie entsprechen damit den in Betrieb befindlichen, ebenfalls voll ausgelasteten Tunneln in New York und Rotterdam. Die von dort bekanntgewordenen Erfahrungen über den Luftbedarf werden daher wie folgt angewendet: Zufuhr von 300 m³ Frischluft je km und sec zur Erzielung eines größten CO-Gehaltes

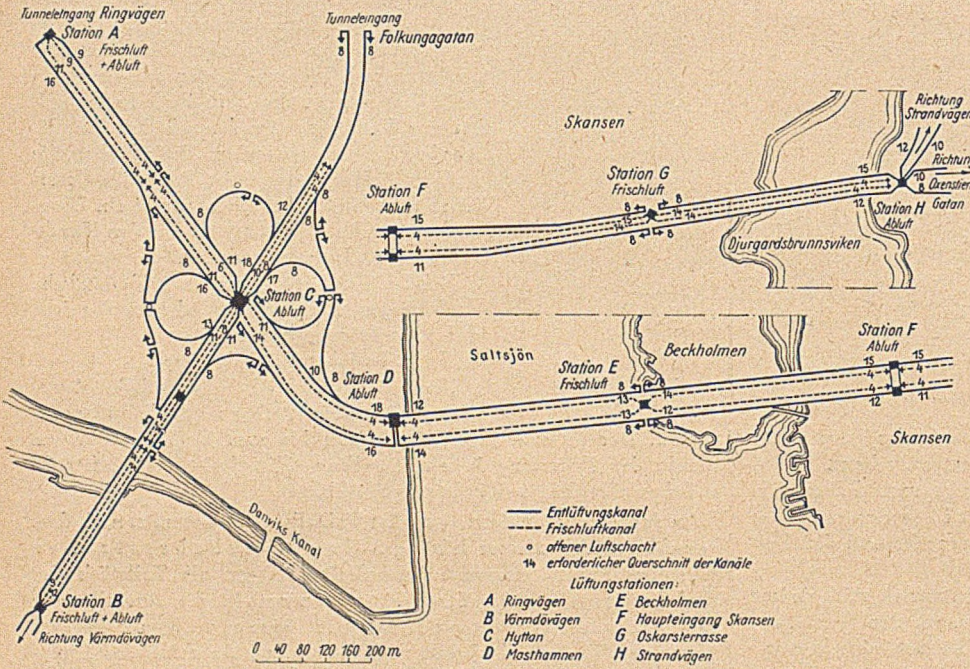


Abb. 15. Lüftungsschema des Gesamttunnels.

von 0,025‰; Erhöhung bzw. Ermäßigung dieser Zahl für die Steigungs- bzw. Gefällstrecken um 20‰; größte Strömungsgeschwindigkeit in den überall glatt ausbetonierten Kanälen 10 m/s.

Für alle Hauptstrecken ist Quertlüftung mit Saug- und Druckkanälen vorgesehen. Für die Verbindungskurven des Kleeblattes auf Södermalm, die ersten 250 m des Värmdö-Tunnels im Anschluß an die Folkungagatan, und für entsprechende Abschnitte auf Östermalm genügt die Halbquertlüftung, also nur ein Luftkanal. Dabei wird dem Absaugen der Vorzug gegeben, damit die Abgase rasch beseitigt werden. Dies führt dazu, die Druckkanäle zum Einblasen der Frischluft grundsätzlich unter die Fahrbahn zu legen. Die in der Literatur stellen-

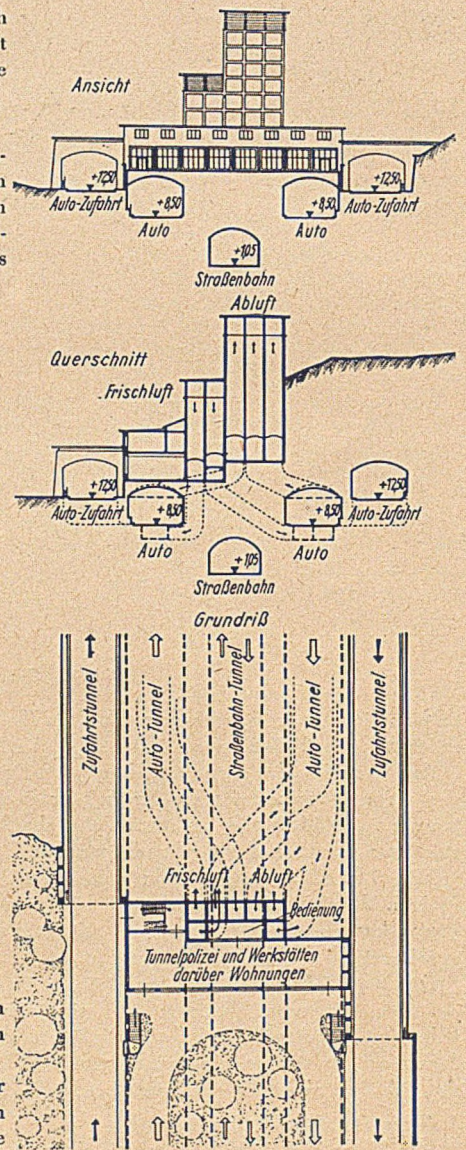


Abb. 17. Lüftungsstation A (am Tunnelportal Ringvägen).

weise vorgebrachten Gründe für die umgekehrte Lösung sind zwar nicht abzulehnen, aber auch nicht zwingend.

Damit die Luftkanäle nicht zu groß werden, sind in Abständen von 400—500 m an Stellen, die auch für den Bau des Tunnelnystems als Angriffsstellen und Arbeitsschächte zweckmäßig sind, zahlreiche Lüftungsstationen vorgesehen (Abb. 15). Südlich und nördlich des Saltsjön-Abschnittes sind es je 4 Lüftungsstationen. Eine ungewöhnliche Größe erhält nur die Station C (Abb. 16) über der Kreuzung zwischen dem Österleden- und dem Värmdö-Tunnel (Kleeblatt). Saug- und Druckstationen sind i. a. getrennt, um zu vermeiden, daß bei Windstille ein Teil der Abluft sofort wieder angesaugt wird. Wo dies nicht möglich ist, müssen die Schächte zum Ausstoßen der schlechten und i. a. wärmeren Luft turmartig hochgeführt werden. Die Eintrittsöffnungen der Frischluft liegen dann tiefer und auf der Seite der häufigsten Windrichtung (Abb. 17).

Dadurch, daß auch die weniger stark belasteten Tunnelabschnitte für volle Auslastung belüftet werden können, besteht eine ausreichende Ventilatoren-Reserve. In die Schächte der Luftstationen können Umstellklappen eingebaut werden. Die Quertlüftung hat ohnehin die Eigenschaft einer Doppelbelüftung. Außerdem können die standardisierten Ventilatoren in kürzester Frist ausgewechselt werden. Die Zentralwarte für die CO-Indikatoren wird zweckmäßig zusammen mit den Wärme- und Feuchtigkeitsmessern in der Hauptschaltstation C vereinigt.

An die Stationen A, C, D, E und F werden Abzweigungen bzw. einzelne Ventilatoren zur Lufterneuerung in den Tunneln für

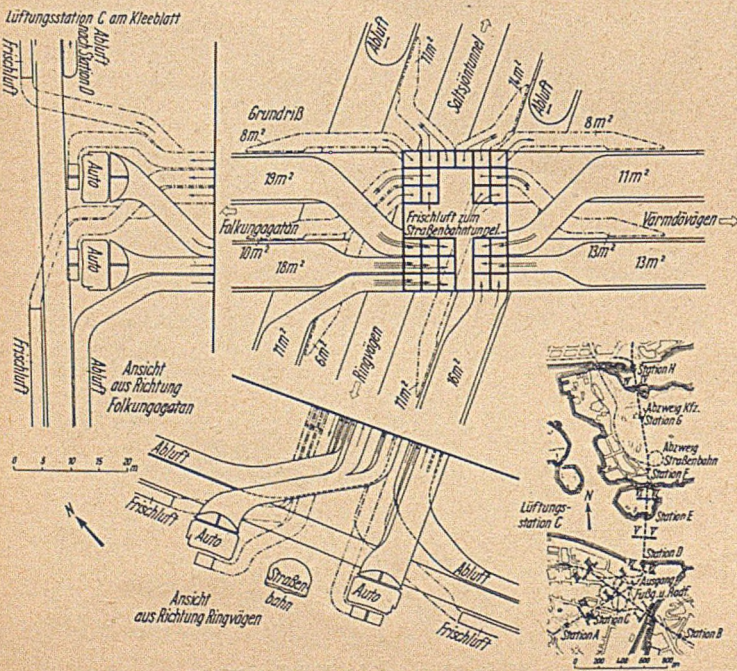


Abb. 16. Lüftungsstation C (über dem Kleeblatt).

Straßenbahn, Radfahrer und Fußgänger angeschlossen. Besondere Vorkehrungen zur Erwärmung der Frischluft, zum Schutze stillstehender Ventilatoren gegen klimatische Einflüsse (Schnee) usw. können an den einzelnen Stationen ohne Schwierigkeiten getroffen werden.

Die Luftstationen sind laut Programmforderung nur generell und ohne maschinentechnische Einzelheiten entworfen worden. Die im Fels auszubrechenden Kanäle unter den Lüftungsgebäuden müssen bei strömungstechnisch guten Querschnitten und Krümmungen unmittelbar nebeneinander liegen oder durch eine standfeste Felschicht von mindestens 5 m getrennt sein.

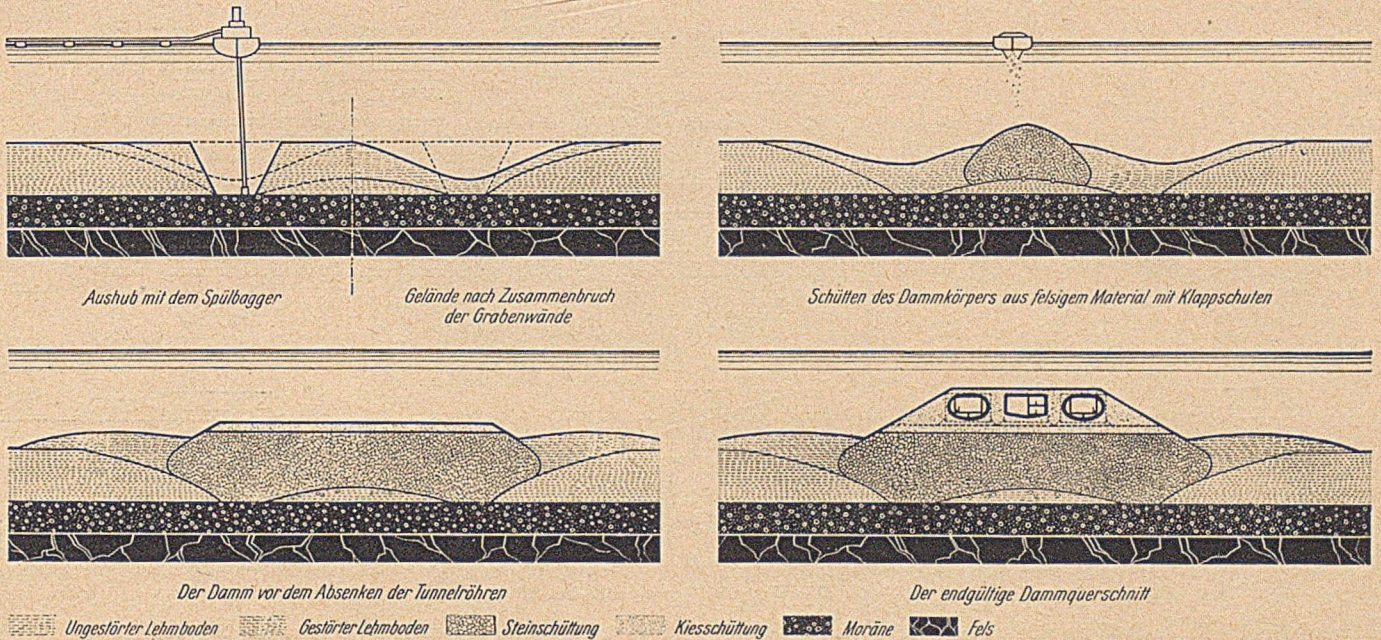


Abb. 18. Gründung der Tunnel unter dem Saltsjön.

J) Bauausführung.

1. Gründung des Saltsjön-Tunnel:

Für die Gründung des Tunnels unter dem Saltsjön wird ein unter dem Wasser zu schüttender Steindamm vorgeschlagen. Die Sicherheit gegen Senkungen wird dadurch erreicht, daß der Damm auf tragfähigem Grund aufruhrt, aus sorgfältig ausgesuchtem Schütt-

material besteht (Ausbruchmassen von verschiedenem Korn) und daß eine ausreichende Setzungszeit bis zur Verlegung der Tunnelröhren eingehalten wird. Falls die Ausbruchmassen aus den Tunneln unter Land nicht ausreichen, wird man ohne bedeutende Mehrkosten andere Felsmassen gewinnen und zur Dammschüttung verwenden können.

In Anlehnung an das für Stockholm schon früher entwickelte Gründungsverfahren (vgl. „Die bauliche Entwicklung der schwedischen Häfen nach dem Weltkriege“, von H. Jansson und C. Semler, in „Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft“, Band 17) werden zunächst quer zum Saltsjön bis zur Moränenfläche hinab

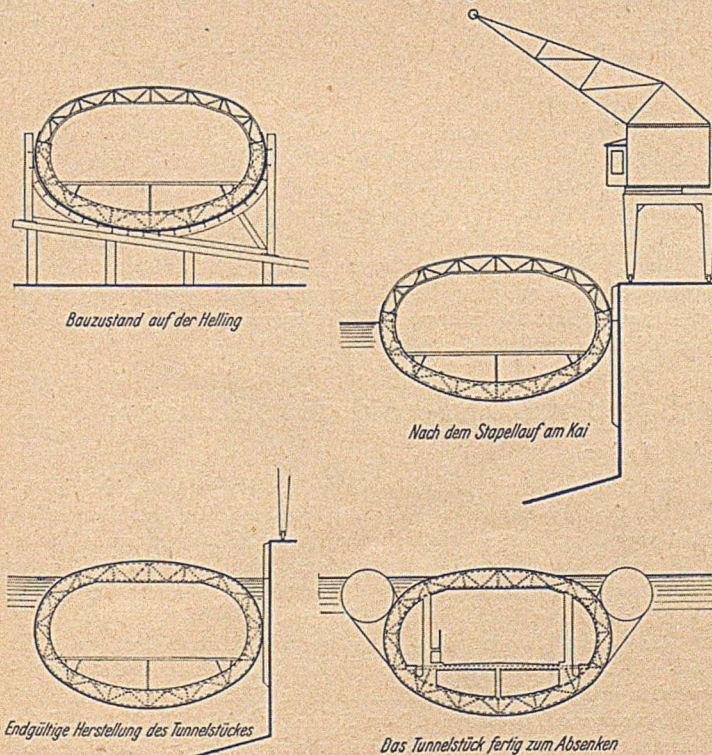


Abb. 19. Herstellung der Tunnel unter dem Saltsjön.

2 Gräben unter der Böschung 2:1 mit Saugbaggern im Schlamm ausgehoben. Abweichend von dem schwedischen Verfahren soll aber die unter 2:1 geneigte Wand nicht stehenbleiben, sondern es ist beabsichtigt, die Schlamm- und Lehmassen in ihrem natürlichen Gefüge aufzulösen. Abb. 18 zeigt, wie die Schlammoberfläche nach dem Zusammenbruch der Böschungen etwa aussehen wird. In die gelockerten Massen wird sodann der Damm geschüttet, und zwar vom Kern aus, so daß die weichen Bodenarten nach außen verdrängt werden. Durch die beiden Gräben wird erreicht, daß die äußeren Dammfüße auf festem Grund aufsitzen und ein späteres Ausweichen des Dammes zuverlässig verhüten.

Der Tunnel hat i. ü. unter Wasser eine Biegsamkeit, die größer ist als die zu erwartende Setzung des Dammes. Außerdem werden die Verbindungen der einzelnen Tunnel-Abschnitte in der Blechhaut so ausgebildet, daß sie bis zur endgültigen Fertigstellung der Innenauskleidung und der Fahrbahn als Gelenke wirken und nachgeben können.

2. Die Absenkung der Saltsjön-Tunnel:

Der Absenkvorgang ist ähnlich dem in Rotterdam*) angewendeten Verfahren, kann jedoch hier wegen des ruhigeren Wassers einfacher ausgeführt werden (Abb. 19—20). Um die Taucherarbeiten und die Herstellung von Unterwasserbeton möglichst einzuschränken, erhalten die ovalen Tunnelstücke rechteckige Köpfe, die ebenfalls mit einem 8 mm starken Blechmantel umgeben sind. Jedes Tunnelstück wird, wenn es in die richtige Lage gebracht ist (wobei sich eine geringe Überhöhung in der Mitte zum Ausgleich von Dammsetzungen empfiehlt), mit Sand unterspült. Der ovale Querschnitt ist dabei besonders vorteilhaft.

3. Tunnel in offenen Baugruben:

Offene Baugruben im Wasser sind für die Übergänge von den Felstunneln zu den Saltsjön-Tunneln sowie für die Kreuzung des Djurgardsbrunnsviken und des Danvikskanals vorgesehen. Die Baugruben werden zweckmäßig mit Stahlpundwänden in der Form von Fangedammen umschlossen. Die Übergangsbauwerke zwischen

*) Bautechn. 27 (1950), Heft 8, S. 241—245.

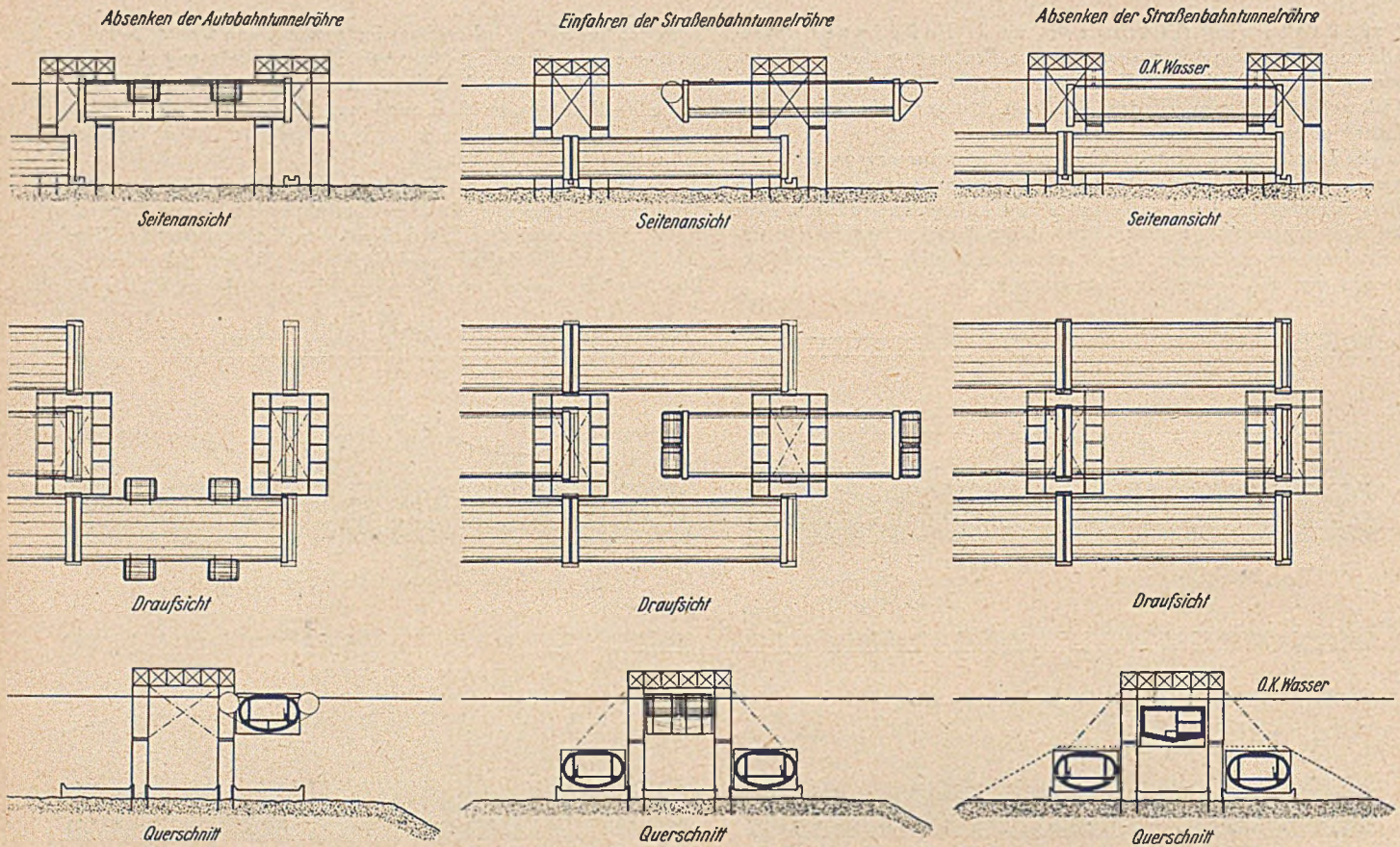


Abb. 20. Absenkung der Tunnel unter dem Saltsjön.

Felstunneln und Saltsjön-Tunneln müssen zeitlich vor der Absenkung der Schwimm-tunnel vollendet sein.

4. Tunnel im Fels:

Für die Bauausführung ergeben sich außer den Tunnelportalen noch zahlreiche Angriffsstellen, besonders an den Lüftungsstationen. Angriffsschächte an anderen Stellen, z. B. im Zuge des Värmdö-Tunnels, bleiben zweckmäßig auch für den Betrieb als Luftschächte für verkehrsarme Stunden bestehen.

Es empfiehlt sich, die Angriffsstellen am Ufer des Saltsjön besonders intensiv zu betreiben und zum Umschlag des Gesteins in Klappschuten einzurichten. Von der wichtigen Arbeitsstelle an der Kreuzung des Österleden-Tunnels mit dem Värmdövägen-Tunnel (Lüftungsstation C über dem Kleblatt) aus kann der Ausbruch mit einer Seilbahn über den Saltsjön unmittelbar in den Unterwasserdamm gekippt werden.

5. Tunnelentwässerung:

Bei den Tunneln ist mit Wasserandrang zu rechnen. Er entsteht aus Regenwasser aus den offenen Rampeneinschnitten und aus Wasseradern, die sich im Fels vorfinden. Außerdem können trotz aller Vorsicht beim Saltsjön-Tunnel Undichtigkeiten geringen Aus-

maßes auftreten. Schließlich kann auch Straßenreinigungs- oder Löschwasser anfallen.

Das Wasser sammelt sich in einer seitlich der quergeneigten Fahrbahn angebrachten Rohrleitung. Der Tiefpunkt des gesamten Tunnel-systems liegt unter dem Saltsjön. Hier wird eine Pumpstation in dem dort nicht voll beanspruchten Frischluftkanal eingebaut.

K) Die städtebauliche und architektonische Gestaltung.

Die Wahl des Tunnelsystems für den neuen Verkehrsweg Österleden in der Form des geschilderten Entwurfes führt zu einer städtebaulichen und verkehrlich einwandfreien Gesamtlösung. Die wenigen Hochbauten über Tage befinden sich an Stellen, die nicht zu den erwähnten Schongebieten gehören, und fügen sich zwanglos in die Umgebung ein.

Die Tunnelportale liegen an steilen Felswänden, wodurch unschöne Voreinschnitte vermieden werden. Dies gilt insbesondere für das landschaftlich empfindliche Gebiet von Skansen und das Diplomatenviertel auf Norra Djurgården.

Die Stadtranggestaltung im Bereich der nördlichen Tunnelzufahrt Valhallavägen konnte in dem Entwurf ebenfalls einwandfrei gelöst werden: durch einen gestaffelten Übergang von der 6–8geschossigen Behauung am Valhallavägen auf die 1½ geschossige des Diplomatenviertels.

Einige ausländische Geräte zur Beobachtung von Erd- und Grundbauten.

Von Edgar Schulte, Aachen.

Ogleich schon seit Jahren auf die Notwendigkeit von Messungen an fertigen Bauwerken hingewiesen wird, sind sie auch heute noch Ausnahmen. Die Aufmerksamkeit, die das Ausland dieser Frage schenkt, geht aus einer Anzahl von Geräten hervor, die kurz beschrieben werden sollen, mit dem doppelten Zweck, einmal die Bauausführenden auf die Möglichkeiten zu Messungen hinzuweisen, die die heutige Meßtechnik bietet, und damit eine größere Nachfrage nach den hierfür notwendigen Geräten hervorzurufen, außerdem aber auch die deutsche Apparateindustrie darauf aufmerksam zu machen, daß sich hier noch manche Gelegenheit zur Entwicklung neuer Instrumente bietet, durch die das Angebot vermehrt werden kann.

Ein in Deutschland viel verwendetes Meßelement, die *Maiha-k-saite*, ist an Zuverlässigkeit und Empfindlichkeit unübertroffen, hat aber den Nachteil relativ hoher Kosten. Ein in manchen Fällen billigeres Element wurde kurz vor dem Kriege von der AEG unter der Bezeichnung „*Streifengeber*“ herausgebracht. Es wird in Deutschland zur Zeit nicht mehr hergestellt.

Das gleiche Element wird jetzt aus den USA importiert, wo es als *SR-4-Dehnungsmesser* [1] von den Baldwin Lokomotivwerken in Philadelphia in großen Mengen für alle möglichen Zwecke in Längen von 1,5 mm bis 15 cm fabriziert wird (Bild 1 u. 2). Eine Firmenzeitschrift „*Testing Topics*“ erscheint im 5. Jahrgang und bringt vierteljährlich Berichte und Empfehlungen [2]. Während ein

Maihak-Meßelement mindestens 80,— DM kostet, kann man die billigsten SR-4-Streifen schon für etwa 1,— Dollar (4,20 DM) haben [3]. Allerdings darf bei diesem Vergleich nicht außer acht gelassen werden, daß die Meßstreifen nach Beendigung einer Meßreihe nicht auf einem anderen Werkstück wieder verwendet werden können, während die Maihak-Meßsaiten beliebig oft gebraucht werden können. Bei vielen Meßreihen gestaltet sich also der Kostenvergleich für die Maihaksaiten immer günstiger. Die Empfangsgeräte sind in beiden Fällen etwa gleich teuer. Wenn man ihre Leistungsfähigkeit einander anpaßt, verschiebt sich das Bild zugunsten der Maihakgeräte.

Auch die Philipswerke in Eindhoven/Holland stellen Dehnungsmeßstreifen her [16 bis 19].

Das amerikanische Meßelement [4] besteht aus einem Widerstandsdraht von 0,025 mm Stärke, der in parallelen Schlingen gewunden und auf einem Papierstreifen aufgeklebt ist. Dieser wird meist auf ein Metallstück aufzementiert. Die Längenänderung der Außenfaser des Bauteiles, an dem der Streifen angebracht ist, wird als Änderung des elektrischen Widerstands bei langsamen Belastungen mit einer Wheatstoneschen Brücke und bei schnellen Belastungen mit einem Oszillographen (Bild 3) gemessen. Aus der Längenänderung kann dann die Spannung entnommen werden.

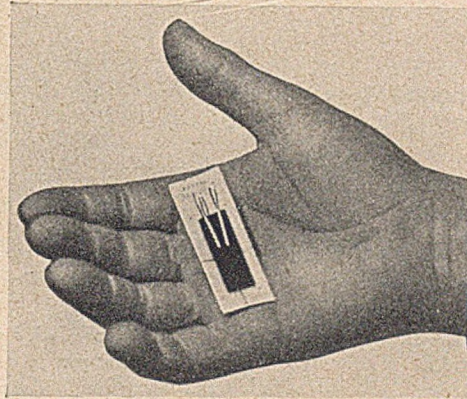


Bild 1. RS-4-Spannungsmesser (entnommen aus dem Prospekt der Baldwin-Locomotive-Works, Philadelphia Nr. 279: SR-4-Strain-Gage, Abb. 1).

Der SR-4-Messer war ursprünglich sehr empfindlich gegen Feuchtigkeit [5]. Durch Behandlung mit Isolierstoffen ist es aber gelungen, ihn jetzt sogar unter Wasser verwenden zu können [6]. Durch Kontrollmaßnahmen lassen sich auch andere Fehlerquellen, wie die Abweichung der Elastizität des Klebstoffes bei den einzelnen Streifen, ungeschickte Handhabung und Ablesung, Nullpunktveränderungen usw., weitgehend ausschalten. Außerdem werden zur Verbesserung der Ergebnisse „stumme“ Streifen abgelesen, die sich auf unbelasteten Flächen in der Nähe der belasteten Streifen befinden. Auch der Hauptnachteil aller Streifengeber, die Alterungserscheinungen, konnte bis zu einem gewissen Grade bekämpft werden. Immerhin liegt hier immer noch der schwache Punkt dieser Meßelemente, der sie mehr für kurze Versuche, vor allem im Laboratorium, als für längere Messungen, wie sie am Bauwerk meist verlangt werden, geeignet macht. Innerhalb dieses in ständiger Erweiterung begriffenen Verwendungsbereiches sind sie wegen ihrer geringen Ausmaße und ihres billigen Preises den Meßsaiten u. U. überlegen, die ihrerseits den Vorteil völliger Unempfindlichkeit gegenüber der Zeit und

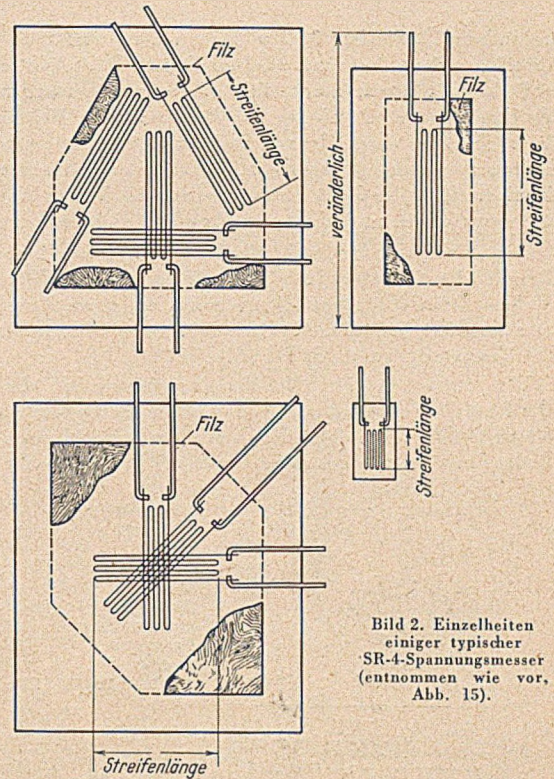


Bild 2. Einzelheiten einiger typischer SR-4-Spannungsmesser (entnommen wie vor, Abb. 15).

anderen Einflüssen haben. Bei ihrem geringen Preise können Streifengeber in größerer Zahl angebracht werden, so daß die bei längeren Meßperioden unvermeidlichen Ausfälle, die bis zu $\frac{1}{3}$ betragen können, dadurch ausgeglichen werden. Die Urteile über die Zukunft der Streifengeber schwanken zur Zeit noch. Es bleibt daher abzuwarten, ob sich dieses Meßelement wird endgültig durchsetzen können. Zur Zeit müssen die Gründe für die Wahl des einen oder des anderen Meßelements in jedem Einzelfall gegeneinander abgewogen werden.

Die Meßelemente werden in verschiedener Form in andere Geräte eingebaut. Während sie unmittelbar aufgeklebt die Dehnungen und damit die Spannungen der Außenfasern der Konstruktionsteils anzeigen, mißt man Kräfte durch einen Metallring oder einen rechteckigen Rahmen mit 4 Streifengebern auf den Innenseiten (Bild 4). Besondere Anwendungsbereiche stellen die Bodendruckdosen dar.

In den Vereinigten Staaten hat in den letzten Jahren die WES-Zelle der Waterways Experiment Station (Bild 5 u. 6) Verbreitung

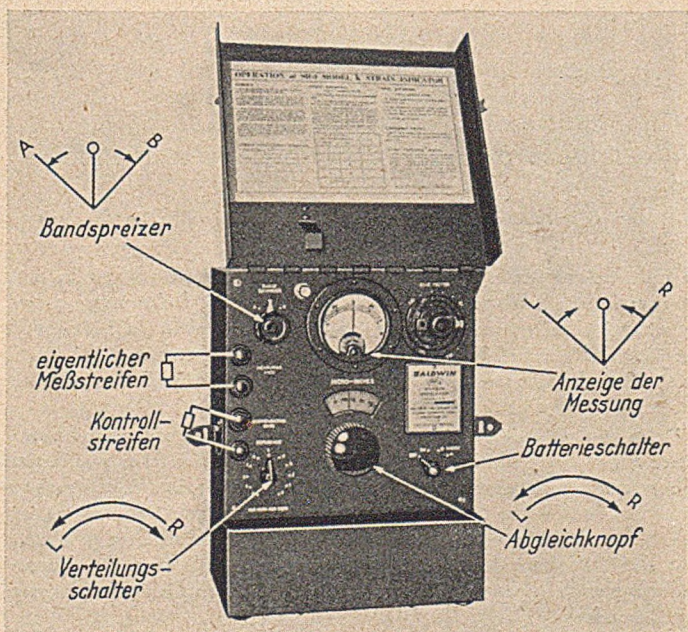


Bild 3. Tragbarer Spannungsanzeiger der SR-4-Geräte (entnommen wie vor, Prospekt 226: SR-4-Portable Strain Indicator).

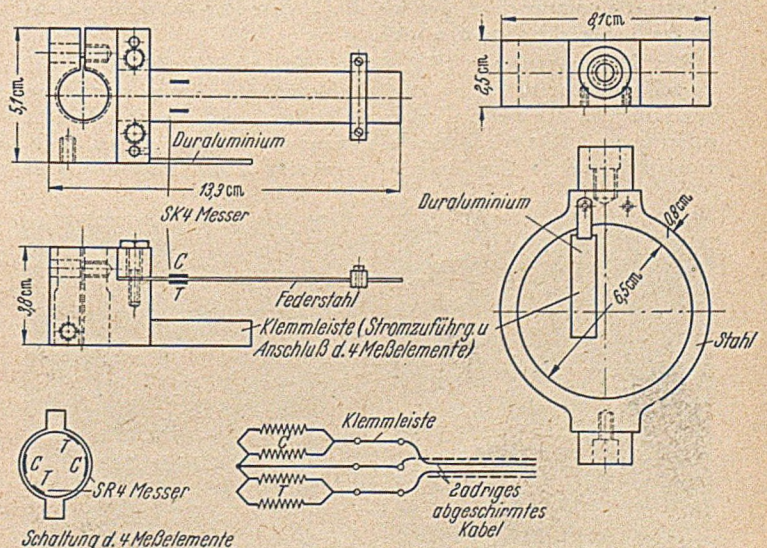


Bild 4. Verformungs- (links) und Spannungsmessergerät (rechts). Messung mit Streifengebern (SR-4-Strain-Gages), C = Druck, T = Zug (entnommen aus Casagrande, Shannon — Research on stress-deformation characteristics of soils and soft rocks under transient loading. Schriftenreihe Bodenmechanik der Graduate School of Engineering, Heft 31 Harvard University, Cambridge, Mass. 1947/48, S. 89)*).

gefunden [7]. Sie hat 0,37 m Durchmesser und 0,03 m Höhe. Der Druck aus dem Baugrund wird durch eine Deckelplatte „2“ zunächst auf eine mit Quecksilber gefüllte Kammer übertragen und dadurch gleichmäßig verteilt, ehe er auf die eigentliche Meßmembran wirkt. Diese besteht ebenfalls aus Stahl und ist mit einem elektrischen Dehnungsmesser „8“ versehen. Ein zweiter „stummer“ Streifen ist in einem Teil der Zelle untergebracht, die keinen Formänderungen unterworfen ist, und dient zum Ausgleich der Temperaturstörungen.

Der Philips-Bodendruckaufnehmer (Bild 6a) besitzt unter der Druckfläche (A) einen mit Öl gefüllten Raum (B), der durch die Meßmembran (C) abgeschlossen wird, an deren Unterseite sich ein Streifengeber befindet. An einer Seitenwand ist ein Meßstreifen (D) für Temperaturengleichung befestigt [17].

Ein etwas anderes Meßelement verwendet die Carlson-Bodendruckdose, die aus einer Betondruckdose entwickelt wurde (Bild 7), von der sie sich nur unwesentlich unterscheidet. Der Bodendruck wird auch hier durch einen Quecksilberfilm auf die

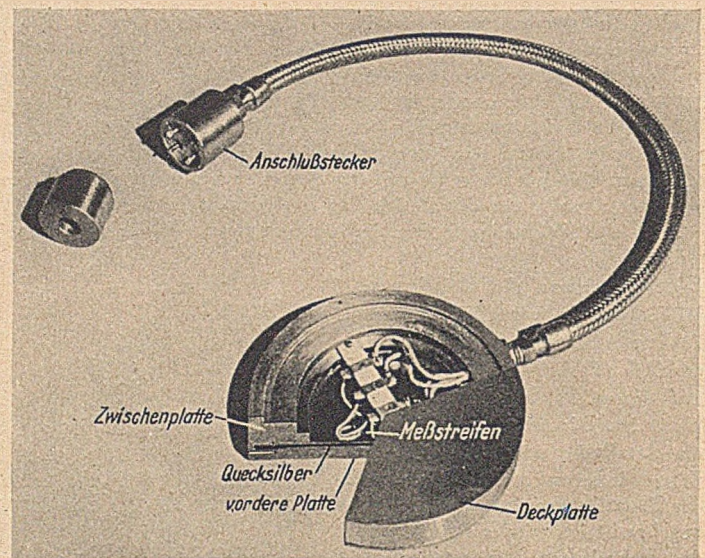


Bild 5. Ansicht der WES-Druckzelle (Original-Foto der Waterways-Experiment-Station, Vicksburg, Miss. USA.).

elektrischen Widerstände wird gemessen. Durch dieses System werden Temperaturstörungen ausgeschaltet. Unter der Wirkung des Bodendrucks nimmt der Widerstand linear ab.

Eine weitere Anwendung des SR-4-Messers dient zur Messung der Durchbiegung von Flugplatzbefestigungen unter schweren Radlasten.

Das Auslegergerät (Bild 9) besteht aus einem zylinderförmigen Rohr, das eine konische Einkerbung enthält. Das Rohr ist mit einem Gewindebolzen auf einen unbeweglichen Pegel, wie er in Bild 11 dargestellt ist, aufgeschraubt. Über dieses festliegende Rohr

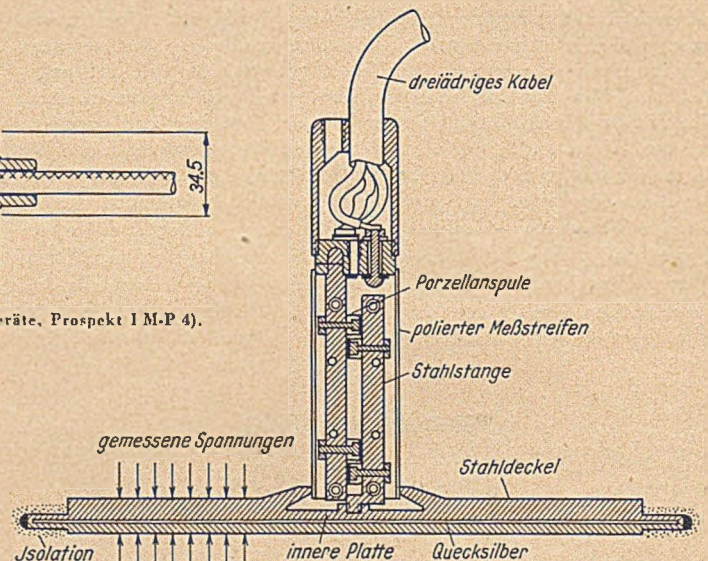


Bild 7. Carlson-Beton-Druckdose (Original-Zeichnung von Civ. Eng. Roy W. Carlson, Berkeley/California USA.).

ist ein zweites gestülpt, das oben mit dem Bauwerk verbunden ist. An ihm ist ein Ausleger befestigt, der mit 2 SR-4-Dehnungsmessern versehen ist. Bei einer Bewegung des Bauwerks gleitet ein Stift durch das äußere Rohr auf dem Konus und verbiegt dadurch den Ausleger. Das äußere Rohr wird nach der Entlastung durch eine Feder in seine Ausgangslage zurückgebracht.

Beim Einbau werden die Auslegergeräte durch besondere Schutzrohre gegen das Erdreich abgeschirmt. Meist werden zwei von ihnen nebeneinander angeordnet (Bild 10). Das eine Gerät stützt sich auf einen bis in größere Tiefen reichenden Grundpegel. Das andere ist in geringerer Tiefe, meist in Höhe der U. K.-Betondecke, aufgelagert. Aus der Differenz der beiden Bewegungen erhält man die Formänderung der obersten Schicht, d. h. bei Rollfeldern die Durchbiegung der Betondecke [7].

Das gleiche Problem ist auch ohne Streifengeber gelöst worden [7]. Das Synchronmotorgerät (Bild 11) beruht darauf, daß

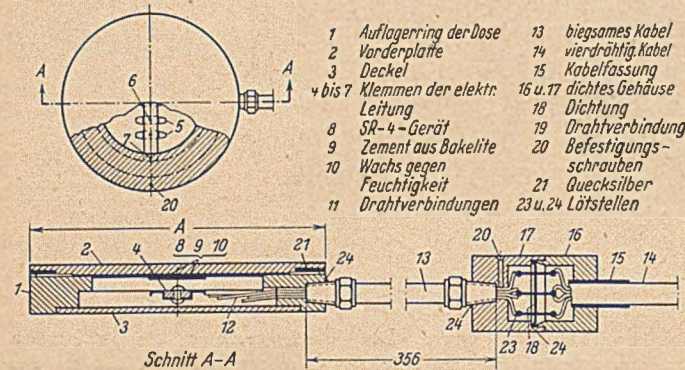


Bild 6. Schnitte durch die WES-Druckzelle (Zeichnung der Waterways-Experiment-Station, Vicksburg, Miss. USA.).

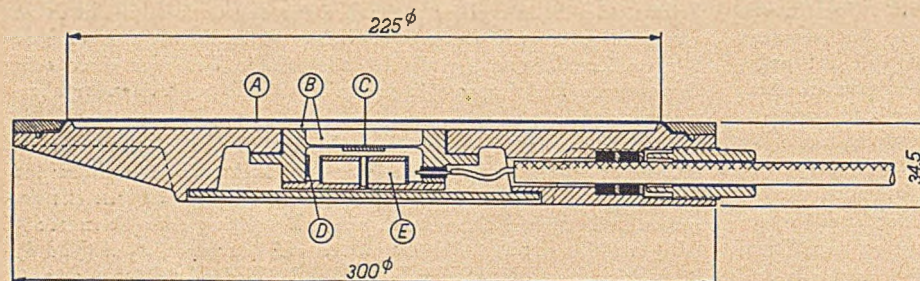


Bild 6a. Bodendruckaufnehmer der Philips-Werke (entnommen aus Philips-Meßgeräte, Prospekt I M-P 4).

innere Platte übertragen, deren Durchbiegung wiederum gemessen wird. Die Dose hat einen Durchmesser von 0,20 m und enthält einen Carlson-Dehnungsmesser, der wie die Meßstreifen durch eine elektrische Meßbrücke abgelesen wird.

Der Dehnungsmesser (Bild 8) enthält zwei Drahtspulen auf Porzellanisolatoren, die an zwei Stahlstücken befestigt sind. Eine Spule liegt in der anderen, ohne sie zu berühren. Wenn das Gerät zusammengedrückt wird, wird die Spannung in der äußeren Spule verringert und in der inneren vergrößert. Das Verhältnis ihrer

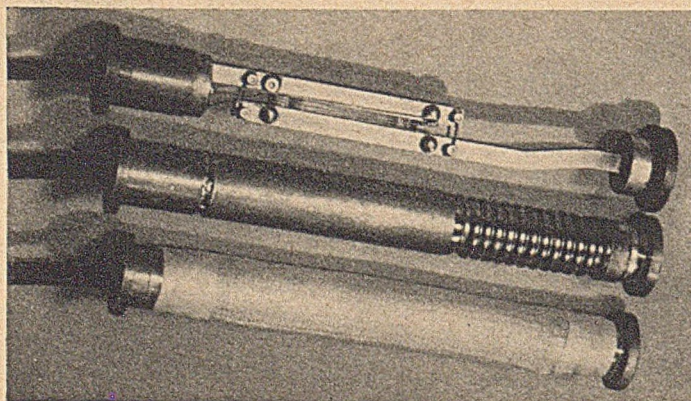


Bild 8. Carlson-Dehnungsmesser (Original-Foto von Civ. Eng. Roy W. Carlson, Berkeley/California USA.).

zwei elektrisch miteinander verbundene Synchronmotoren mit gleicher Drehzahl laufen. Wird also mit dem einen Motor (Aufnahmegerät) durch Bewegen einer Meßschraube die Meßstrecke an einer unzugänglichen Stelle eines Bauwerks durchfahren, so muß der

Einen besonders weiten Bereich umfassen im Ausland die Geräte zur Messung des Porenwasserdrucks unter Dammhauten auf weichem Untergrund oder im Innern von Staudämmen. Da solche Messungen in Deutschland bisher nicht sehr gepflegt

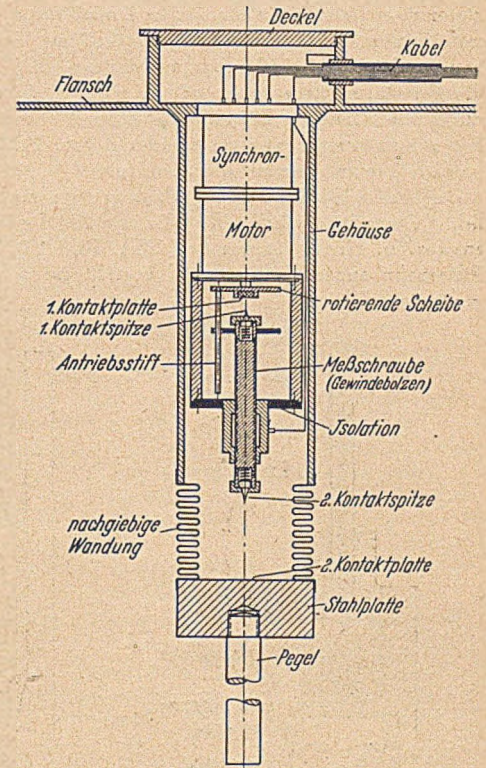
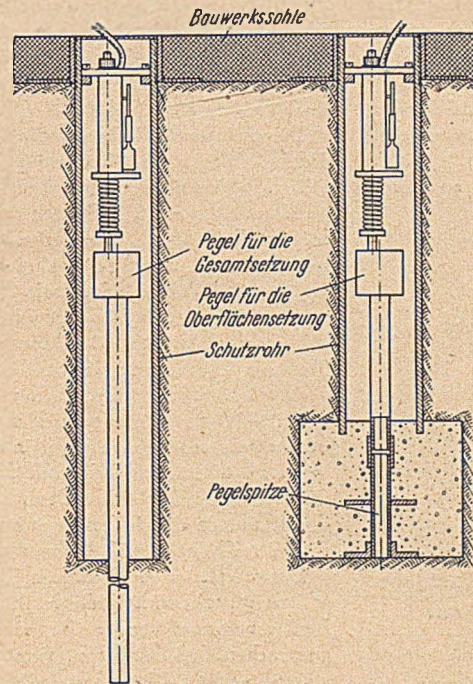
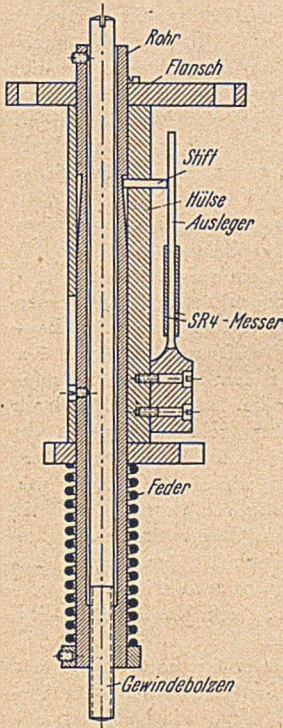


Bild 9. Auslegergerät zum Messen der Durchbiegung von Bauwerkssohlen (entnommen aus Griffith-Woodman, Instrumentation for field measurements of deflections and pressures for airport pavements. Proc. Rotterdam 1948, Bd. V, S. 71, Fig. 9)*.

Bild 10. Zwei unmittelbar nebeneinander unter der Bauwerkssohle eingebaute Auslegergeräte zum Messen von Setzungsunterschieden (entnommen wie vor, S. 72, Fig. 12)*.

Bild 11. Synchronmotorgerät zum Messen der Durchbiegung von Bauwerkssohlen (entnommen wie vor, S. 70, Fig. 7)*.

zweite Motor (Meßgerät), der an einer zugänglichen Stelle aufgestellt ist, eine gleichartige Schraube um genau denselben Betrag bewegen, der dann bequem abgelesen werden kann.

Das unter dem Bauwerk angeordnete Aufnahmegerät (Bild 11) besteht aus dem Synchronmotor, an dessen Achse eine Schraube mit einem Stift befestigt ist, der mit dem Motor in Rotation gesetzt wird und dadurch einen Gewindebolzen bewegt. Das Ganze ist durch ein wasserdichtes Gehäuse mit nachgiebiger Wandung geschützt, das oben durch einen runden Flansch verbreitert ist, der in den Sohlenbeton des Bauwerks eingelassen wird. Das Gerät ruht auf einer Stahlplatte, die auf einem in den Untergrund gerammten Pegel so angebracht ist, daß die zwischen zwei Kontaktplatten befindliche Meßstrecke vor Beginn der Belastung etwa 2,5 cm lang ist.

Beim eigentlichen Meßgerät berührt der Gewindebolzen eine Uhr, die seine Bewegung auf $\frac{1}{100}$ mm genau mißt.

Die Anfangsstellung zu Beginn und die Endstellung am Ende jeder Messung wird bei dem Aufnahmegerät durch einen Summertone, der durch das Schließen eines Stromkreises ausgelöst wird, angezeigt.

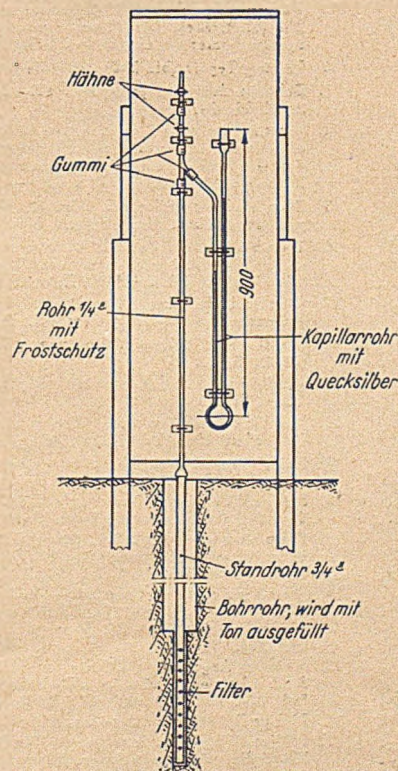


Bild 12. Gerät der Erdbauversuchsanstalt der Universität Gent zum Messen des Porenwasserdrucks im Untergrund (entnommen aus de Beer, Bodenuntersuchungen in Laboratorien. Ann. Trav. publ. Belg. 95 (1942), S. 97)*.



Bild 13. Meßbohrspitze für Porenwasserdruckmessungen in organischen Böden (entnommen aus Cuperus-de Nie, Strengthening the roadbed of a railway, supported by soft soil and situated amidst the buildings of the central port of a town. Proc. Rotterdam 1948, Bd. II, S. 1)*.

worden sind und wir über keine gleichwertigen Geräte verfügen, sei die Entwicklung anhand einiger Haupttypen geschildert. Bei derartigen Messungen kommt es vor allem darauf an, daß die Druckanzeige dem tatsächlich vorhandenen Zustand augenblicklich folgt, da dieser sich zeitweise rasch ändert [9 bis 11]. Bei der geringen Durchlässigkeit derjenigen Böden, in denen der Porenwasserdruck eine Rolle spielt, muß eine Übertragung des Druckes auf das Meßgerät durch Strömung möglichst unterbunden werden, da sie zu lange Zeit in Anspruch nimmt. Messungen mit offenem Standrohr erscheinen daher zunächst wenig geeignet.

Trotzdem wurde ein offenes Piezometer vor einer Reihe von Jahren z. B. in der Versuchsanstalt der Universität Gent verwendet (Bild 12). Ein solches Meßinstrument besteht aus einem in den Boden eingelassenen Filter, der sich nach oben in einem wassergefüllten senkrechten Rohr fortsetzt, das gegen den atmosphärischen Druck durch zwei Hähne abgeschlossen wird. Von diesem zweigt ein Quecksilbermanometer ab. Die Schleuse zwischen den beiden Hähnen dient zum Herauslassen von Luft. Gewöhnlich ist der obere Hahn

geschlossen und der untere offen. Statt des Quecksilbermanometers wird bei wenig durchlässigen Schichten auch ein Bourdon-Manometer (Federmanometer) verwendet (geschlossenes Piezometer) [12, 13]. Als Meßrohre werden gewöhnliche 1 bis 2 cm Gasrohre genommen. Als Filter dienen in Tonschichten durchlöchernde Rohre mit Metallgewebe und im Moor unglasierte Tonkörper, um Störungen durch Gasentwicklung zu verhindern (Bild 13). Während früher die Quecksilbermanometer oft in einer Meßzentrale vereinigt und durch eine längere Leitung mit dem Meßrohr verbunden waren, setzte man später zur Vermeidung von Fehlern die Manometer unmittelbar an oder auf das Standrohr.

Dadurch wird die Meßeinrichtung etwas unhandlich und hinderlich. Es wurden deshalb elektrische Meßeinrichtungen entworfen. Ein Gerät aus den USA (Bild 14), das ebenfalls an ein Filterrohr angeschlossen wird, besteht im wesentlichen aus einer

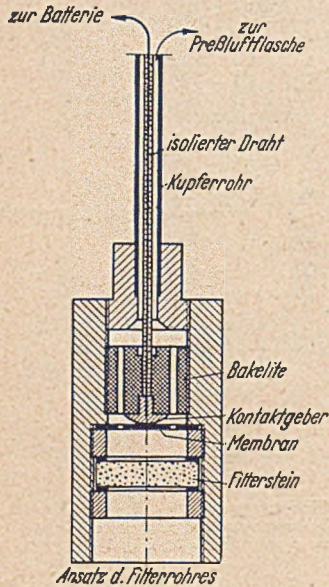


Bild 14. Gerät des United States Bureau of Reclamation zum Messen des Porenwasserdrucks mit Hilfe einer Membran (entnommen aus Speedie, Experience gained in the measurement of pore pressures in a dam and its foundation. Proc. Rotterdam 1948, Bd. I, S. 290, Fig. 1)*).

Membran, auf deren Unterfläche der Porenwasserdruck wirkt und auf deren Oberfläche ein regulierbarer Druck aufgebracht wird. Ein in der Druckluftleitung isoliert liegender Draht, die Membran, die Wandung des Gerätes und die Rohrleitung selbst bilden einen elektrischen Stromkreis, der eine Lampe zum Glühen bringt. Überwindet der Luftdruck den Porenwasserdruck, so wird der Stromkreis unterbrochen. Der dabei gemessene Luftdruck ist gleich dem Porenwasserdruck.

Die Erfahrungen mit diesem Gerät gehen auseinander. Während ihm auf der einen Seite [10], wo es in Form einer Goldbeck-Dose angewendet wurde, eine allzu große Empfindlichkeit und daher viele Ausfälle vorgeworfen wurden, hat es an anderer Stelle [12] jahrelang gut gearbeitet.

Mit einer Membran arbeitet auch ein Gerät [9, 17], das in den Niederlanden entwickelt wurde (Bild 15). Die Durchbiegung der Membran infolge des von unten auf sie wirkenden Porenwasserdruckes wird hierbei durch Philips-Streifengeber gemessen und aus ihr auf den Wasserdruck geschlossen.

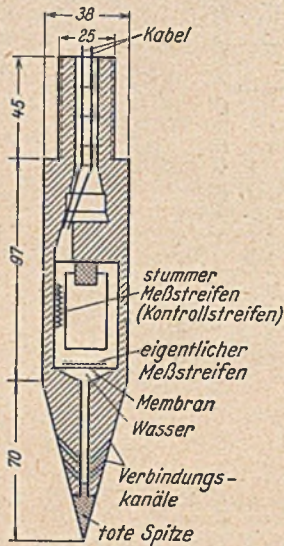


Bild 15. Elektrische Porenwasserdruckzelle (entnommen aus Boiten-Plantema, An electrically operating pore water pressure cell. Proc. Rotterdam 1948, Bd. I, S. 307, Fig. 2).

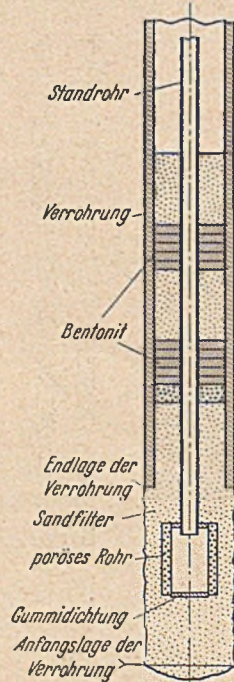


Bild 16. Filter für Porenwasserdruckmessungen nach A. Casagrande (entnommen aus A. Casagrande, Soil mechanics in the design and construction of the Logan Airport. Schriftenreihe Bodenmechanik der Graduate School of Engineering, Harvard University Cambridge, Mass., Heft 33)*).

Die Brauchbarkeit der elektrischen Widerstandsmessung ist wegen der Alterungserscheinungen der Streifengeber bei langen Meßzeiten, wie sie bei Porenwasserdruckanzeigen die Regel bilden, noch fraglich.

Da demnach die elektrischen Geräte nicht überall befriedigend, ist man in neuerer Zeit wieder auf die primitiveren Anordnungen zurückgekommen. So wurden in Colorado, USA., bei Erddämmen geschlossene Meßrohre entwickelt, die an der Spitze eine durchlässige Karborundscheibe besitzen. Der Porenwasserdruck wird hier wiederum durch wassergefüllte Verbindungsleitungen auf ein zentrales Bourdon-Manometer übertragen. Die Einrichtung erlaubt das Umschalten auf ein beliebiges Piezometer, ohne daß ein Fließen des Wassers eintritt [10].

Die gleichen Gründe veranlaßen A. Casagrande, zu den ursprünglichen offenen Meßrohren zurückzukehren [14]. Um die störende Gasentwicklung auszuschalten, die auf galvanische Ursachen zurückzuführen ist, enthalten das Standrohr und seine Spitze keinerlei Metall (Bild 16). Der Fuß mit dem Filter besteht aus einem keramischen Stoff und besitzt eine so große Berührungsfläche mit dem Untergrund, daß sich der freie Spiegel rasch dem wechselnden Porenwasserdruck anpaßt. Außerdem ist das darüber befindliche Standrohr mit etwa 1 cm Innendurchmesser so dünn gehalten, wie es die Messung des Wasserstandes gerade noch erlaubt. Wenn der letztere nicht direkt festgestellt werden kann, wird ein elektrisches Lot benutzt, bei dem im Augenblick der Berührung des Wasserspiegels ein Stromkreis geschlossen wird, in dem sich ein Ohmmeter als Anzeigergerät befindet. Der Gebrauch des Ohmmeters hat den Vorteil, daß die Messung mit gleicher Genauigkeit mehrere Male wiederholt werden kann, da durch den geringen Meßstrom kein Gas erzeugt wird, was bei Klingeln und Lampen möglich ist.

Der vorstehende Überblick [15], der keineswegs erschöpfend sein soll, zeigt, wie wichtig die Messungen am fertigen Bauwerk im Ausland genommen werden. Es sei daher zum Schluß die Hoffnung ausgesprochen, daß Bauherrn, Versuchsanstalten und mechanische Werkstätten auch in Deutschland einen Beitrag liefern mögen, der es ermöglicht, etwas mehr Licht in die Beanspruchungen zu bringen, unter denen die Erd- und Grundbauwerke wirklich stehen.

*) Die Bilder 4, 9 bis 14 u. 16 wurden entnommen aus Schultze u. Muls, Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. Berlin 1950, Springer-Verlag.

Quellen.

1. Prospekte der Baldwin Locomotive Works, Philadelphia 42, PA. USA: SR-4-Strain-Gage Nr. 214 (Spannungsanzeiger), 226 (tragbares Empfangsgerät), 274 (Meßstäbe), 274 (Torsionsmesser), 279, 279 A, 279 B, (Streifengeber für Spannungsmessungen), 306 (Flüssigkeits-Druckzelle), 307 (Druckdose).
2. Testing Topics (bis 1946: SR-4-News-Letter), z. Zt. Bd. 5 (1950).
3. Baldwin domestic price list, SR-4-Strain-Gages, Instruments and Accessories, April 15, 1950.
4. Casagrande, Shannon — Research on stress-deformation characteristics of soils and soft rocks under transient loading. — Schriftenreihe Bodenmechanik der Graduate School of Engineering Heft 31, Harvard University, Cambridge (Mass.) 1947/48, S. 16, 18 u. 88. — C = Druck, T = Zug.
5. Tschebotarioff, Use of electric resistivity strain gages over long periods of time. Experimental Stress Analysis Bd. 3 (1946), S. 47.
6. Tschebotarioff, Determination from bending strain measurements of the distribution of lateral earth pressures against model flexible bulkheads. Géotechnique Bd. I (1948), Heft 2.
7. Griffith, Instrumentation for field measurements of deflections and pressures for airport pavements. Proc. Rotterdam 1948, Bd. V, S. 68.
8. De Beer, Bodenuntersuchungen in Laboratorien. Ann. Trav. publ. Belg. 95 (1942), S. 97.
9. Huizinga, Measurement of pore water pressure. Proc. Rotterdam 1948, Bd. I, S. 303.
10. Walker u. Dehn, Ten years of pore pressure measurements. Proc. Rotterdam 1948, Bd. III, S. 245.
11. Kjellman, Field investigations — General report. Proc. Rotterdam 1948, Bd. VI, S. 88.
12. Speedie, Experience gained in the measurement of pore pressures in a dam and its foundation. Proc. Rotterdam 1948, Bd. I, S. 287.
13. Cuperus — de Nie, Strengthening the road-bed of a railway, supported by soft soil and situated amidst the buildings of the central part of a town. Proc. Rotterdam 1948, Bd. II, S. 1.
14. Casagrande, Shannon — Soil mechanics in the design and construction of the Logan Airport. — Schriftenreihe Bodenmechanik der Graduate School of Engineering, Heft 33. Harvard University Cambridge, Mass. 1948/49, S. 199 und 214.
15. Weitere Angaben enthält: Schultze u. Muls, Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten, S. 232, 369, 377, 404, 410 und 427. Berlin 1950, Springer-Verlag.
16. Philips-Dehnungsmeßstreifen. Theorie und Praxis. Technische Mitteilung MA 3 D.
17. Philips-Meßgeräte. Instrumente für Bodenuntersuchung: Bodendruckaufnehmer, Flüssigkeitsdruckaufnehmer. Prospekt I M-P 4.
18. Prospekte der Philips-Valvo-Werke G.m.b.H., Hamburg: Elektrische Meßgeräte, Ausgabe Januar 1950, Nr. I M-P 2 (direkt anzeigende Meßbrücke), I M-P 3 (Induktiver Amplitudenaufnehmer und Dehnungsmesser), I M-P 5 (Druckkraftmesser), I M-P 6 (Dehnungsmeßstreifen), Angabenblatt 32 (richtiges Aufkleben von Dehnungsmeßstreifen), 51 (Dehnungsmeßgeräte. Lieferprogramm Stand Februar 1951).
19. Elektronisch Messen, z. Zt. Bd. 2. Zeitschrift der Philips-Werke für die Anwendung der modernen elektrovisuellen Meßgeräte in Laboratorium und Werkstatt.

Vermischtes

Oberbaudirektor a. D. Dr.-Ing. Erich Lohmeyer 65 Jahre.

Am 10. Mai 1951 feiert Oberbaudirektor a. D. Dr.-Ing. Erich Lohmeyer seinen 65. Geburtstag. Der Lebensweg dieses bekannten Fachmannes ist ebenso außerordentlich wie seine ungewöhnliche Begabung. Nach dem Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Hochschule Hannover, einer abwechslungsreichen Ausbildungszeit als Regierungsbauführer vornehmlich im Küstengebiet der Ostsee, hatte Lohmeyer nach Ablegung der großen Staatsprüfung auf dem Gebiete des Wasser- und Straßenbauwesens 1912 bei schwierigen Großbauten im Kaiser-Wilhelm-Kanal und bei Hafenhauten in Emden vielfältige Gelegenheit, sich umfassende Kenntnisse auf dem Gebiete des Wasser- und Grundbaues anzueignen. Einen gewissen Abschluß dieser Vorbereitungszeit bildete seine Doktor-Dissertation mit Verleihung der Würde eines Dr.-Ing. an der Technischen Hochschule in Danzig im Jahre 1919. 1921 wurde er in die Hafenabteilung des Preußischen Ministeriums für Handel und Gewerbe in Berlin berufen. Er übernahm als „Referent Preußen rechts der Elbe einschließlich des Gebietes um Hamburg“, bereits mit 40 Jahren zum Ministerialrat befördert, die Verantwortung für die vielseitigen Aufgaben hafengebäulicher und finanztechnischer Art vorwiegend in den Küstengebieten, zugleich als Aufsichtsratsmitglied verschiedener Hafengemeinschaften. 1928 führte ihn eine Studienreise zu den Häfen der Ostküste Nordamerikas und Kanadas und der Großen Seen.

1930 wurde Dr.-Ing. Lohmeyer auf Grund seiner hervorragenden Leistungen bei den Verhandlungen mit Hamburg, die zu der Preußisch-Hamburgischen Hafengemeinschaft führten, zum Oberbaudirektor des Hamburger Hafens berufen, dessen Reorganisation sein besonderes Verdienst war.

1934 wurde er, weil er den Nationalsozialismus ablehnte, in den Ruhestand versetzt. Weit entfernt jedoch, sich zur Ruhe zu setzen, entwickelte Lohmeyer nunmehr als Berater Ingenieur in Berlin eine ebenso umfassende wie erfolgreiche Tätigkeit. Vornehmlich auf dem Gebiete der Gründungen und Planungen von Hafenanlagen arbeitend, wurde er zu Gutachten und Bauentwürfen im In- und Ausland herangezogen. 1940 übernahm er die Schriftleitung der „Bautechnik“ und 1943 die der Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“, die er bis zum April 1945 neben seiner Ingenieurarbeit in meisterhafter Weise durchführte.

Professor Dr. Georg Garboty 60 Jahre.

Am 25. Mai 1951 begeht der bekannte Fachmann auf dem Gebiete der Baumaschinen und des Baubetriebes, Professor Dr. Georg Garboty, seinen 60. Geburtstag. Garboty hat sich bereits in jungen Jahren als Diplom-Ingenieur des Maschinenbauwesens beim Bauwesen verschrieben. Er begann seine Laufbahn im ersten Weltkrieg, nachdem er an der Front eine schwere Armverletzung erlitten hatte, als Ingenieur der Geräteabteilung im Hause Philipp Holzmann. Als solcher hat er zunächst noch während des Weltkrieges beim Taurus-Tunnelbau der Bagdadbahn mitgearbeitet und später im Stammhaus Frankfurt/Main als Vertreter des Leiters der Geräteabteilung gewirkt. Von Holzmann trat er 1923 als Leiter der Geräteabteilung zur Siemens-Bauunion über. Umfangreiche und schwierige Aufgaben erwarteten ihn in dieser Stellung. Der Aufbau der Geräteabteilung einer Großfirma mit umfassenden Arbeiten auf allen Gebieten des Ingenieurbaues gelang ihm in kürzester Frist. Nach jahrelanger intensiver Arbeit auf diesem verantwortungreichen Posten krönte die Schaffung der großzügigen Baustelleneinrichtung und die persönliche Leitung des Geräteinsatzes beim Bau der Shannon-Wasserkraftanlage in Irland seine Tätigkeit bei der Siemens-Bauunion. Neben seiner hauptamtlichen Tätigkeit hatte sich Garboty bereits in Frankfurt/Main dem Studium der Volkswirtschaftslehre zugewandt und an der dortigen Universität mit einer interessanten Arbeit über die Normung in der Industrie zum Dr. rer. pol. promoviert. Anschließend daran hatte er sich an der T. H. Darmstadt als Privatdozent für das Gebiet der Baumaschinenlehre habilitiert. Diese Tätigkeit hat er nach seinem Übertritt zur Siemens-Bauunion an der T. H. Berlin fortgesetzt, bis er im Jahre 1927 von dieser Hochschule zur Begründung des ersten Lehrstuhles in Deutschland für das Gebiet des Maschinenwesens beim Baubetrieb als ordentlicher Professor berufen wurde. 19 Jahre hat Garboty an dieser Stelle als Hochschullehrer und Wissenschaftler gewirkt und sich internationalen Ruf erworben. Neben der Lehrtätigkeit hat er in dem von ihm begründeten Forschungsinstitut in Siemensstadt grundlegende Unter-

suchungen auf seinem Arbeitsgebiet durchgeführt und ihre Ergebnisse laufend der Bauwirtschaft zur Verfügung gestellt. Außer in Hunderten von Zeitschriftenaufsätzen hat er seine Erfahrungen in dem von ihm herausgegebenen Handbuch des Maschinenwesens beim Baubetrieb niedergelegt, von dem bisher 3 Bände erschienen sind. 10 Hefte der Mitteilungen des Forschungsinstitutes haben die Ergebnisse seiner Forschungsarbeit zusammengefaßt. Von weiteren Buchveröffentlichungen aus seiner Feder sei nur das leghin erschienenen Taschenbuch „Baumaschinen und Baubetrieb“ erwähnt. Trotz dieser umfassenden wissenschaftlichen Tätigkeit hat Garboty nie versagt, wenn die Allgemeinheit seine Mitarbeit in Anspruch nahm. So hat er jahrelang im Nebenamt als geschäftsführender Direktor des Vereins Deutscher Ingenieure gewirkt und beim Bau des Westwalls als Leiter des Organisationsamtes der Bauindustrie mitgearbeitet. Vor einigen Monaten ist Professor Garboty einer Berufung als Ordinarius für Baumaschinen und Baubetrieb an die Technische Hochschule Aachen gefolgt, wo er neben seiner Lehrtätigkeit dank der Unterstützung der Bauindustrie und der zuständigen Ministerien auch seine wissenschaftliche Forschungsarbeit zum Nutzen der Bauwirtschaft fortsetzen kann.

Wir wünschen Professor Garboty, daß ihm noch viele Jahre reicher Arbeit und Erfolge an der neuen Wirkungsstätte vergönnt sein mögen.

v. R o t h e.

Neuartige Landungsmole in New York.

Die Wiederherstellung der im September 1947 abgebrannten Landungsmole, Pier 57 in New York, sieht eine neuartige Bauweise vor, bei der vom Auftrieb weitgehend Gebrauch gemacht wird*).

Von dem alten Bauwerk sind nur etwa 3000 Holzpfähle geblieben, die Ende 1950 auf - 10.37 unter Wasser abgeschnitten worden sind. Der schwarze, weiche, organische Schlamm wurde bis - 11.30 aus-

* Auszug aus Engng. News-Rec. 11. Jan. 1950.



1945 stellte er sich bei Neubildung der Generaldirektion Schifffahrt in Berlin sofort zur Verfügung und baute trotz schier unüberwindlicher Schwierigkeiten als Leiter der Wasserstraßenverwaltung der Ostzone in aufopfernder Arbeit eine neue Verwaltung auf mit dem Erfolg, daß die Wasserstraßen in verhältnismäßig kurzer Zeit wieder im ganzen Bereich betriebsfähig wurden. 1948 schied Dr. Lohmeyer aus der Generaldirektion Schifffahrt aus. Nach vorübergehender Tätigkeit als Beratender Ingenieur in Berlin verlegte er 1950 sein Arbeitsfeld wieder nach Hamburg, wo sein großes Ansehen ihm wichtige Aufgaben im In- und Ausland zutrug.

Als Wissenschaftler ist Lohmeyer mit zahlreichen Veröffentlichungen hervorgetreten. Wohl sein bekanntestes Werk ist „Der Grundbau“, eine völlig neue Bearbeitung des bekannten Werkes von Brennecke¹⁾. Sein Name wurde durch dieses Buch in aller Welt bekannt. Außerdem veröffentlichte er eine große Anzahl von Aufsätzen meist in der „Bautechnik“. Sein Ansehen als Grundbaufachmann führte zu seiner Wahl zum Vorsitzenden der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau im Jahre 1950.

Die vorstehende Würdigung kann nur stichwortartig den Lebens- und Berufsweg Lohmeyers aufzeigen und daher nur ein unvollkommenes Bild von einer erfolgreichen, aber wechselvollen Berufstätigkeit vermitteln. Aus seinem persönlichen Leben sei erwähnt, daß er durch dreimaligen Flieger-schaden sein ganzes Hab und Gut verlor.

Als einer seiner engsten Mitarbeiter aus der Zeit 1945 bis 1947 hatte ich immer wieder den Vorzug, sein überragendes Können auf bau- und verwaltungstechnischem Gebiet ebenso wie seine unermüdlige Schaffenskraft zu bewundern, die gepaart ist mit

hohem Verständnis für die Nöte anderer und der seltenen Fähigkeit, die Leistung seiner Mitarbeiter anzuerkennen und diesen durch sein gewinnendes Wesen die Freude am gemeinsamen Schaffen zu vermitteln. Ich darf daher heute für viele sprechen, wenn ich dem Jubilar die herzlichsten Glückwünsche übermittle, die in dem Wunsche gipfeln, daß es ihm vergönnt sei, in zukünftigen Jahren weiterhin in Gesundheit und Schaffenskraft eine reiche Ernte technischer und wissenschaftlicher Erfolge einzubringen.

P e t e r s.

¹⁾ Brennecke-Lohmeyer, Der Grundbau, 6. Aufl. Berlin 1948, Wilt. Ernst & Sohn.

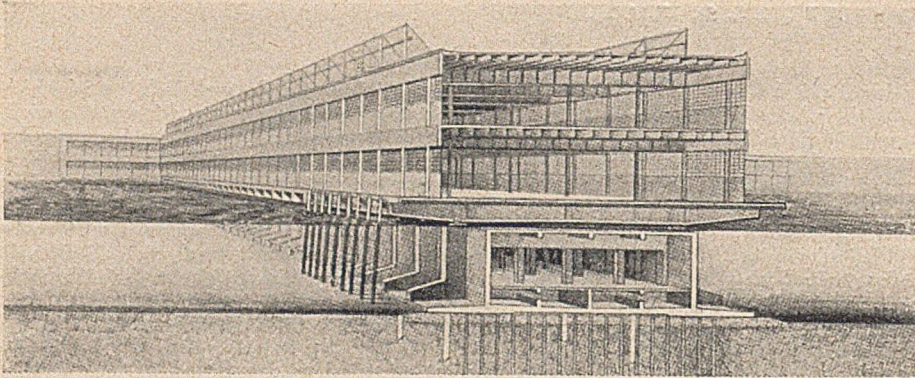


Bild 1. Der neue Pier 57.

gebaggert und eine 1,20 m starke Sand- und Kiesunterlage eingebracht und auf der Hafensohle gleichmäßig verteilt.

Auf diese Unterlage werden drei große Stahlbetonsenk-kästen, der erste gleichlaufend mit der Uferlinie, die beiden anderen rechtwinklig dazu, eingeschwommen und abgesenkt. Die Senkkästen sind 106,75 m lang, 25,01 m breit und 9,94 bzw. 10,37 m hoch. Der Boden der Senkkästen ist an den Längsseiten der Senkkästen Nr. 2 und 3 auskragend und mit Rippen versteift und hat eine Gesamtbreite von 45,35 m. Die oben geschlossenen Senkkästen werden in der endgültigen Lage dauernd unter Wasser sein, so daß ihr Auftrieb nahezu unveränderlich bleiben wird. Etwa 90% des Eigengewichtes werden durch den Auftrieb aufgewogen (Bild 1 u. 2).

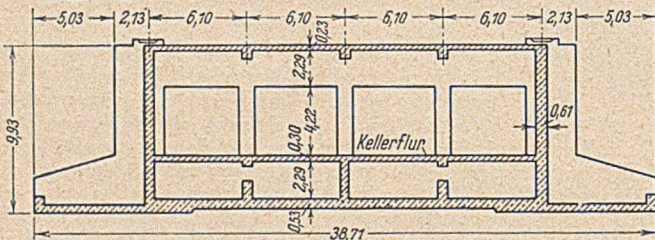


Bild 2. Schnitt durch den hohlen Gründungskörper.

Als kleinste Belastung wurde die unbelastete Mole bei höchster Hochflut von N.N. + 2,90 berechnet, wobei noch eine Belastung von $0,1 \text{ kg/cm}^2$ verblieb. Die Vollbelastung bei niedrigster Ebbe von N.N. - 0,30 ergibt einen Bodendruck von $0,83 \text{ kg/cm}^2$, kleiner als er bei der alten Mole war. Für die Übernahme dieser Belastung wurde auch die Tragfähigkeit der alten Holzpfähle in die Rechnung gezogen. Gegen Horizontalkräfte werden in den Seitenwänden der Senkkästen lotrechte, röhrenförmige Aussparungen gelassen, in welchen lange Rammträger bei dem ersten und mit Beton gefüllte Rohrpfähle von 76 cm Durchmesser bei dem zweiten und dritten Senkkasten heruntergetrieben werden.

Diese neuartige Lösung wurde durch die besonderen örtlichen Verhältnisse bedingt. Prof. Donald M. Burmister, der Fachberater für Bodenmechanik der entwerfsbearbeitenden Fa. Madigan & Hyland, hatte eingehende Untersuchungen ausgeführt. Die bis zum Felsen abgeteufte Probebohrungen zeigten, daß die Schlamm-schicht am Ufer etwa 18 m, an der Molenspitze ungefähr 60 m tief ist. Fels wurde in 30 m bzw. in 120 m Tiefe angetroffen. Die alten Holzpfähle bedeuteten bereits eine Verdichtung des Schlacks. Zur weiteren Verfestigung des Untergrundes wurden rd. 215 Sandbrunnen von 50 cm ϕ 17 m tief in den Schlack abgesenkt. Man rechnet mit einer Setzung der belasteten Senkkästen von etwa 4,3 bis 9,6 cm, und es wird erwartet, daß 90% der berechneten Setzung innerhalb 53 Tagen vor sich gehen wird.

Der Oberbau ruht auf 45,75 m langen, vorgespannten Stahlbeton-trägern, die beiderseitig 10,67 m auskragen und im Abstand von 6,10 m verlegt werden. Auch die Decken werden in Spannbeton ausgeführt. Der Oberbau besteht aus einem oberen Flur und einer befahrbaren Dachfläche. Da der Innenraum der Senkkästen als Speicherkeller benutzt werden kann — in den ersten Senkkasten am Ufer werden die Wagen herunterfahren können —, so wird die Landungs-mole insgesamt vier Nutzflächen haben. Die Länge des Pier 57 beträgt 221 m ohne Uferanschlußstück.

Der Entwurf stammt von Capt. der Navy Mr. Emil H. Praeger bei der Fa. Madigan & Hyland.

Die Angebote für den Unterbau sind am 10. Januar 1951 geöffnet worden. Überraschenderweise sind nur zwei Angebote eingelaufen. Das billigere Angebot, dessen Endsumme sich auf 6 273 503 Dollar belief, hat die weltbekannte Fa. Merritt, Chapman and Scott eingereicht, das zweite Angebot schloß mit 8 992 000 ab. Vorgesehen

waren durch das Städtische Department of Marine and Aviation 4 542 000 Dollar für dieses Baules und 7,5 Millionen Dollar für den gesamten Bau einschließlich der bereits verausgabten Räumungsarbeiten der alten Mole.
R. Papp, New York.

Wasserkraftanlage Sarobi in Afghanistan.

Die Siemens-Bauunion G. m. b. H. erhielt den Auftrag, in Arbeitsgemeinschaft mit der C. Baresel A. G. in Stuttgart, den Bau der Wasserkraftanlage in Sarobi in Afghanistan durchzuführen. Bauherr ist die Kabul Elektrizitätserzeugungsgesellschaft, ein gemischt-wirtschaftliches Unternehmen. Es handelt sich bei den Arbeiten um den Bau eines 18 m hohen Wehres, eines Stollens von rd. 4 km Länge und 26 m^2 Querschnitt, eines vollständig im Fels eingelassenen 600 m^2 großen und ca. 35 m tiefen Wasserschlosses, zweier Druckrohr-schächte und des Krafthauses. Das Gefälle beträgt ca. 50 m. Der bauliche Teil wird zum größten Teil für den Vollausbau für die Erzeugung von 44 000 kW ausgebaut. Die vorläufige Maschinenleistung beträgt 22 000 kW. Der erzeugte Strom soll in erster Linie der Versorgung der Hauptstadt Kabul und den dort neu zu errichtenden Industrien dienen. Der Wert des baulichen Teils ist für den ersten Ausbau mit 5 Millionen Dollar veranschlagt.

Preisträger des Schinkelwettbewerbes 1950.

Hochbau.

Entwurf eines Kunst- und Kulturzentrums im Fremdenverkehrs- viertel einer norddeutschen Großstadt.

Preisträger: Architekt Wilhelm Weygandt. Geldpreis DM 1200.— und Schinkelplakette.

Prämie: Student der vereinigten Bauschulen Erhard Fritzsche. Geldprämie DM 300.—.

Eisenbahnbau.

Entwurf eines Güterbahnhofes für Lebensmittel und Kohlen, die auf dem Wasserwege und mit der Eisenbahn ankommen, die Möglichkeit weiterer Anfuhr mit Kraftwagen war unter Berücksichtigung der Stadtplanung zu untersuchen. Die Anlage sollte für die Versorgung eines Stadtteiles von einer Million Einwohner ausreichend sein.

Preisträger: Reichsbahnbaureferendar Dipl.-Ing. Wolfram Kamrad. Geldpreis DM 1500.— und Schinkelplakette.

Schinkelwettbewerb 1951.

Am 11. März 1951 beging der Architekten- und Ingenieur-Verein zu Berlin sein 96. Schinkelfest, auf welchem die neuen Schinkelaufgaben für den Schinkelwettbewerb 1951 verkündet wurden. Sie lauten:

1. Hochbau. In einer norddeutschen Großstadt soll ein Hotel errichtet werden, das hohen gesellschaftlichen Anforderungen gerecht wird.

2. Eisenbahn- und Straßenbau. Im Anschluß an die geplante Verlängerung der Berliner U-Bahnlinie A vom U-Bahnhof Olympia-Stadion über Bahnhof Pichelsdorf nach Spandau-Süd soll eine Weiterführung über Földerich-Platz hinaus untersucht werden. Eine Brücke über die Havel ist zu entwerfen.

3. Wasserbau. Ein kleinerer Fluß soll zur Erzeugung von elektrischer Energie an einer festgelegten Stelle in einem Talsperren-kraftwerk ausgenutzt werden.

Teilnahmeberechtigt sind sämtliche Mitglieder des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Berlin bis zum vollendeten 40. Lebensjahr mit Ausnahme derjenigen Mitglieder, die als Mitarbeiter bei einem der Aufbesteller tätig sind.

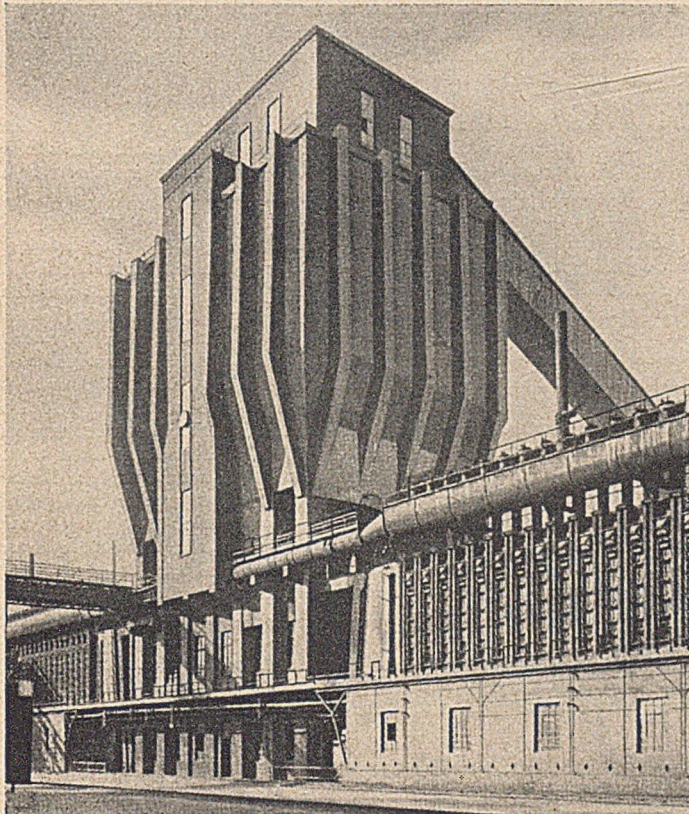
Die Wettbewerbsunterlagen sind im Büro des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Berlin, Berlin-Zehlendorf-West, Ruhmeweg 14, Telefon: 84 63 92, gegen Einzahlung der Unkosten in Höhe von DM 3.— für die Hochbau-Aufgabe, DM 15.— für die Eisenbahn- und Straßenbauaufgabe und DM 3.— für die Wasserbau-Aufgabe erhältlich. Diese müssen im voraus auf das Postscheckkonto 82 64 Berlin-West eingezahlt werden. Einreichungsfrist: 31. Dezember 1951, 12 Uhr.

Staatliche Bau- und Ingenieurschule Würzburg 100 Jahre.

Die Staatliche Bau- und Ingenieurschule Würzburg mit angeschlossener Technikerschule und Berufsfachschule begeht in der Zeit vom 20. bis 22. Juli 1951 ihr hundertjähriges Gründungsfest. Alle ehemaligen Absolventen und Freunde der Lehranstalten werden gebeten, ihre Anschrift dem Sekretariat der Staatlichen Bau- und Ingenieurschule, (13a) Würzburg, Sanderring 8, mitzuteilen.

75 Jahre Hochtief.

Aus Anlaß des 75jährigen Bestehens des Unternehmens gibt die Hochtief Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten, vorm. Gebr. Helfmann, Essen, eine mit zahlreichen hervorragenden Bildern ausgestattete Denkschrift heraus, die ein eindrucksvolles Bild des Aufstieges und der Leistungen dieser deutschen Baufirma von internationaler Bedeutung vermittelt.



Kohlenturm der Großkokerie Bruchstr. in Langendreer (Fassungsvermögen 4000 t).
Ausgeführt durch Hochtief A.G., Essen.

Als die Gebrüder Helfmann 1872 in Frankfurt am Main eine Baufirma gründeten, erlebte das Geschäft dank der Tüchtigkeit und Weitsichtigkeit der Gründer einen schnellen, durch die damalige gewaltige Baukonjunktur begünstigten Aufstieg, so daß es sich als notwendig erwies, nach dem Tode von Balthasar Helfmann 1896 die offene Handelsgesellschaft in eine Aktiengesellschaft umzuwandeln.

Die neue A.G. wendete sich neben dem Hochbau in besonderem Maße dem Tiefbau zu. Mehr und mehr verlagerte sich der Schwerpunkt des Unternehmens in das Gebiet des aufstrebenden Ruhrgebietes. Es war daher nur folgerichtig, daß die Gesellschaft 1922 ihren Sitz nach Essen verlegte und mit der Schwerindustrie enge, auch kapitalmäßig verankerte Bindungen einging. Bald wuchs das Unternehmen, das nach dem ersten Weltkrieg zu den größten deutschen Baufirmen aufrückte, weit über die Grenzen Deutschlands hinaus. Zweigniederlassungen wurden in Holland, Bulgarien, Finnland, der Türkei und im Iran eingerichtet. Mit der Entwicklung der Bautechnik hielt das Unternehmen Schritt. Auf dem Gebiete des Stahlbetons, der Stahlbeton-Fertigteile und des Spannbetons wurden eigene wichtige Bauformen entwickelt. Insbesondere aber wurde die Firma im Industriebau führend, wovon zahlreiche eindrucksvolle Bauten Zeugnis ablegen.

Die Rückschläge nach dem verlorenen zweiten Weltkriege, die dem Unternehmen schwere Verluste brachten, wurden überwunden. Die Hochtief A.G. entwickelte sich nach 1945 wieder zu einem achtunggebietenden Unternehmen, das mit einem Aktienkapital von über 7 Mio DM zur Gruppe der deutschen Großbaufirmen zählt.

Wir beglückwünschen die Hochtief A.G. zu ihrem Jubiläum und wünschen ihr weitere erfolgreiche Arbeit.

Personalnachrichten

Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn.

Bestellt:

zu Vizepräsidenten: die Abteilungspräsidenten Dr.-Ing. Börner, ED Regensburg, und Stroebe, ED Stuttgart.

Ernannt:

zu Reichsbahndirektionspräsidenten: Ministerialrat Heß, ED Frankfurt (Main); Abteilungspräsident Ammer, ED Stuttgart, und Abteilungspräsident Dr.-Ing. Vogel, EZA München; zu Abteilungspräsidenten: die Reichsbahndirektoren und Abteilungsleiter Niehage, ED Augsburg; Weig, ED München, und Stroh, ED Nürnberg; die Oberreichsbahnräte und Abteilungsleiter Meid, ED Augsburg; Müller (Johannes), ED Essen; Weyher, ED Frankfurt (Main); Kleine (Wilhelm), ED Köln; Zabel und Kaune, ED Münster; zu Reichsbahndirektoren: die Oberreichsbahnräte und Dezerenten Mündemann, GBL West Bielefeld; Reinhard, ED Augsburg; Dr.-Ing. Nitschke, ED Hamburg; Sockel, ED Kassel; Kapeller und Kleinbauer, ED Nürnberg; Stepper, ED Regensburg; Dr.-Ing. Landwehr und Schwingel, ED Wuppertal, und Dr.-Ing. Sasse, EZA München; zu Oberreichsbahnräten: die Reichsbahnräte und Dezerenten Wagler und Mevissen, ED Essen; Dr.-Ing. Nebelung, ED Frankfurt (Main); Rütters, ED Hamburg; Wendorff, ED Hannover; Hartling, ED Kassel; Schülke, ED Köln, und Schmeißer, ED Stuttgart; die Reichsbahnräte und Betriebsamtsvorstände Meine, BA Lauterbach (Hess.); Münter, BA Ulm; Sabarth, BA Kiel; Meltzer, BA Frankenberg (E); Stadelhöfer, BA Wuppertal 2; Tenschert, BA Syke; Schan (Edgar), BA Paderborn, und Otto (Fritz), BA Dortmund 1; zu Reichsbahnräten: die Reichsbahnbaussessoren und Hilfsarbeiter Michelfelder, BA Ulm; Hörter, BA Frankfurt (Main) 1; Frauscher, BA München 5; Dr.-Ing. Scotland, BA Göttingen; Jansen, BA Düren, und Hansen (Erich), NeubA Köln; Reichsbahnamtmann Strothotte, Hilfsarbeiter der ED Kassel; die Angestellten und Hilfsarbeiter Veit, ED Stuttgart, und Mohr, ED Frankfurt (Main); zum Reichsbahnbaussessor: Bauassessor Hudemann, ED Frankfurt (Main).

Versetzt:

Abteilungspräsident Grimm (Fritz) als Oberbetriebsleiter zur GBL West Bielefeld; die Oberreichsbahnräte: Schelkle als Abteilungsleiter zur ED Wuppertal; Kayser als Dezerent zur ED Essen; Waltenberg als Dezerent zur ED Frankfurt (Main); Craeey als Dezerent zur ED Köln; Birkel als Vorstand zum BA Ingolstadt und Gehlhar als Vorstand zum BA Olpe; die Reichsbahnräte: Schieb und Krause (Edgar) als Dezerenten zur ED Münster; Schubert als Vorstand zum BA Mü-Gladbach; Adelman als Vorstand zum BA Rosenheim; Henn als Vorstand zum BA München 2; Fastenrath als Vorstand zum BA Duisburg 2; Horn als Vorstand zum BA Emden; Lamers als Vorstand zum BA Düren; Wittmann als Vorstand zum BA Wetzlar; Thomsen als Vorstand zum BA Flensburg; Neeb als Vorstand zum BA Oldenburg 2; Mau als Hilfsarbeiter zum EZA München; Dölp als Hilfsarbeiter zum BA Osnabrück 2 und Kunze (Hermann) als Hilfsarbeiter zum BA Darmstadt 1.

Anmerkung: ED = Eisenbahndirektion; GBL = Generalbetriebsleitung; EZA = Eisenbahn-Zentralamt; BA = Eisenbahn-Betriebsamt; NeubA = Eisenbahn-Neubauamt.

Bücherschau

Mai er-Leibnitz, Hermann: Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen II, Teil 1. — Untersuchungen über durchlaufende Träger und Rahmen, insbesondere über solche mit gerader Achse und mit im Feld veränderlichem Trägheitsmoment. X, 200 S. mit 152 Textabb. u. zwei herausnehmbaren Tafelblättern. Stuttgart 1950, Franckh'sche Verlagshandlung, Geh. 19,50 DM.

Im ersten Einführungsband dieses groß angelegten Statik-Lehrbuches, den der Unterzeichnete bereits früher besprochen hatte¹⁾, waren die Grundlagen für die spätere Anwendung ausführlich dargestellt. Der vorliegende erste Teil des zweiten Bandes baut darauf auf und behandelt — etwa zu gleichen Teilen — den durchlaufenden Träger auf starren Stützen sowie die Rahmenkette.

Der Leser hat hier die seltene Gelegenheit, die sonst im Schrifttum im allgemeinen nur getrennt behandelten Berechnungsverfahren nebeneinander dargestellt zu finden und den Umfang der erforderlichen Rechenarbeit an Hand ausführlich vorgerechneter Zahlenbeispiele vergleichen zu können. Dabei haben sowohl die klassischen Verfahren wie auch die neueren Iterationsverfahren (z. B. Cross, Grinter) Berücksichtigung gefunden. Besondere Beachtung verdient auch in diesem Band die überaus anschauliche Darstellung von Biegelinien und Einflußlinien, die durch das große Buchformat ermöglicht wurde.

Die beiden vorliegenden Bände bauen hauptsächlich auf vorhandenen, bekannten Untersuchungen auf. Wegen ihrer geschickten Zusammenstellung und der meisterhaften Darstellung wird sie niemand, sei er nun Studierender oder reifer Ingenieur, ohne reichen Gewinn aus der Hand legen.

Worch.

¹⁾ Bautechn. 25 (1948), Heft 8, S. 191.

Zillich/Stiegler, Friedrich: Statik, leicht verständlich dargestellt. IV. Teil: Erster Fortbildungsband, 6. Aufl. IV, 70 S. mit 102 Textabb. Berlin 1950, Wilh. Ernst & Sohn, Geh. 3,60 DM.

Während die ersten 3 Bände der Statik, leicht verständlich dargestellt, die bereits in 16. Auflage erschienen sind, den Bauschüler in die Grundlagen der Statik einführen, behandelt der erste Fortbildungsband einige wichtige Sondergebiete, deren Kenntnis auch dem Bauschulabsolventen ein Bedürfnis ist. Neben Ergänzungen von Ausführungen aus den ersten drei Bänden bringt der Fortbildungsband die Theorie der Einflußlinien, den Gerberträger, den Dreigelenkbogen, den durchlaufenden Träger, den Zweigelenkrahmen, Biegung bei Druck- oder Zugkraft in Stahlbetonschnitten und horizontale Schubspannungen in verdübelten Holzbalken und Stehblechträgern. Vollständig durchgeführte Zahlenbeispiele, besonders beim Dreigelenkbogen, beim durchlaufenden Träger und beim Zweigelenkrahmen, tragen ganz wesentlich zum Verständnis des Dargebten bei.

Das Bändchen wird, wie seine Vorgänger, auch bei älteren Ingenieuren seine Freunde finden. E. Weiss.

University of Illinois Bulletin Nr. 384, Vol. 47, No. 50, März 1950: Wilson, Wilbur M., Munse, William H., u. Snyder, J. Sterling: Fatigue strength of various types of butt welds connecting steel plates. — 60 S. mit 18 Textabb. u. 33 Tab. Herausgeber: University of Illinois, Urbana. Geh. 50 Cents.

In einer großen Anzahl von Versuchen wird die Beeinflussung der Dauerfestigkeit (Schwellfestigkeit) von lichtbogenschweißten Stumpfstoßen aus 22 mm dickem Blech aus drei Sorten St 37 durch verschiedene Faktoren verfolgt. Untersucht wurde der Einfluß einer nicht völligen Durchschweißung, des Abarbeitens der Schweißnaht und einer Herabsetzung der Eigenspannungen durch Erhitzen bzw. schwaches Recken. Teilweise wurde auch bei tiefen Temperaturen (etwa -30°) geprüft.

Daß in nicht völlig durchgeschweißten Stößen quer zur Beanspruchungs-Richtung die Dauerfestigkeit nur gering ist, ist durchaus nicht überraschend. Einige andere der erzielten Ergebnisse sind dagegen beachtlich, so z. B. der danach anscheinend nur geringe Einfluß der Schweiß-Eigenspannungen auf die Dauerfestigkeit. E. H. Schulz.

Föppel, Ludwig, u. Mönch, Ernst: Praktische Spannungsoptik. VII, 162 S. mit 135 Textabb. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1950, Springer-Verlag. Ganzleinen 21,— DM.

Durch die Fortschritte der praktischen Spannungsoptik im letzten Jahrzehnt ist diese ein wichtiges Hilfsmittel für den Bauingenieur und Maschinenbauer geworden. Der Zweck des vorliegenden Buches ist es, die Zusammenarbeit zwischen Spannungsoptik und dem Konstrukteur zu fördern, um konstruktive Gedanken unmittelbar an einfachen spannungsoptischen Modellversuchen überprüfen zu können. In den ersten drei Abschnitten des Buches wird eine Einführung in die Spannungsoptik gegeben, und zwar die ebene und die räumliche Spannungsoptik sowie die Übertragungsmöglichkeit der Ergebnisse. Dieses geschieht in kurzer Fassung, die zum Verständnis der in den späteren Abschnitten behandelten praktischen Beispiele erforderlich ist. Von diesen Beispielen sollen für den Bauingenieur genannt werden: Spannungen in Fundamenten, Untersuchungen einer Gurtlasche und Zeitlupen-Aufnahmen bei spannungsoptischen Untersuchungen von Schlagversuchen bei Ausführungen von elastischem Schlag auf einen Balken und Schlag auf einen Balken mit anschließendem Bruch.

Möge das Buch dazu beitragen, daß die spannungsoptischen Verfahren und ihre Anwendung in weiten Ingenieurkreisen bekannt und diesen Verfahren damit neue Möglichkeiten erschlossen werden. Hans Bühler.

Valentin, Wilhelm: Diagramme, Einflußlinien und Momente für Durchlaufträger und Rahmen. 67 S. mit 55 Textabb. u. 64 Taf. Wien 1950, Springer-Verlag. Geh. 24,— DM.

In einer Schweizer Kritik des I. Bandes der neuen 7. Auflage des Buches „Durchlaufträger“¹⁾ wurde bemängelt, daß es eigentlich nicht notwendig sei, derartigen Formelwerken richtunggebende Erläuterungen und Anwendungsbeispiele voranzustellen oder beizugeben, denn der erfahrene Ingenieur benötige solche Hinweise nicht, und der unerfahrene solle die Finger davon lassen. Daß aber eine solche Einstellung nur bedingt richtig ist, zeigt der Inhalt des vorliegenden Werkes, bei dem in 3 großen Abschnitten mit zusammen 51 Seiten (bei im ganzen 65 Seiten Text) die für den Anfänger gedachten theoretischen Grundlagen für die Benützung der Diagramme gegeben werden, wie dies an sich nur zu begrüßen ist. Denn diese Tafeln bedürfen tatsächlich einer gewissen theoretischen Ein-

führung und Erklärung, weil ihr Gebrauch immerhin nicht so einfach erscheint, wie dies sonst bei fertigen Formeln der Fall zu sein pflegt. Deshalb kann das Bestreben des Verfassers nur anerkannt werden, wenn er dem Benützer des Buches vor allem die Beziehungen zwischen den inneren Kräften und den Formänderungen anschaulich darzustellen versucht.

Im übrigen stellt die Neuerscheinung einen weiteren Beitrag dar, wie bei der Behandlung von Durchlaufträgern und -rahmen die zu bewältigenden elasto-statischen Vorarbeiten abgekürzt und schematisiert werden können, wobei allerdings zunächst dahingestellt bleiben mag, wie sich die graphischen Tafeln im praktischen Gebrauch bewähren. Kleinlogel.

Federhofer, Karl, u. Girkmann, Karl: Festschrift. Beiträge zur angewandten Mechanik. Herausgegeben aus Anlaß des 65. Geburtstages von Prof. Dr. Karl Federhofer und des 60. Geburtstages von Prof. Dr. Karl Girkmann in Wien. XIV, 413 S. mit Textabb. Wien 1950. Franz Deuticke, Geb 30,— DM.

Das Buch ist eine Sammlung von Beiträgen zur angewandten Mechanik von Freunden und Schülern der Jubilare. Der größere Teil der Arbeiten behandelt Einzelprobleme der Platten- und Schalentheorie. Erwähnt seien nur W. Flügge: Das Relaxationsverfahren in der Schalenstatik, K. Marguerre: Über die Stabilität der Zylinderschale veränderlicher Krümmung, A. Schleußner: Halbkugelschale in Verbindung mit kreisförmiger Ringplatte, O. Dedic: Spannungszustand einer quadratischen Platte mit kreisrunder Öffnung, A. Pucher: Die Einflußfelder des Plattenstreifens mit 2 eingespannten Rändern, F. Reinighuber: Zur Elastostatik des räumlichen Falterwerkes. Von den übrigen Arbeiten verdienen die besondere Beachtung des Bauingenieurs: E. Friedrich: „Vorgespannte Stahlbetonträger bei Verbundkonstruktionen“ mit wertvollen Anregungen und Gedanken zur Verwendung von Spannbetonträgern anstelle von Stahlträgern. O. K. Fröhlich behandelt die Sicherheit gegen Rutschung einer Erdmasse auf kreiszylindrischer Gleitfläche mit Berücksichtigung der Spannungsverteilung. E. Reißner bringt einen Beitrag zur Theorie des Balkens auf elastischer Unterlage.

Die von hoher wissenschaftlicher Warte aus geschriebenen Arbeiten werden dem mit einschlägigen Aufgaben betrauten Ingenieur wertvolle Anregungen und Hilfe bieten können. Schröder.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Bezugsquellenverzeichnis „Schweißtechnische Erzeugnisse“. Ausgabe 1950. Herausgeber: Wirtschaftsvereinigung der Schweißtechnischen Industrie (WSI), Frankfurt (Main). 58, XII S. Verleger: Das Spezial-Archiv der deutschen Wirtschaft, Verlag Hoppenstedt & Co., Heppenheim (Bergstraße). Geh. 2,45 DM.

Rohr für den Stahlbau — Statische Werte und Gewichte. 64 S. Zu beziehen durch Rheinische Röhrenwerke A.G., Mülheim (Ruhr), Engelbertstraße 108.

Schaechtle, Karl, u. Rein, Wilhelm: Wettbewerb zum Wiederaufbau der Rheinbrücke Köln-Mülheim 1948/49. Im Auftrage des Fachverbandes Stahlbau, Deutscher Stahlbau-Verband, bearbeitet. IV, 108 S. mit 180 Textabb. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1950, Springer-Verlag. Geh. 18,— DM. Ausführliche Besprechung erfolgt demnächst im STAHLBAU.

Wiarda, Georg: Höhere Mathematik und Technische Mechanik für Bauingenieure. II. Teil: Integralrechnung. VIII, 120 S. mit 31 Textabb. Stuttgart 1951, Konrad Wittwer. Geh. 7,50 DM.

Hermann Fischmann †.

Am 12. April 1951 verschied Dr.-Ing. Hermann Fischmann. Eine ausführliche Würdigung seiner Persönlichkeit und seiner Bedeutung für die Entwicklung des Stahlbaues werden wir im nächsten Heft unserer Zeitschrift „DER STAHLBAU“ veröffentlichen.

Die Schriftleitung.

INHALT: Wohnhochhäuser in Stahlskelettbau. Beschreibung des bauingenieurtechnischen Entwurfes der Hochhäuser am Grindelberg in Hamburg. — Der Brückenbau der Deutschen Bundesbahn im Jahre 1950 (2. Teil). — Berechnung durchgehender Rahmen mit dreigliedrigen Elastizitätsgleichungen. — Der neue Verkehrsweg Österreichs in Stockholm (Schluß). — Einige ausländische Geräte zur Beobachtung von Erd- und Grundbauten. — Vermischtes: Oberbaudirektor a. D. Dr.-Ing. Erich Lohmeyer 65 Jahre. — Professor Dr. Georg Garbotz 60 Jahre. — Neuartige Landungsmole in New York. — Wasserkraftanlage Sarobi in Afghanistan. — Preisträger des Schinkelwettbewerbes 1950. — Staatliche Bau- und Ingenieurschule Würzburg 100 Jahre. — 75 Jahre Hodtief. — Personalnachrichten. — Bücherchau. — Eingegangene Bücher. — Hermann Fischmann †. — Zeitschriftenschau. — Beilage „Der Stahlbau“.

„Die Bautechnik“ mit Beilage „Der Stahlbau“ Lizenz Nr. 143. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher: 87 15 56. Schriftleitung: Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. Johannes Peters, ebendort. Monatlich ein Heft, Bezugspreis vierteljährlich 9,— DM (Ausland nur ganzjährlich 36,— DM) und Zustellgeld im voraus zahlbar. Bestellungen nimmt jede wissenschaftliche Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postcheckkonto: Berlin-West 1688. Abbestellung einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres. Nachdruck nur mit Genehmigung des Verlages.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten an:

EPPAG, 41—45 Neal-Street, London W. C. 2.

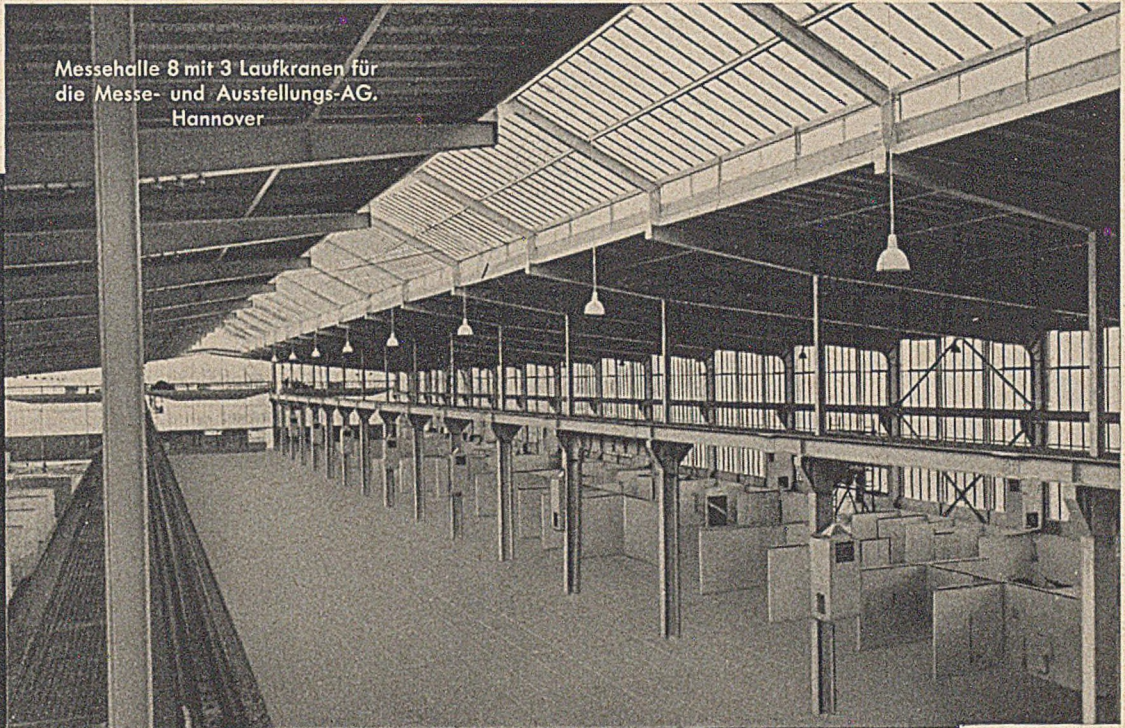
Anzeigenverwaltung: Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169.

Druck: Oskar Zach o.H.G., Berlin-Wilmersdorf.

¹⁾ Kleinlogel-Hasselbach, Durchlaufträger, I. Bd. Berlin 1949, Wilh. Ernst & Sohn.

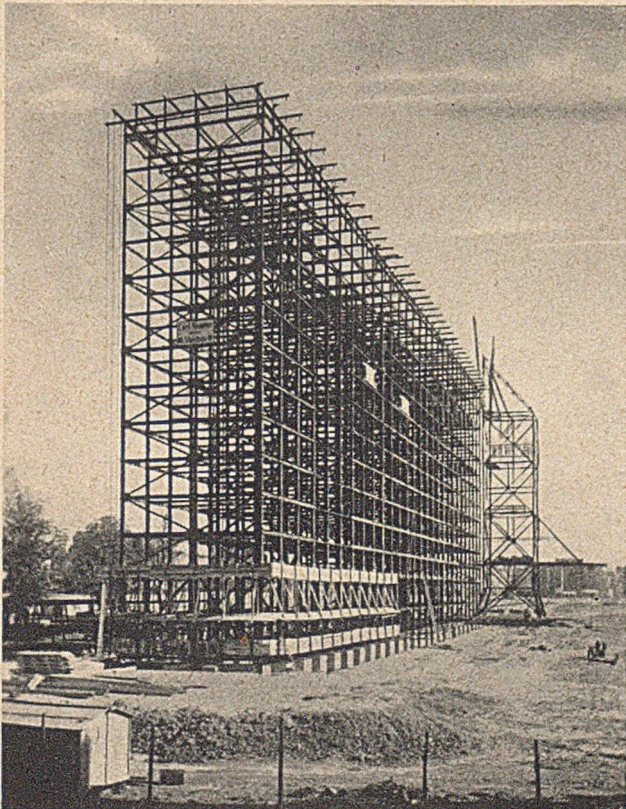


Messehalle 8 mit 3 Laufkränen für
die Messe- und Ausstellungs-AG.
Hannover



C.H. JUCHO DORTMUND

BRÜCKEN · HOCH- U. WASSERBAUTEN · BEHÄLTER · U. MASTEBAU · FÖRDERGERÜSTE



Stahlskelett für Hochhaus von 14 Geschossen,
42 m hoch, Gewicht 1600 t, in 10 Wochen montiert



Carl Spaeter



Hamburg

Stahlkonstruktionen

für

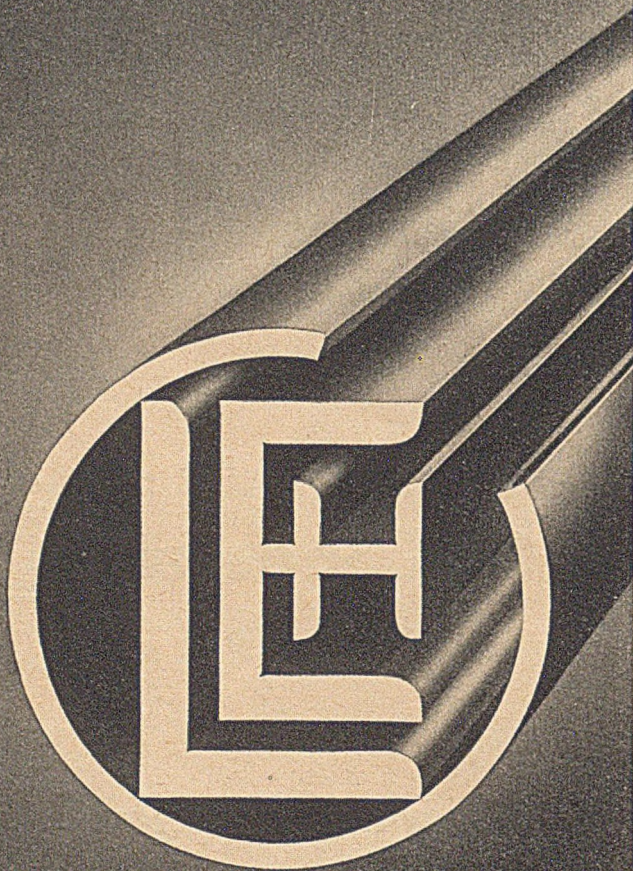
Brückenbau

Hochbau

Behälterbau

STAHLBAU

1871-1951



LOUISEILERS

FABRIK FÜR
EISENHOCHE-UND BRÜCKENBAU
HANNOVER-HERRENHAUSEN

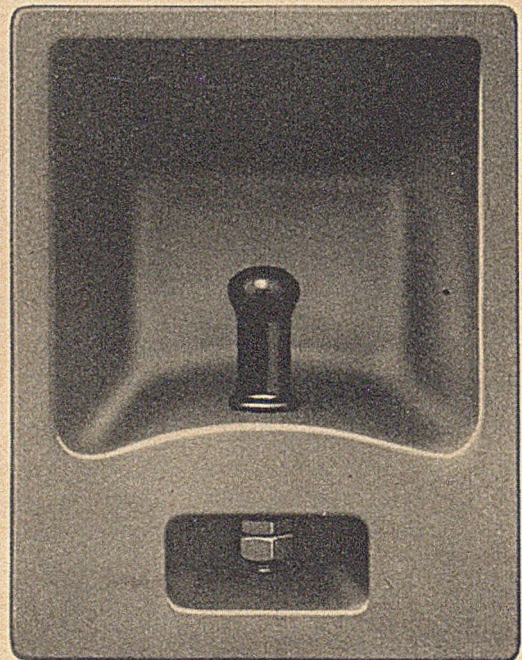
MECHANISCHE
**BODEN
VERDICHTUNG**

NACH DEM RÜTTELD RUCKVERFAHREN D. R. P.
BIS ZU GRÖSSTEN TIEFEN
DAMMVERDICHTUNG BIS 35 METER JE STUFE


JOHANN KELLER
GEGR. 1820
FRANKFURT A. M. HAMBURG

RENCHEN-BD.

Schleusen- und Hafenausrüstungen



Haltekreuz Bauart „Oblonga“

G. L. REXROTH G. M. B. H.

Lohrer Eisenwerk

Lohr a. Main



HUMBOLDT

AUFBEREITUNG für Erz, Steinkohle, Braunkohle
Zementfabriken · Eigene Versuchsanstalt

STAHLBAU HUMBOLDT

Eisenbahn- und Straßenbrücken
Stahlskelette für Wohn- und Geschäftshäuser
Stahlskelette für Industriebauten
Behälter, Bunker, Silos, Walzwerkshallen,
Schachthallen, Fördergerüste

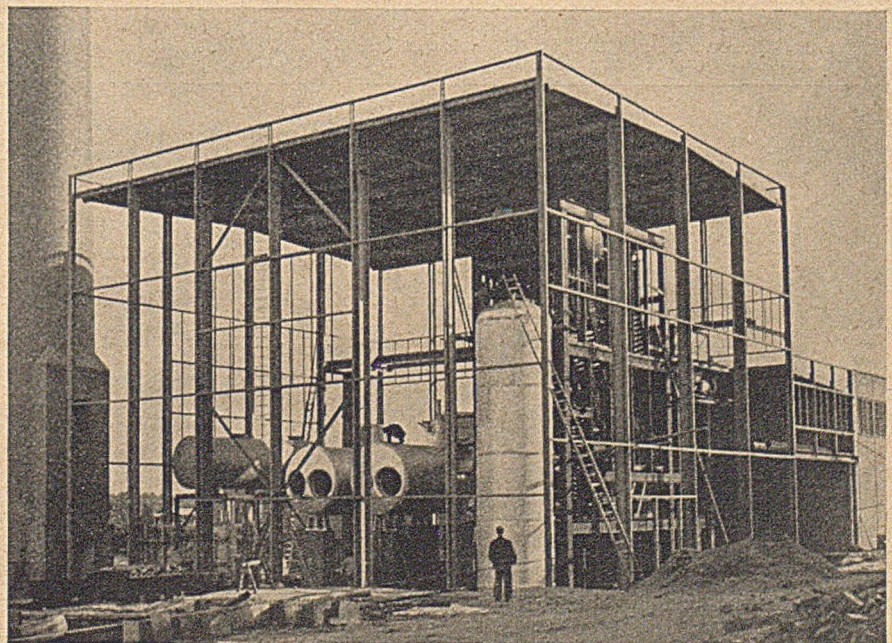
KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN



SIEGENER AKT.-GES. GEISWEID

für Eisenkonstruktion,
Brückenbau u. Verzinkerei

Stahlbrücken
Stahlhochbau
Behälter
Großrohrleitungen
Apparatebau
Verzinkte Bleche
Wellblechbau
Lohnverzinkung



PFAHL-GRÜNDUNG*System Brechtel*

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

Zweigbüro: München 23, Birkenfeldstraße 4
 Telefon Nr. 33252

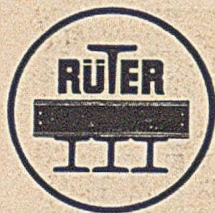
SCHWEISSDRAHTE

Agil

**AGIL
WEISS-GELB**

AGIL SCHWEISSDRAHT DR.VAAS G.M.B.H.
 HANNOVER-KIRCHRODE · DORTMUND ·

AURICH

**HERMANN RÜTER**

STAHLHOCH- UND BRÜCKENBAU

Gegr. 1879

Hannover-Linden, Göttinger Chaussee 10

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN / BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

SCHAPER

Stählerne Brücken

Siebente, neubearbeitete und erweiterte Auflage in drei Bänden

Bearbeitet von Reg.-Baumeister a. D. Kurt Brückner und Ministerialrat Eugen Ernst

BAND I, TEIL 1

Einführung / Der Baustoff Stahl / Verbindungsmittel

Mit 248 Textabbildungen
 Gr. 8°. XII, 207 Seiten

1949

Geheftet 18,— DM
 Ganzleinen 20,50 DM

Prospekte stehen zur Verfügung

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die Gropius'sche Buchhandlung
 (1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168





ARCOS AACHEN
*Pioniere der
Elektroschweißung*
ELEKTRODEN · TRANSFORMATOREN
AUSRÜSTUNGEN · SCHWEISSERSCHULE

Bautenschutz durch

ORKIT
SCHWARZER
SCHUTZANSTRICH

OSITEX
FÜR HELLFARBIGE
SCHUTZANSTRICHE

ROSTSCHUTZ
-46-
GRAUE ROSTSCHUTZ-
FARBE

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
BERLIN-WILMERSDORF (West-Berlin)

Soeben erschienen:

**BERECHNUNG
MEHRFACH GESTÜTZTER
SPUNDWÄNDE**

Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues
und der Baugrundforschung

Heft 15

Von

Dr.-Ing. ERICH LACKNER

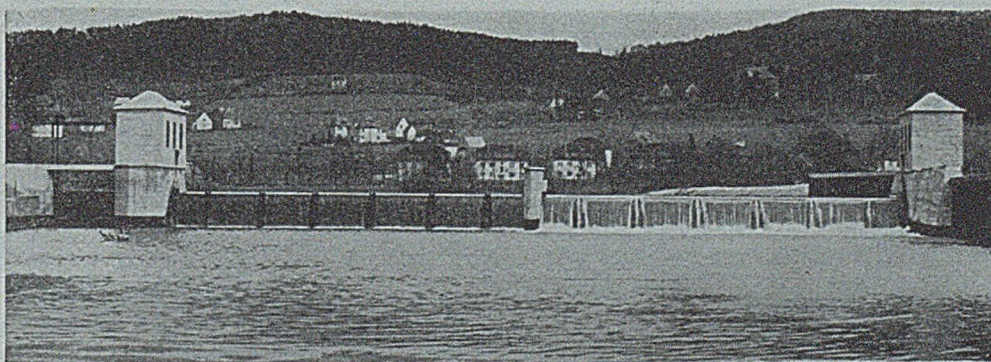
Dritte, unveränderte Auflage

DINA 5. XI, 64 S. mit 58 Textabb. 1951. Geh. DM 6,—

Zu beziehen durch jede Buchhandlung sowie durch die
Gropius'sche Buchhandlung
(1) Berlin-Wilmersdorf (West-Berlin), Hohenzollerndamm 168.

**Aus unserem
Lieferprogramm:**

Umlegbare Wehre,
Gleit-, Roll- und Tief-
schütze, Rechen,
stationäre und fahr-
bare Rechenreiniger,
Getriebebau.



Pühler 301

Karl Pühler, Maschinenfabrik, Bergneustadt/Rhld.



STAHLHOCH- u. BRÜCKENBAU

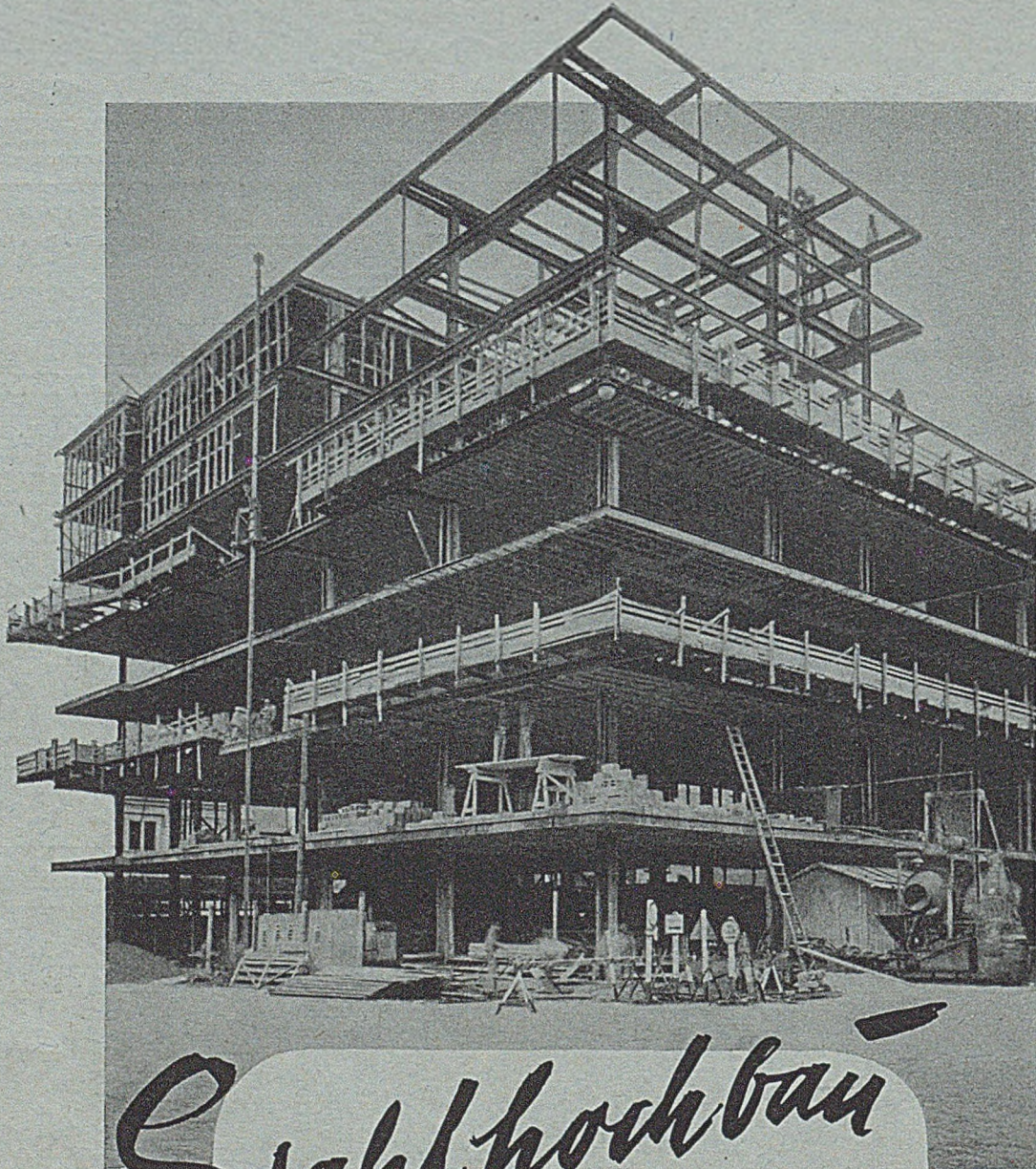
STAHL-
HOCHBAUTEN

HALLEN- UND INDUSTRIEBAUTEN, BAHNHOFSHALLEN,
STAHLSCHELETTE FÜR WOHN- UND GESCHÄFTSHÄUSER,
KRAFTWERKSBAUTEN, BEHÄLTER, BUNKER, SILOS,
MASTE UND FUNKTÜRME

BRÜCKEN-
BAUTEN

EISENBAHN- UND STRASSENBRÜCKEN ALLER SYSTEME
UND STÜTZWEITEN, GENIETET ODER ELEKTRISCH
GESCHWEISST

EISENWERKE KAISERSLAUTERN



Stahlhochbau

Obenstehendes Bild:
Neu errichteter Stahlhochbau
für das Geschäftshaus SPEISER in Stuttgart.
Stahlbau bei ME seit über 100 Jahren. Kennzeichen der
von der ME erbauten Stahlhoch- und Skelettbauten: Stil-
klare Schönheit, nach modernen Gesichtspunkten geleitete
Konstruktionen. – Beratung und Angebote im Stahlhoch-
bau und Brückenbau jederzeit unverbindlich.

20099

FF

Esslingen

Maschinenfabrik Esslingen, Esslingen a. N.