

DER BAUINGENIEUR

26. Jahrgang

März 1951

Heft 3

Beitrag zur Frage der Durchbiegung von großen Straßenbrücken im Zusammenhang mit Messungen an der Köln-Deutzer Rheinbrücke

von Konrad Heinz Braun in Zusammenarbeit mit Vermessungsamt für Stadt Köln

Die Durchbiegung von Straßenbrücken ist in
den letzten Jahren in Deutschland, wie in vielen
anderen Ländern, ein Thema geworden, das
immer mehr Beachtung findet. In der
Vorbereitung der Brückenbauarbeiten ist
es notwendig, die Durchbiegung der
Brücken zu messen, um die Sicherheit
der Brücken zu gewährleisten. In der
Vorbereitung der Brückenbauarbeiten ist
es notwendig, die Durchbiegung der
Brücken zu messen, um die Sicherheit
der Brücken zu gewährleisten.

Während der Durchbiegung infolge ungleicher Last
auf der Brücke (z. B. durch ungleiche
Anordnung der Fahrbahnbelagsschichten) ist die
Durchbiegung infolge des Versagens der Fahrbahn
nach 1944 1951 zu messen. Die mittlere Durchbiegung
der Brücke unter Verkehr ist während der
Messung zu messen. In der Vorbereitung der
Brückenbauarbeiten ist es notwendig, die
Durchbiegung der Brücken zu messen, um die
Sicherheit der Brücken zu gewährleisten.



DER BAUINGENIEUR

26. Jahrgang

1951/Heft 3

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg

Die Durchbiegung von Straßenbrücken ist in
den letzten Jahren in Deutschland, wie in vielen
anderen Ländern, ein Thema geworden, das
immer mehr Beachtung findet. In der
Vorbereitung der Brückenbauarbeiten ist
es notwendig, die Durchbiegung der
Brücken zu messen, um die Sicherheit
der Brücken zu gewährleisten. In der
Vorbereitung der Brückenbauarbeiten ist
es notwendig, die Durchbiegung der
Brücken zu messen, um die Sicherheit
der Brücken zu gewährleisten.

Während der Durchbiegung infolge ungleicher Last
auf der Brücke (z. B. durch ungleiche
Anordnung der Fahrbahnbelagsschichten) ist die
Durchbiegung infolge des Versagens der Fahrbahn
nach 1944 1951 zu messen. Die mittlere Durchbiegung
der Brücke unter Verkehr ist während der
Messung zu messen. In der Vorbereitung der
Brückenbauarbeiten ist es notwendig, die
Durchbiegung der Brücken zu messen, um die
Sicherheit der Brücken zu gewährleisten.



Die Durchbiegung von Straßenbrücken ist in
den letzten Jahren in Deutschland, wie in vielen
anderen Ländern, ein Thema geworden, das
immer mehr Beachtung findet. In der
Vorbereitung der Brückenbauarbeiten ist
es notwendig, die Durchbiegung der
Brücken zu messen, um die Sicherheit
der Brücken zu gewährleisten. In der
Vorbereitung der Brückenbauarbeiten ist
es notwendig, die Durchbiegung der
Brücken zu messen, um die Sicherheit
der Brücken zu gewährleisten.

Während der Durchbiegung infolge ungleicher Last
auf der Brücke (z. B. durch ungleiche
Anordnung der Fahrbahnbelagsschichten) ist die
Durchbiegung infolge des Versagens der Fahrbahn
nach 1944 1951 zu messen. Die mittlere Durchbiegung
der Brücke unter Verkehr ist während der
Messung zu messen. In der Vorbereitung der
Brückenbauarbeiten ist es notwendig, die
Durchbiegung der Brücken zu messen, um die
Sicherheit der Brücken zu gewährleisten.

DER BAUINGENIEUR

1921/22

26. Jahrgang

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg



Beitrag zur Frage der Durchbiegung von großen Straßenbrücken im Zusammenhang mit Messungen an der Köln-Deutzer Rheinbrücke.

Von Regbmst. Franz Braun in Zusammenarbeit mit Vermessungsrat Fritz Barth, Köln.

Die zulässige Durchbiegung von Straßenbrücken ist in DIN 1073 geregelt. Es bleibt darin offen, ab wann man sehr große Brücken rechnet und wie weit man mit der Durchbiegung gehen kann. In dem neuen Entwurf zur DIN 1073 soll m. W. die obige Regelung bestehen bleiben. Eine genaue Festlegung hat wohl auch wenig Sinn, weil die Auswirkungen der Durchbiegung je nach der Verkehrsart und dem System unterschiedlich sind, und die Durchbiegung selbst als Maß für die Brauchbarkeit im Verkehr weniger wichtig ist als die Schwingungsverhält-

Während die Durchbiegung infolge ständiger Last durch entsprechende Überhöhung ausgeglichen wird (mit Ausnahme von Kriegsbrückenkonstruktionen), ist die Durchbiegung infolge des Verkehrs für Vollbelastung nach DIN 1072 zu errechnen. Die tatsächliche höchste Belastung der Brücke unter Verkehr ist weitaus geringer, somit auch die tatsächlich auftretende größte Durchbiegung. Im allgemeinen wird die höchste auftretende Verkehrsbelastung je nach Stützweite mit $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3}$ der Vollast angenommen.

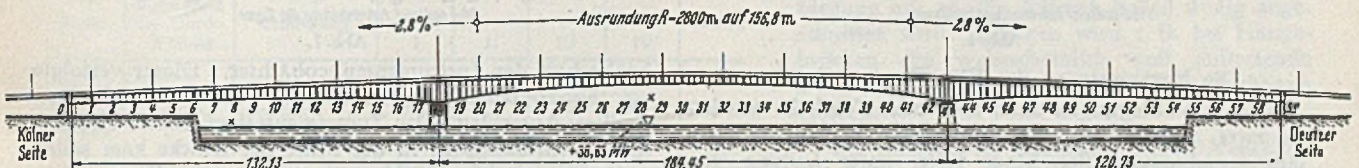


Abb. 1. Köln-Deutzer Brücke. Ansicht. Plan B 55480 von der Gutehoffnungshütte, Werk Sterkrade.

nisse, der Krümmungshalbmesser und der maximale Neigungswinkel. So beabsichtigt die Bundesbahn, bei ihren neuen B. E. an Stelle der Durchbiegung die Neigungswinkel vorzuschreiben. Die Auswirkung ist im allgemeinen gleich.

Bei der neuen Köln-Mülheimer Rheinbrücke, einer erdverankerten Hängebrücke, wurde mit Rücksicht auf die

Da während des Verkehrs erfolgte Brückenuntersuchungen kaum vorliegen, wurden bei der Köln-Deutzer Brücke die Durchbiegungen unter dem fließenden Verkehr gemessen, um in Zukunft unwirtschaftlichen Forderungen im Hinblick auf die Berücksichtigung der Durchbiegung beim Schiffsfahrtsprofil entgegenzutreten zu können; denn die

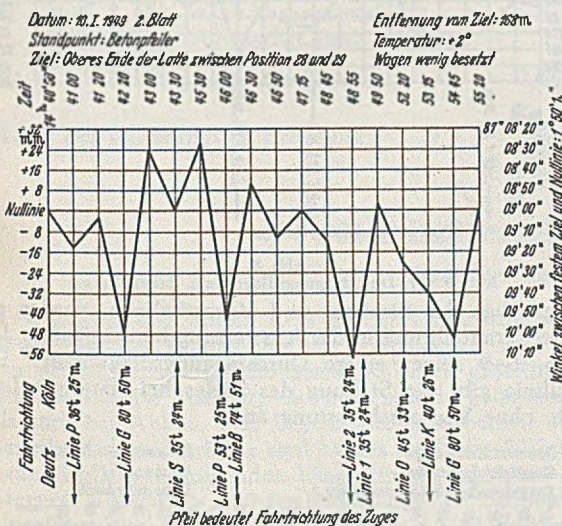


Abb. 2.

Abb. 2 bis 7. Durchbiegungsdiagramme, Mittelöffnung.

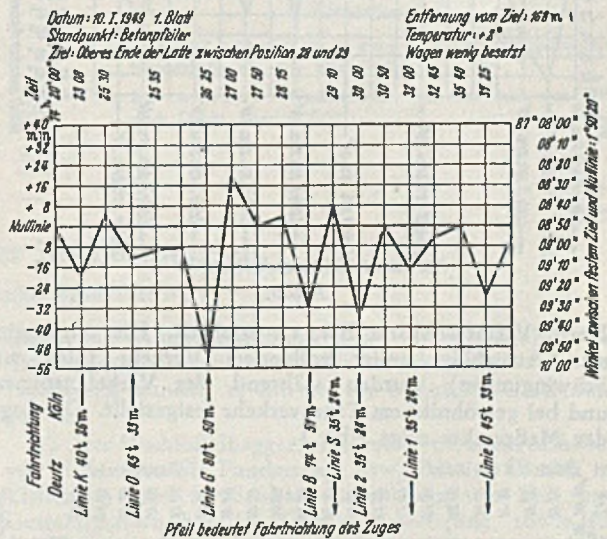


Abb. 3.

Straßenbahn bei Verkehr und Temperatur ein Krümmungshalbmesser von 1500 m zugelassen. Bei den letzten Entwürfen wurde aber ein Halbmesser von 1800 bis 2000 m eingehalten, der wohl anzustreben ist. Ich verweise in diesem Zusammenhang auf [1] und [2].

Folglich sind für die Durchbiegung wichtig:

1. Verkehrssicherheit der Fahrzeuge,
2. schwingungstechnisches Verhalten,
3. ästhetische Gründe und psychologische Beeinflussung der Benutzer,
4. Zusatzspannungen in der Fahrbahnplatte,
5. Lichtraumprofile für die Straßen, Eisenbahn und Schiffsfahrtsstraßen usw.

Berücksichtigung der Durchbiegung infolge Vollast bedeutet:

- entweder bei Hebung der Gradienten Tag für Tag Verrichtung unnützer Arbeit verbunden mit zusätzlichem Betriebsmittelverbrauch,
- oder eine unwirtschaftliche gedrückte Bauhöhe mit zusätzlichem Aufwand an Gewicht und Kosten.

Und das nur mit Rücksicht darauf, daß bei nie auftretender Vollbelastung bei höchstem schiffbarem Wasserstand, der nur an wenigen Tagen im Jahr erreicht wird, das Schiffsfahrtsprofil nicht eingeschränkt wird. Erschwerend ist, daß die großen Straßenbrücken oft in Städten liegen, wo mit Rücksicht auf die Bebauung die Rampen möglichst

kurz und wegen der Verkehrssicherheit, vor allem bei Glatteis, möglichst geringe Steigung aufweisen sollen. Bei Entwürfen für Rheinbrücken wurde daher wiederholt empfohlen, beim Schiffahrtsprofil nur einen Teil der vollen Durchbiegung zu berücksichtigen.

Als brauchbarste Methode erwies sich die trigonometrische Höhenwinkelmessung. Bei der Annäherung von schweren Fahrzeugen benachrichtigte der Verkehrs-

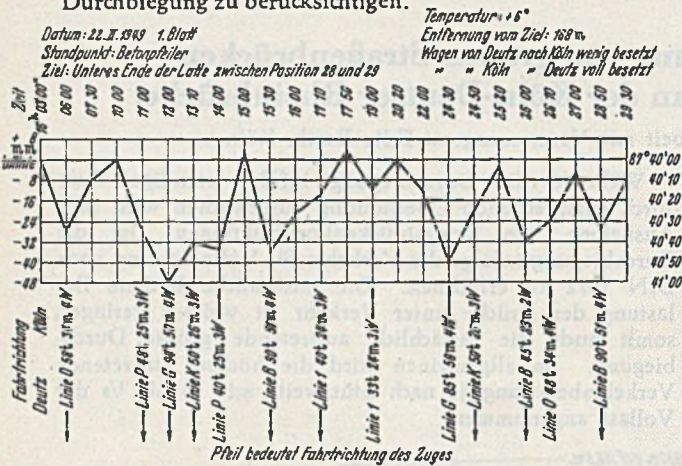


Abb. 4.

Die Messungen an der Köln-Deutzer Brücke.

Die Durchbiegungen unter fließendem Verkehr wurden an zwei Punkten mit Zeiß-Theodolit II von der Vermessungsabteilung der Stadt Köln unter Leitung von

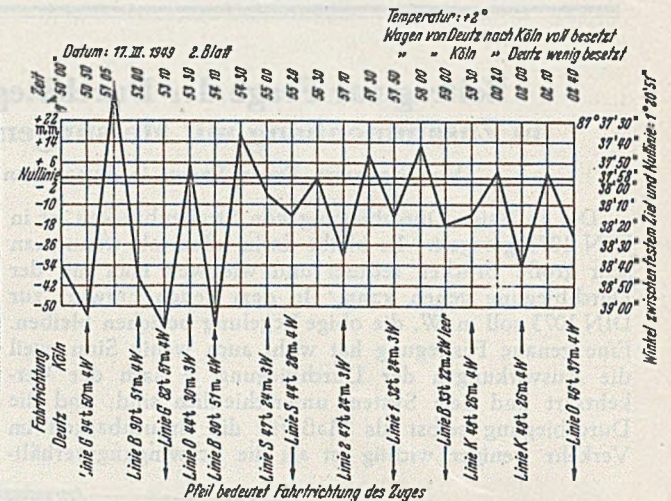


Abb. 7.

beobachter den Instrumentenbeobachter. Dieser verfolgte am horizontalen Fadenkreuzfaden das Ziel bis zum größten Ausschlag. Das Zusammentreffen zweier Straßen- und Vorortbahnzüge in der Mitte der Brücke kam selten vor. Pkw. und leichte Lkw. ergaben kaum wahrnehmbare Ausschläge. Die Gewichte und Längen der einzelnen

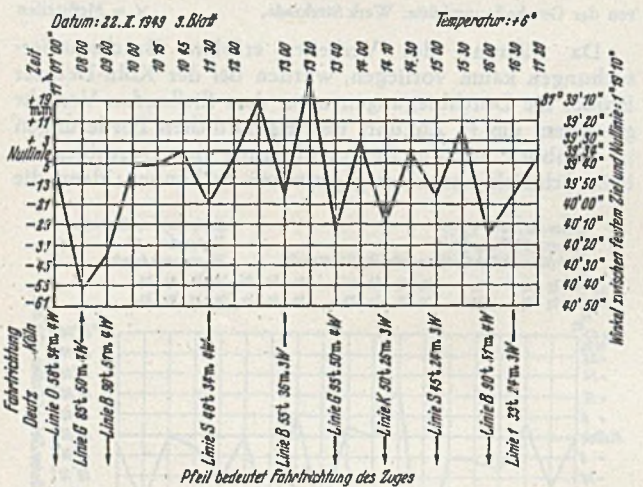


Abb. 5.

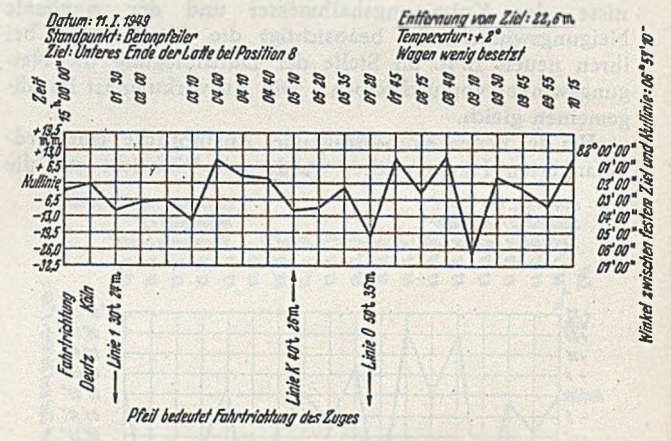


Abb. 8.

Abb. 8 u. 9. Durchbiegungsdiagramme, Seitenöffnung.

Herrn Vermessungsrat Barth ermittelt. Die ungünstigen Ausschläge unter rollendem Verkehr (also mit Schwingungen) wurden während der Verkehrsspitzen und bei gewöhnlichem Tagesverkehr festgestellt. Die Lage der Messpunkte zeigt Abb. 1.

Wagenzüge der Straßen- und Vorortbahnen wurden genähert ermittelt und in der Auswertung berücksichtigt. Die Abb. 2-9 zeigen einige Durchbiegungsdiagramme. Die Nulllinie gibt die Stellung des Zieles bei ständiger Last, d. h. ohne Verkehrsbelastung an.

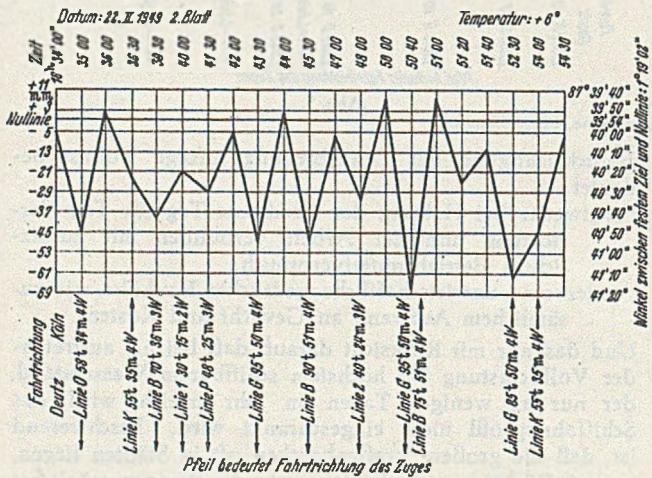


Abb. 6.

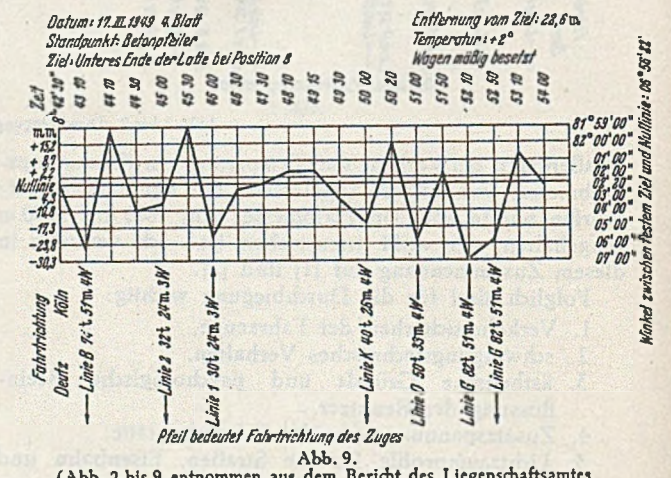


Abb. 9.

(Abb. 2 bis 9 entnommen aus dem Bericht des Liegenschaftsamtes der Stadt Köln.)

Die geringen Schwingungen der Nulllinie innerhalb eines Tages sind wohl auf Temperaturdifferenzen zurückzuführen. Ein genauer Zusammenhang konnte bei den geringen Temperaturdifferenzen nicht festgestellt werden. Eine seitliche Ausbiegung der Brücke wurde nicht beobachtet. Die größten Durchbiegungen wurden beim Zusammentreffen zweier Vorortbahnzüge mit 6,6 und 5,9 cm und beim Passieren der Linie G mit 5,5 cm gemessen.

Vergleich der gemessenen mit den errechneten Werten. Dankenswerterweise wurden von Herrn Dr.-Ing. Leonhardt die Durchbiegungen für die geschätzten Belastungen ohne Kenntnis der gemessenen Werte errechnet. Die errechneten Werte sind ohne Berücksichtigung der Verbundwirkung zwischen Stahlkonstruktion und Fahrbahnplatte ermittelt. Wird diese im Druckbereich berücksichtigt, so wird die Durchbiegung in der Seitenöffnung um rd. 6,5 % kleiner, in der Mittelöffnung um rd. 15 % kleiner.

Eine Zusammenstellung der errechneten und gemessenen Werte zeigt folgende Tabelle:

Punkt	Vorzeichen der Durchbiegung	Ermittlung	I	II	III	IV	Vollast
28/29	Senkung (-)	gemessen errechnet o. V. errechnet m. V.	Abb. 2	Abb. 3	Abb. 5	Abb. 7	63,3
5,6			5,7	4,3	5,5		
6,6			6,3	7,7	6,9		
	Hebung (+)	gemessen errechnet o. V.	Ungünstigster Wert = 2,5 cm				
			2,9	2,8	3,4	3,1	
8	Senkung (-)	gemessen errechnet o. V. errechnet m. V.	3,03	= ungünstigster Wert			47,4
4,30			4,2	5,5	4,5		
4,00			3,9	4,7	4,2		
	Hebung (+)	gemessen errechnet o. V.	2,17	= ungünstigster Wert			
			3,1	2,9	3,6	3,2	

o. V. = ohne Verbundwirkung
m. V. = Verbundwirkung geschätzt.

Pkt. 30/31: Bei ungünstigster Belastung: $f_M = 0,693 \text{ m} = \frac{L}{266}$

Pkt. 8: Bei ungünstigster Belastung: $f_s = 0,474 \text{ m} = \frac{L}{279}$

Schlußfolgerung.

Mittelöffnung: Als ungünstigste Durchbiegung bei Vollast werden unter Berücksichtigung der Verbundwirkung mit der Betonplatte 69 cm errechnet.

Gemessen wurden als ungünstigste Durchbiegung unter dem tatsächlichen Verkehr nur 6,6 cm, also nur 9,5 % des errechneten Wertes.

Seitenöffnung: Errechnet 47,4 cm, gemessen wurden 3,03 cm, somit nur 6,4 % des errechneten Wertes.

Das heißt also, daß nur rund 1/10 der unter Vollast errechneten Durchbiegung unter dem tatsächlichen Verkehr aufgetreten ist.

Auf Grund dieser Messungen, die auch für andere Rheinbrücken empfohlen werden, erscheint es gerechtfertigt, bei großen Brücken für das Schiffsfahrtsprofil die Durchbiegung unter Verkehrslast nur zu einem geringen Bruchteil zu berücksichtigen, wenn man nicht überhaupt von ihrer Berücksichtigung absieht. Letzteres gilt vor allem, wenn das Sollprofil infolge der Durchbiegung nur an den äußeren Ecken wenig angeschnitten wird. Dagegen wird z. B. bei Hängebrücken die wahrscheinlich voll auftretende Durchbiegung aus Temperatur zu berücksichtigen bleiben.

Ich schlage vor, höchstens 1/3 der Verkehrslast einzusetzen. Die Messungen (1/10 der errechneten Werte) beweisen, daß die Einhaltung des Lichttraumprofils auch dann auf jeden Fall gewährleistet ist. Die Begrenzung der Durchbiegung aus statischen und verkehrlichen Gründen wird hiervon nicht berührt.

Literatur.

- Schaechterle u. Leonhardt: Hängebrücken, Sonderdruck aus Die Bautechnik.
- Leonhardt: Straßenbrücke auf den Rhein von Köln nach Deutz. Berlin 1950.

Der Universalbagger im Baubetrieb.

Von Dr.-Ing. W. Franke, Frankfurt/M.

I. Bagger und Kran. Kein größeres Bauvorhaben ist heute ohne die Verwendung des Löffelbaggers oder eines der neuzeitlichen Umstellungsmöglichkeiten desselben als Universalbagger denkbar, und zwar sowohl beim Aufbau als auch bei Abbau- und Entrümmerungsarbeiten. Nach amerikanischem Vorbilde sind bereits vor etwa 20 Jahren hauptsächlich die folgenden Umstellungen des Universalbaggers konstruktiv durchgebildet und im Baubetriebe eingeführt worden: Hochlöffelbagger, Tieflöffelbagger, Schleplöffelbagger (auch Eimerseilbagger genannt), Greifbagger, Planierbagger, Kran, Ramme, Stampfer und Schrapper (Abb. 1). Die früher streng getrennten Begriffe Bagger und Kran gehen daher bei diesen Maschinenkombinaten vollständig ineinander über und der Universalbagger kann je nach vorkommenden Arbeitsaufgaben wahlweise als Bagger oder als Kran eingesetzt werden.

II. Anwendungsgebiete. Die ursprüngliche Aufgabe des Baggers ist das Lösen und Laden sowie auch die Förderung auf kurze Entfernung von lockerem oder geschüttetem sowie festem bzw. auch gesprengtem und mit Steinen durchsetzten Materials bei Aufbau- und Abbauarbeiten aller Art. Bei einzelnen der nachgenannten Umstellungen vertritt der Universalbagger auch die Stelle von einzelnen Spezialbaumaschinen und Förderanlagen, wo-

durch eine Anpassungsfähigkeit an Sonderaufgaben des Baubetriebes in weitestem Maße erreicht wird. — In der Hauptsache handelt es sich um die folgenden Umstellungen:

a) Der Hochlöffelbagger, als Grundtype, zum Ausheben von Erdmassen für Fundamente usw., für den Einsatz im Eisenbahn- und Straßenbau, Beseitigung von Erd- und Gesteinsmassen bei der Trümmerbeseitigung, sowie für ähnliche Hilfsdienste im Baubetriebe; ferner im Kohlen- und Erztagbau sowie im Steinbruch bei der Förderung von gesprengtem Gestein und Fels. — Letztere Arbeiten gehören zu den schwersten Arbeitsbedingungen.

b) Der Schleplöffelbagger (auch Eimerseilbagger) zur Herstellung von Böschungen, Ausheben von flachen Baugruben, Gewinnung von Sand, Kies, Lehm usw., ferner bei vielen Kanal- und Flußbauarbeiten, zur Zufüllung von Gräben sowie im Kohlentagebau und ähnlichen Betrieben.

c) Der Greifbagger wird heute bei der Trümmerbeseitigung vielfach angesetzt, namentlich bei Ausschachten von Kellern und anderen unterhalb der Baggersohle liegenden Gebäudeteilen, bei der Verladung von Baustoffen, Ausheben von Gräben, bei Bahnbau- und Brückenbauarbeiten. Als Graborgan wird auch der Polyp-

greifer dann angesetzt, um größere Steine usw. besser fassen zu können. Auch für andere vielseitige Förderzwecke auf Lagerplätzen von Kies, Sand und anderen Baustoffen wird er mit Erfolg eingesetzt.

d) Tieflöffelbagger. Zur Herstellung von Gräben und anderen Erdarbeiten unterhalb des Baggerplanums.

e) Kran. Zum Heben und Einmontieren von Eisenkonstruktionen und Maschinenteilen; ebenso bei Demontage von Gerüsten, Heben und Einbau von großen Steinen und Betonblöcken sowie für alle möglichen Hilfeleistungen im Baubetriebe.

f) Ramme. Zum Rammen von Pfählen oder Spundwänden beim Hafen-, Fluß- und Brückenbau.

g) Stampfer. Zum Feststampfen von aufgeschütteten Materialien, wie z. B. Sand, Erde, Kies, zwecks Befesti-

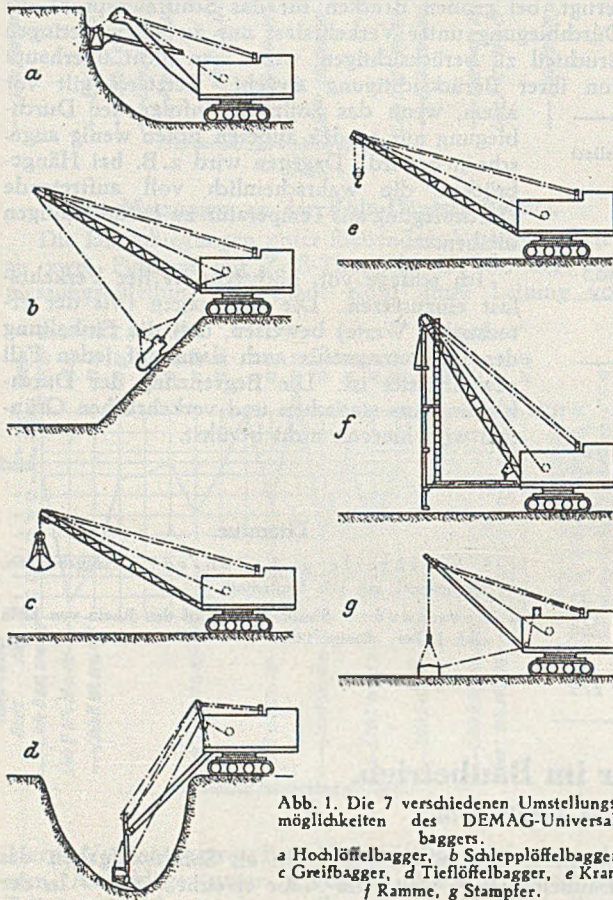


Abb. 1. Die 7 verschiedenen Umstellungsmöglichkeiten des DEMAG-Universalbaggers.
a Hochlöffelbagger, b Schleplöffelbagger, c Greifbagger, d Tieflöffelbagger, e Kran, f Ramme, g Stampfer.

gung im Straßen- und Eisenbahnbau und ähnlichen Arbeiten.

Außer diesen sieben Umstellungsmöglichkeiten des Universalbaggers (Abb. 1 a—g) gibt es einige seltenere Varianten, namentlich bei der Kranausrüstung. So kann außer dem normalen Lasthaken auch mit Magnet bei Schrott- und Walzeisenverladung oder mit Steinzangen zum Fördern von Steinblöcken gearbeitet werden. Außerdem kann je nach Bauzweck ein besonders langer Hochbauausleger oder (geknickter) Schiffsbauausleger wechselweise Verwendung finden (Abb. 2), der den Hubhöhen und sonstigen Betriebsbedürfnissen angepaßt ist. Auch beim Greifbagger können verschiedenartige Greiferkonstruktionen, wie z. B. Brunngreifer, Polypgreifer, Erzgreifer usw. eingesetzt werden. Bei Universalbaggern ist der Raupenunterwagen die Regel; die kleineren Typen werden auch wahlweise mit Luftreifen-Unterwagen ausgestattet.

Die Universalbagger mit Raupenunterwagen und mit der vollständig ausgerüsteten Maschinenplattform usw., jedoch ohne weitere Ausrüstungsteile, werden meist als Grundbagger bezeichnet, aus welchen nach Einfügen der

weiteren Bauteile (Auslege, Grabgefäß, Seilführung usw.) die bereits erwähnten Arbeitsmöglichkeiten des Universalbaggers zusammengesetzt werden können (Abb. 1 a—g). Die Normaldrehkrane werden in Reihen gebaut, und zwar in drei verschiedenen Größen mit 4 bis 5 t, 6 t und 10 t Tragkraft. Der Antrieb erfolgt durch Dieselmotor, Elektromotor oder Dampfmaschine, mit Ausnahme der kleinsten Typen, die nicht mit Dampftrieb lieferbar

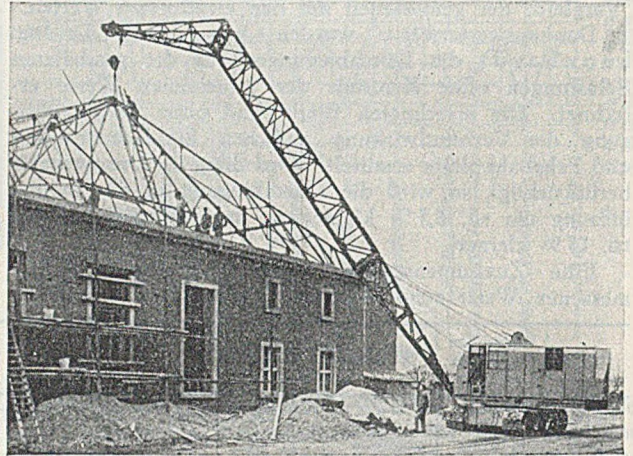


Abb. 2. Universalbagger B 315 mit (geknicktem) Schiffbau-Ausleger bei der Montage von Dachbindern, als Kran arbeitend.

sind. Diese Normaldrehkrane erhalten entweder schienenfahrbare Unterwagen (Normalspur) oder ein Raupenfahrwerk. Der 4-t-Kran wird wahlweise auch mit einem luftbereiften Unterwagen hergestellt. Für sperrige Lasten und für das Ausladen von Eisenbahnwagen über Kopf empfiehlt sich die Verwendung geknickter Ausleger; für Schiffbau und Eisenkonstruktionsmontage können diese Krane mit besonders langem Ausleger mit großer Rollenhöhe ausgestattet werden.

III. Technische Einzelheiten der Universalbagger. Die Universalbagger sind unentbehrliche Hilfsmittel — sowohl des Aufbaues als auch des Abbaues — und in ihrer Konstruktion den Eigenheiten des rauen Baggerbetriebes weitgehend angepaßt; die kräftige Bauweise und sorg-

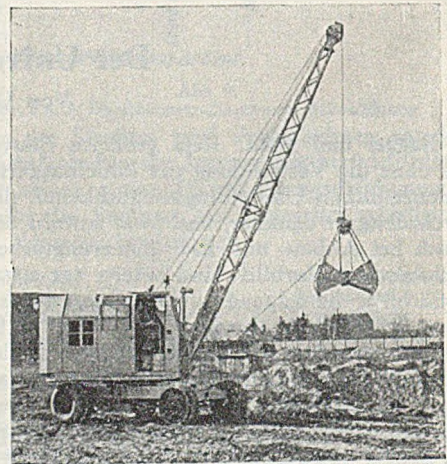


Abb. 3. Universalbagger B 304 mit luftbereiftem Unterwagen, als Greifbagger arbeitend

fältige Auswahl der zweckmäßigsten Werkstoffe verleihen diesen Geräten eine ungewöhnlich hohe Betriebssicherheit. Die Ausführung der Eisenkonstruktion ist elektrogeschweißt, eine Bauweise, die 1929 zuerst von der DEMAG in Deutschland im Baggerbau eingeführt wurde, laufende Verbesserungen erfuhr und sich in hervorragender Weise bewährt hat.

Gemäß Tabelle 1 können die Universalbagger in drei Hauptgruppen eingeteilt werden, und zwar in die kleine-

ren (0,4—0,6 m³ Löffelinhalt), die mittleren 1,0—1,5 m³) und die größeren (1,8—5 m³) Typen. Über die Hauptdaten (Antriebsart, Inhalt des Hochlöffels, Reißkraft, Betriebsgewicht usw.) gibt diese Tafel Aufschluß. Der Antrieb erfolgt mit Diesel- oder Elektromotor, bzw. mit

zu 1:4. Die Kurvensteuerung geschieht durch Auskuppeln und Festbremsen wahlweise der rechten oder linken Raupe. Sämtliche Fahr- und Steuerbewegungen sind in jeder Stellung des Oberwagens vom Sitz des Baggerführers aus zu schalten.

Tabelle 1. Hauptdaten der Universalbagger*

	Type	Antriebsart	Hochlöffelinhalt m ³	Reißkraft bei größtem Motor-moment kg	Betriebsgewicht t (Hochlöffelbagger)	Gewicht des Grundbagger's t	Fahrwerk
Kleine Bagger	B 304	Diesel oder elektrisch	0,4	6 400	14,0	8,42	Raupe od. Luftbereifung
	B 206	Diesel oder elektrisch	0,6	10 000	23,1	15,1	
Mittlere Bagger	B 310	Diesel oder elektr. oder Dampfmasch.	0,8—1,0	16 000	35,2 35,7	21,0 22,5	Raupe od. Luftbereifung
	B 315	Diesel oder elektr. oder Dampfmasch.	1,2—1,5	24 000	51,8 51,4	32,9 35,1	
Größere Bagger	B 323	Diesel oder elektr. oder Dampfmasch.	1,8—2,3	36 800	86,6	48,2	
	BE 323	3 Elektromotoren	1,8—2,3	36 800	89,5		
	B 335	3 Elektromotoren oder Dampfmasch.	2,8—3,5	56 000	136,3		
	B 350	3 Elektromotoren	4,0—5,0	80 000	230,0		

* Ausführungen der DEMAG-Baggerfabrik, Düsseldorf-Benzrath.

Dampfmaschine; die kleineren Bagger werden jedoch nicht mit Dampftrieb geliefert. Die größten Bagger hingegen werden vorzugsweise mit drei Elektromotoren gebaut.

a) Die kleineren Universalbagger (B 304 und B 206).

B 304, als kleinster und leichtester Bagger, eignet sich vorzugsweise zum Einsatz bei kleineren und mittleren Bauarbeiten unter verhältnismäßig leichten Arbeitsbedingungen; sein geringes Transportgewicht ermöglicht einen beweglichen Einsatz dieses Gerätes. Bei Verwendung des luftbereiften Unterwagens ist seine Beweglichkeit noch

Der Bagger kann an Stelle der Raupenausführung auch auf selbstfahrendem luftbereiftem Unterwagen geliefert werden (Abb. 3). Diese Konstruktion gibt den Vorteil einer größeren Beweglichkeit; ein gut tragfähiger Boden ist dabei Voraussetzung. Auch werden hier sämtliche Fahrbewegungen — Vor- und Rückwärtsfahrt mit je zwei Geschwindigkeiten — wie auch die Steuerung der Vorderräder in jeder Stellung des Oberwagens vom Sitze des Baggerführers geschaltet. Die Lenkung der Vorderräder erfolgt mittels Handkurbel oder auf Wunsch durch eine elektrische Steuerung. Die Bereifung besteht aus sechs Riesen-Luftreifen (9"—20) und einem Reservereifen. — Der Baggermotor wird auch zum Fahrtrieb herangezogen und damit die Kosten eines gesonderten Fahrmotors eingespart und eine lastkraftwagenartige Ausführung des Fahrwerkes erreicht. Die Fahrgeschwindigkeit im ersten Gang beträgt 1,8 km/Std. und 4,0 km/Std. im zweiten Gang; Steigungen auf gerader und fester Straße können bis zu 1:6 genommen werden. Diese Fahreigenschaften genügen den Anforderungen für das Verfahren im Arbeitsbereich und der näheren Umgebung. Bei Fahrten auf weitere Strecken kann jedoch der luftbereifte Bagger mit ziemlich hoher Geschwindigkeit geschleppt werden; hierfür ist eine einsetzbare Schleppdeichsel vorgesehen. Die Lenkung wird dabei gelöst und die Steuerung erfolgt mittels der Deichsel.

Der Bagger B 206 (Abb. 4 u. 5) wird besonders im Hinblick auf seine Preiswürdigkeit für die Bauindustrie



Abb. 4. Universalbagger B 206 beim Ausheben eines Grabens, als Schlepplöffelbagger arbeitend

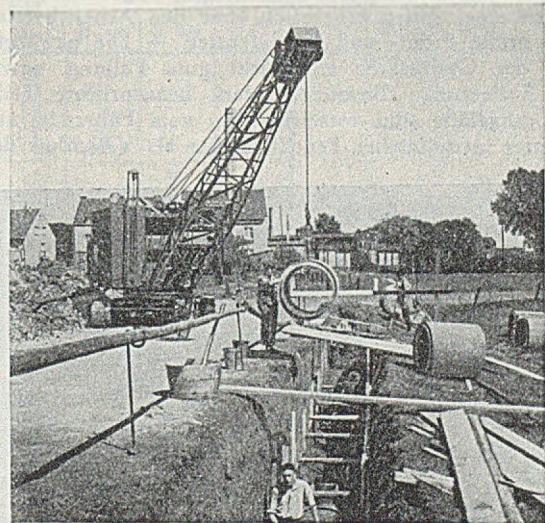


Abb. 5. Universalbagger B 206 bei der Rohrverlegung, als Kran arbeitend.

erheblich gesteigert. Der Löffelinhalt beträgt 0,4 m³ und der Löffelstiel ist an dem Ausleger angelenkt, was einer mechanischen Vereinfachung und hinsichtlich Bedienung und Pflege anspruchlosen und betriebssicheren Vorschubart entspricht. Der für diese Bagger meistens verwendete Raupenunterwagen mit seiner guten Geländegängigkeit findet auch hier Anwendung. Je nach den vorliegenden Gelände-Verhältnissen und -steigungen fährt er mit zwei Abstufungen von etwa 1,03 oder mit 2,27 km/Std.; beide Geschwindigkeiten auf vorwärts oder rückwärts umschaltbar. Auf gerader fester Strecke nimmt er Steigungen bis

bevorzugt. Daneben wird er zu Kulturarbeiten, im Straßenbau, im Abbau von Sand, Kies und Lehm verwendet und für Verladearbeiten aller Art. Auch dieser Bagger kann mit angelenktem Löffelstiel, d. h. ohne mechanischen Löffelvorschub, geliefert werden. Der Raupenunterwagen besitzt ebenfalls zwei Fahrtstufen von etwa 1,0 und 2,0 km/Std., der luftbereifte Unterwagen 1,8 und 3,6 km/Std.

Der Antrieb der beiden kleineren Bagger B 304 und B 206 wird von der Antriebsmaschine, wahlweise Diesel- oder Elektromotor, über nur eine gemeinsame Vorgelege-

welle für sämtliche Arbeits- und Fahrbewegungen mittels Kegelpkupplung abgeleitet. Durch diesen einfachen Aufbau wird gute Übersichtlichkeit und Zugängigkeit aller mechanischen Teile erreicht. — Getriebe, Oberwagen und Schutzhaus sind so gestaltet, daß, falls gewünscht, ein späterer Austausch innerhalb der Antriebsarten: Diesel- oder

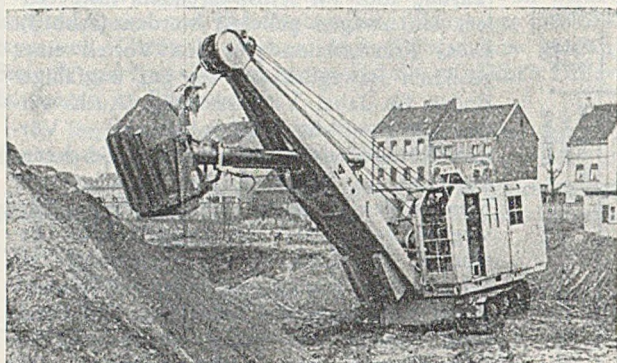


Abb. 6. Universalbagger B 310 als Löffelbagger für kleinere Erdbewegungen.

Elektromotor, ohne Schwierigkeiten durchgeführt werden kann.

Die Dieselmotoren B 304 und B 206 werden durch einen kräftigen, bewährten Dieselmotor von 33 bzw. 45 PS angetrieben, der den stark wechselnden und schweren Beanspruchungen des Baggerbetriebes entsprechend dimensioniert ist. Der Elektrobagger erhält einen Dauerlaufmotor (22 bzw. 35 PS), tropfwassergeschützt und von kräftiger Bauart, geeignet für den wechselnden und erschütterungsreichen Betrieb. Dauernd eingeschaltete Schlupf Widerstände ermöglichen ein weiches Arbeiten des Asynchronmotors bei Drehstrom.

Bei der Konstruktion dieser beiden kleineren Baggertypen sind langjährige Betriebs- und Konstruktions-erfahrungen der früheren Baggervorgänger ausgewertet worden; der Führersitz ist weit vorn angeordnet und gestattet einen guten Überblick über den Arbeitsbereich durch große Front- und Seitenfenster. — Die bewährte Form der Grabgefäße ermöglicht gute Füllung sowie gute Entleerung. Besonders stark beanspruchte Teile der Grabgefäße sind verstärkt. Ein vom Führersitz aus bedienter mechanischer Pendelschieber als Verschluss des

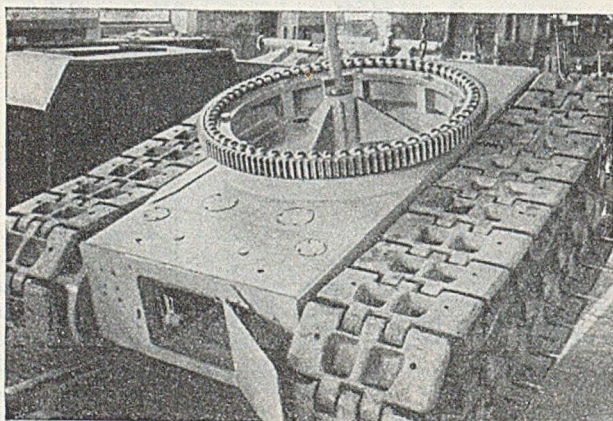


Abb. 7. Raupenunterwagen des Universalbagger B 323 mit aufgesetztem Zahnkranz, Rollenring und hohler Mittelwelle.

Hochlöfzels vermeidet auch beim Entleerungsvorgang unter dem Löffel hinausschwingende verletzliche und die Abfuhrwagen beschädigende Teile und erlaubt ein die Wagen schonendes Entleeren in geringer Höhe.

Das Windwerk besteht aus zwei voneinander unabhängig angetriebenen Trommeln mit eingedrehten Seilrillen, sowie gesondertem Einziehwerk mit Schneckengetriebe, das die Verstellung des Auslegers unter Last

zuläßt. Die Ausbildung der federbelasteten Schlingbandbremse der Seiltrommeln ermöglicht die Einschaltung der Hubbewegung ohne Lösen der Bremsen, wodurch eine Freifallstellung vermieden und somit eine erhöhte Betriebssicherheit erzielt wird. — Arbeits- und Fahrbewegungen werden mittels groß bemessener, untereinander

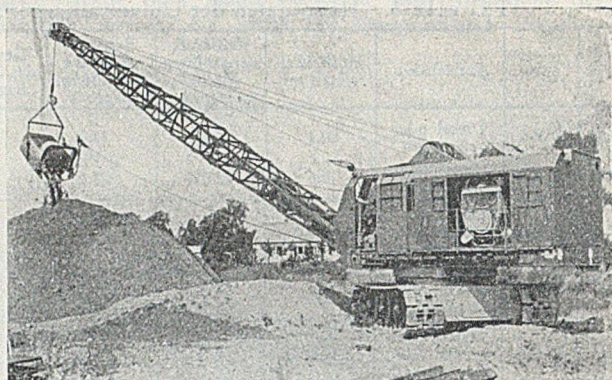


Abb. 8. Schleplöffelbagger B 323 auf Raupenunterwagen mit Diesel-Antrieb.

gleicher Kegelpkupplungen von der Vorgelegewelle abgeleitet. Diese Reibungskupplungen bieten durch ihre Eigenschaft als Rutschkupplungen bei Überbeanspruchung Schutz gegen Beschädigung der Antriebsmaschine, der Getriebe und der Arbeitseinrichtungen. Als weiterer

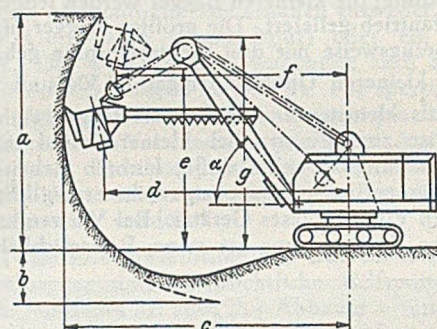


Abb. 9. Prinzipskizze des Dreimotoren-Elektro-Hochlöfzlers B 335.

Schutz gegen Überlastung sind zusätzlich Rutschkupplungen im Klappenöffnungsantrieb des Hochlöfzels und im Kippmechanismus des Tieflöfzels angeordnet.

Die Raupenkettenglieder werden im Gesenk geschmiedet und erhalten eingesetzte Hartstahlbüchsen; sie haben

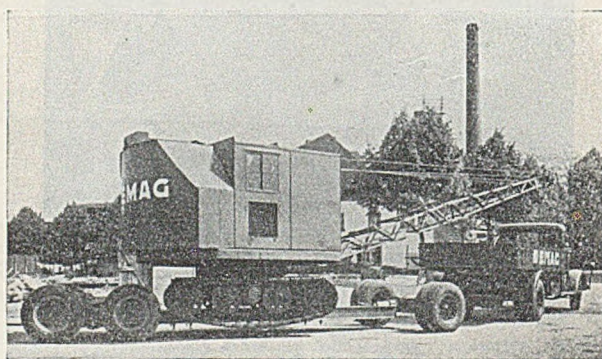


Abb. 10. DEMAG-Universalbagger auf Tiefladewagen, vom Lastkraftwagen geschleppt, beim Wechsel der Baustelle.

sich wesentlich widerstandsfähiger erwiesen als die früheren Stahlgußglieder. Unterwagen und Oberwagen sind aus Walzstahlblechen in Zellenbauart geschweißt. Der Ausleger für die Hochlöfzels und Tieflöfzels sind geschweißte Vollwandkastenträger. — Die einstiellige Ausführung des Hochlöfzels unter Verwendung eines verwindungs- und biegeungssteifen Rohres ist eine festigkeitsmäßig und mechanisch günstige Lösung, da das Rohr nicht nur alle

Druck- und Biegekräfte, sondern auch Verwindungskräfte bei seitlichem Druck auf den Löffel ohne Knickgefahr aufnimmt (Abb. 6).

b) Die mittleren Baggertypen B 310 und B 315.

Diese beiden Baggermodelle werden nur auf Raupenunterwagen und mit Einmaschinenantrieb (Diesel- oder Elektromotor, bzw. Dampfmaschine) wahlweise geliefert und vereinigen die Vorzüge der Vorgängertypen mit technischen Verbesserungen, die eine erhöhte Unempfindlich-

Tabelle 2. Bodendrucke der Raupen der Universalbagger in kg/cm²

Stellung des Baggers	Arbeitsweise als	Baggertypen						
		B 304	B 206	B 310	B 315	B 323	B 335	B 350
Mittelwert beim Fahren	Hochlöfelfbagger	0,9	0,8	0,92	0,96	1,00	1,3	1,3
	Greifbagger	0,9	0,8	0,82	0,89	0,93		
	Schlepplöfelfbagger	0,9	0,8	0,81	0,86	0,90		1,3

keit gegen Störungen auch im rauen Einsatz, Einfachheit der Bedienung, Übersichtlichkeit und gute Zugänglichkeit der zu überwachenden Teile und somit erhöhte Betriebswirtschaftlichkeit, sowie gesteigerte Lebensdauer gewährleisten. Eine zweckmäßige Verwendungsmöglichkeit der beiden Bagger mit normaler Hochlöfelausrüstung ist der Abbau gewöhnlicher Bodenarten bzw. von gesprengtem Fels und Erz mit dem Felslöffel. Bei den normalen Grabarbeiten können die Bagger mit angelenktem Löffelstiel geliefert werden, aber auch mit mechanischem Vorschubwerk. Der Antrieb desselben geschieht über das Fahrwerks-Wendegetriebe und über Kegel- und Stirnradgetriebe im Ausleger, vorzugsweise geeignet für Grabarbeiten mit besonderen Anforderungen an Feinfühligkeit im Löffelvorschub. Auch diese beiden Universalbagger können nach entsprechender Umstellung als Greifbagger, Schlepplöfelfbagger und Tieflöfelfbagger zum Einsatz gelangen. Die Bagger B 310 und B 315 sind Einmaschinen-Typen, bei denen sämtliche Arbeits- und Fahrbewegungen von der Antriebsmaschine (Diesel- oder Elektromotor bzw. Dampfmaschine) über eine gemeinsame Vorgelegewelle mittels Reibungskupplungen geleitet werden. Durch diese einfache konstruktive Anordnung wird erreicht: Geringere Betriebs- und Unterhaltungskosten, geringere Störanfälligkeit, einfachere Bedienung, gute Übersichtlichkeit und Zugänglichkeit aller Triebwerksteile.

Bei Dampftrieb erhält der Bagger einen stehenden 13-atü-Quersiedekessel mit Überhitzer von kräftiger Bauart und eine dreizylindergekapselte Dampfmaschine, eine eigene Sonderbauart für den stark wechselnden, robusten Baggerbetrieb. Infolge ihrer vollständigen Kapselung benötigt diese Maschine nur einen Mindestaufwand an Bedienung und Pflege. Diese schnelllaufende Dampfmaschine zeichnet sich gegenüber den üblichen Baggermaschinen durch ihren geringen Dampfverbrauch und ein größeres Anzugsmoment in jeder Kurbelstellung infolge besonderer Schieberkonstruktion aus. Auf Wunsch wird eine 12-V-Lichtanlage eingebaut, bestehend aus zwei Scheinwerfern, Innen- und Rückwandbeleuchtung und Kabellampe. Die An-

lage wird gespeist bei Dieselbetrieb aus einer Batterie mit Aufladung durch eine an den Diesel angehängte Lichtmaschine, bei Dampftrieb aus einer fremdgeladenen Batterie, bei Elektroantrieb je nach Stromart über einen Trafo oder direkt aus dem Netz.

c) Die Bagger: B 323, B 335 und B 350.

Diese gehören zu den größeren Universalbaggern hoher Leistungsfähigkeit; sie werden vorzugsweise dort verwandt, wo der Umfang der Arbeiten und die Schwere der Arbeitsbedingungen besonders hohe Anforderungen an Leistung, Reichweite und Reißkraft stellt, wie z. B. im Steinbruch, im Erztagbau, bei der Schlackenverladung, bei Abraum- und sonstigen schweren Bodenbewegungen namentlich bei felsartigem Material.

Wie aus Tabelle 1 hervorgeht, kann B 323 (Abb. 8) als Einmaschinenbagger (mit Diesel- oder Elektromotor bzw. Dampftrieb), wahlweise jedoch auch als Dreimaschinen-Elektrobagger (Type BE 323) gebaut werden. — B 335 wird hingegen nur als Dreimaschinenbagger (mit 3 Elektromotoren oder 3 Dampfmaschinen) geliefert und die größte Type B 350 als dreimotoriger Elektrobagger. — Die Unterwagen aller dieser 3 Bagger werden nur mit Raupenausführungen gebaut. Von den konstruktiven Einzelheiten ist zu erwähnen, daß das Windwerk aus zwei unabhängig voneinander angetriebenen Trommeln mit eingedrehten Seilrillen besteht. Die Bremsen der Windtrommeln sind fußbetätigt und erlauben weiche Steuerung des Bremsvorganges. — Der Antrieb der Raupentreibscheiben erfolgt über besonders widerstandsfähige und verschleißfeste Mangan-Hartstahl-Getriebe, die im geschlossenen Unterwagenrahmen geschützt liegen.

Für die Lagerung des Oberwagens auf dem Unterwagen dient ein Wälzkörpering von großem Durchmesser, gegen Eindringen von Fremdkörpern allseitig

Tabelle 3. Förderleistungen der Universalbagger

Arbeitsweise mit	Inhalt d. Fördergefäßes m ³	Förderstrecke m *	Spielzahl min	Förderleistungen in m ³ /h der Typen:						
				B 304	B 206	B 310	B 315	B 323	B 335	B 350
Hochlöffel	0,4	2,3	3,0	54						
	0,33	4,0	2,3	27						
	0,4	5,0	2,0	34						
Tieflöffel	0,3	4,5	2,2	28						
	0,5	3,0	2,8	38						
Hochlöffel	0,6	2,5	3,0	80						
	0,78	2,5	3,0	105						
	0,5	4,5	2,5	45						
	0,4	4,0	2,5	40						
Tieflöffel	0,4	3,0	2,9	50						
Hochlöffel	1,0	2,5	2,5			106/12				
	0,8	5,0	1,95			56				
	0,5	5,0	1,85			33				
Schlepplöffel	1,0	6,0	1,85			78				
	0,6	5,5	2,1			53				
Tieflöffel	0,8	3,5	2,3			83				
Hochlöffel	1,5	3,0	2,3				150/55			
	1,2	6,0	1,8				78			
	0,8	6,0	1,7				49			
	1,5	7,0	1,55				95			
Schlepplöffel	1,0	6,0	1,75				74			
	1,2	4,0	1,95				105			
Hochlöffel	2,3	3,6	2,1					215		
	1,8	7,2	1,7					110		
	1,2	7,2	1,6					70		
Schlepplöffel	2,3	8,4	1,4					135		
	1,5	7,2	1,7					105		
Tieflöffel	1,8	4,8	1,8					145		
Hochlöffel	3,5	11,7	2,0						315	
Hochlöffel	5,0									400

* Förderstrecke bei: Hochlöfelfbagger = Schnitthöhe, Greifbagger = Hubhöhe, Schlepplöfelfbagger = Schürfweg, Tieflöfelfbagger = Grabweg.

Bemerkung: Diese vorstehenden ungefähren Förderleistungen gelten bei folgenden Bedingungen: 1. Flotter Betrieb ohne Pausen und Störungen. 2. Schnittfähiger Boden, der volle Grabgeschwindigkeit gestattet. 3. Wageninhalt mindestens viermal größer als Grabgefäß. 4. Mittlerer Schwenkwinkel = 120°. 5. Geübter Baggerführer.

Gerechnete Füllungsgrade: Beim Hochlöfelf- und Tieflöfelfbagger 75 %, beim Schürfkübel 70 %, beim Greifler 60 %. Bei Verladung von gesprengtem Gestein und Erz mit Hochlöfelfbagger schwanken die Leistungen je nach den Stückgrößen der Steine zwischen etwa 30 % und 60 % jener Werte, die in der Tafel für Hochlöffel angegeben sind.

geschützt, mit dem eine geringe Bauhöhe und tiefere Schwerpunktlage erreicht werden als mit dem Rollenstern. Auch wird eine besonders gleichmäßige Auflage erzielt (Abb. 7). Die Reibungskräfte beim Drehen sinken daher auf ein Mindestmaß. Die tiefe Schwerpunktlage des Oberwagens, verbunden mit einer günstigen Gewichtsverteilung der Länge nach, sowie breite Auflage auf dem Wälzkörpering bewirken eine ruhige Lage des Baggers bei der Arbeit.

Die Sicherung des Oberwagens gegen Kippen erfolgt durch je ein vorn und hinten vom Oberwagen aus unter einen Gleitring unter dem Zahnkranz des Unterwagens greifendes großflächiges und nachstellbares Ringstück. — Schnell drehende Wellen sind in Wälzlager gelagert.

Die Übertragung großer Drehmomente von Rädern, Kupplungen usw. erfolgt durch festigkeitsmäßig besonders günstige, auf Präzisionsmaschinen ausgeführte Viel-nuten auf Vielkeilwellen. — Hochbeanspruchte Stirn- und Kegelräder im Oberwagen sind weitgehend aus hochwertigem Walzstahl gefräst, um Ungleichförmigkeiten und Lunken zu vermeiden. Die Zähne sind gehärtet. — Die Hauptdaten und Reichmaße des Universalbaggers B 335 sind in Tabelle 4 (mit Prinzipskizze Abb. 9) zusammengestellt.

Tabelle 4. Hauptdaten des Dreimotoren-Elektro-Hochlöfelfbaggers B 335 (DEMAG-Baggerfabrik)

Reißkraft bei größtem Maschinenmoment	56 000 kg
a Auslegerneigung	55°
a Größte Schnitttiefe unter Baggersohle	11,7 m
b Größte Reichhöhe über Baggersohle	2,5 m
c Größte Reichweite	14,0 m
d Größte Ladeweite	12,5 m
e Größte Ladehöhe	9,2 m
f Ladeweite bei größter Ladehöhe	11,7 m
g Auslegerhöhe	10,9 m
Ladeweite bei 2,4 m Ladehöhe	11,9 m
Konstruktionsgewicht (ohne Trafo)	rd. 106 300 kg
Betriebsgewicht	rd. 136 300 kg
Hochlöfelinhalte:	
Inhalt des normalen Löffels	3,5 m ³
Inhalt des Felslöfelfs	2,8 m ³
Raupenunterwagen und Bodendruck:	
Raupengliedbreite	1050 mm
Länge über die Raupen	5670 mm
Raupenscheiben-Durchm.	1040 mm
Aufstandsfläche	rd. 97 200 cm ²
Mittl. Bodendruck beim Fahren	rd. 1,3 kg/cm ²

IV. Bodendrucke und Förderleistungen. Wie aus Tabelle 2 ersichtlich, sind die Bodendrucke aller Universalbagger verhältnismäßig niedrig bemessen und betragen beim Fahren durchschnittlich für die kleinen und mittleren Typen weniger als 1 kg/cm², für die größeren

Typen etwas mehr als 1,0 kg/cm². — Daher können sich alle Bagger auch auf nachgiebigem oder wenig tragfähigem Boden fortbewegen, ohne stark einzusinken, und können auch in schlammigen Baugruben arbeiten. Andererseits können die Universalbagger auch auf etwas geneigtem Boden gut graben, ohne einer Kippgefahr ausgesetzt zu sein. Alle Grabgefäße (Hochlöffel, Tieflöffel, Schleplöffel und Greifer) sind so gebaut, daß gutes Graben, hohe Füllung und gute Entleerung gesichert sind. Besonders wichtig ist eine zweckmäßige Löffelform bei den für Stein- und Erzverladung verwendeten Felslöffeln.

Die Förderleistung der beschriebenen Baggertypen ist in Tabelle 3 zusammengestellt, und zwar einschließlich den zugehörigen Förderstrecken, bei denen diese Leistungsziffern erreicht werden können. Die Spielzahlen in der Minute betragen bei Hochlöffelbetrieb etwa 2 bis 3, bei Schleplöffel hingegen nur etwa 2,0 oder weniger. Die Bedingungen, unter denen diese durchschnittlichen Leistungsziffern erreicht werden können, sind in den Fußnoten zu Tabelle 3 ausführlich erläutert.

V. Verladbarkeit. Bei kleineren Baggern konnte die Waggonverladbarkeit im internationalen Lademaß, bei den größeren im Lademaß I erreicht werden, wobei man die Konstruktion mit Erfolg so entwickelt hat, daß möglichst wenig Teile abgebaut werden müssen.

Andererseits macht die Verladung auf Tiefladewagen (Abb. 10) sowohl für den Raupen- als auch für den luftbereiften Bagger keine Schwierigkeiten.

VI. Schlußbemerkung. Die beschriebenen DEMAG-Universalbagger zeichnen sich durch leichte Umbauarbeit in die meist im Baubetriebe verwendeten Arbeitsumstellungen mit Hoch-, Tief-, Schleplöffel und Greifer aus, sowie durch gute Zugängigkeit aller Getriebeteile, wodurch die Überwachung erleichtert und Schaden verhütet wird. Die Bedienung ist verhältnismäßig leicht zu erlernen und ermüdet den Baggerführer nicht übermäßig; außerdem werden für die Inbetriebnahme und das Anlernen von Personal auf Wunsch eingearbeitete Fachleute zur Verfügung gestellt.

Die Ausführung größerer Bauvorhaben und die im Zuge unseres Wiederaufbaues noch erforderlichen umfangreichen Abbruchs- und Schutträumungsarbeiten ist ohne den verstärkten Einsatz geeigneter und leistungsfähiger und sich allen Betriebsbedingungen anpassender Universalbagger kaum zu bewältigen; der weitere Aufschwung des Baggerbaues dürfte daher im Interesse der Bauindustrie noch für die nächsten Jahre gesichert bleiben.

Versuche über Kabelschellen anlässlich des Baues der Autobahnbrücke über den Rhein bei Köln-Rodenkirchen 1938.

Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Stuttgart, und Dipl.-Ing. Hermann Maier, Stuttgart-Korntal.

(Fortsetzung aus Heft 2.)

Versuche.

Die Vorüberlegungen zeigten schon, daß insbesondere bei den sechseckigen Schellen rechnerisch keine klaren und zuverlässigen Erkenntnisse gewonnen werden konnten. Deshalb ließ die Bauleitung an der Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart¹ Versuche mit runden und sechseckigen Schellen durchführen, zudem auch frühere Versuchsergebnisse keine zuverlässigen Anhaltspunkte boten. So geben die anlässlich der Köln-Mülheimer Brücke durchgeführten Versuche einen zu niedrigen Reibungswert zwischen Seil und Schelle von nur 0,1 an, weil der Klemmdruck auf das Seil nach einer theoretischen Überlegung zu hoch angenommen wurde. Vgl. Straßenbrücke Köln-Mülheim, Berlin 1929, S. 34.

Die für die runden Schellen der Delaware-Brücke in Philadelphia durchgeführten Versuche zeigten, daß der Reibungswert zwischen den bearbeiteten Stahlgußflächen der Schellen und verzinkten runden Drähten des Paralleldrahtkabels zwischen 0,17 und 0,26 im Mittel bei 0,21 liegt, wobei kein deutlicher Unterschied gemessen wurde, ob die Drähte einen Bleimennigeanstrich erhalten hatten oder nicht. [Vgl. den Bericht über die Delaware-River-Brücke in Philadelphia, 1927.] Eine nur 62 mm lange Versuchsschelle, mit zwei Schrauben auf ein rundes Drahtbündel von 240 mm Durchmesser aufgeklemt, zeigte ein Verhältnis der Gleitkraft L zur Schraubenkraft Z von 0,66. Da bei dem Bündel aus dünnen runden Drähten mit gleichmäßigem Innendruck gerechnet werden kann, also $Kl = \pi Z$ ist, entspricht der Wert 0,66 gut dem mit π multiplizierten gemessenen Reibungswert $\pi \cdot \mu = 3,14 \cdot 0,21 = 0,66$.

¹ Leitung Prof. O. Graf, Sachbearbeiter Obering. Brenner und Dipl.-Ing. Leich.

Auch ein Versuch mit einer Schelle der Brücke auf einem Stück des vollständigen Brückenkabels (750 mm Ø) ergab ein Verhältnis der Gleitkraft zur Schraubenkraft von 0,623. In dem amerikanischen Bericht ist der Unterschied zwischen dem Reibungswert 0,2 und dem gemessenen Gleitwert 0,6 irrtümlicherweise damit erklärt worden, daß der Wulst des vor der Schelle nicht so stark gepreßten

schellen durch die Bearbeitung (bei Sechseckschellen Längshobeln, bei runden Schellen Drehen) raue Innenflächen aufweisen, wird an den Kabelschellen ein großer Reibungswiderstand erwartet. Die feuerverzinkten Stahlstäbe der Futter haben untereinander durch die Rauigkeit der verzinkten Oberflächen ebenfalls verhältnismäßig hohen Gleitwiderstand, dagegen ist auf den glatten Außenflächen der patentverschlossenen Seile mit den nur an wenigen Linien anliegenden Futter mit einem niedrigen Reibungswert zu rechnen. Deshalb wurden auch Versuche mit durch Sandstrahlgebläse aufgerauten Innenflächen der Futter und mit leicht aufgerauten Seiloberflächen vorgenommen.

Tabelle 1. Zusammenstellung der Reibungsversuche.

Versuch Nr.	Belastungsanordnung	Anpreßkraft kg	Zugkraft am Seil Mittelwerte kg	Verlust an den Walzen kg	Gleitkraft kg	Gleitkraft Anpreßkraft	Reibungszahl
Reibung zwischen Seil und Sechseck-Kabelschelle							
1		5 500	1 040	16	1 024	0,186	0,186
		11 000	2 040	36	2 004	0,182	0,182
		22 000	3 730	77	3 653	0,166	0,166
		44 000	7 020	115	6 895	0,157	0,157
Reibung zwischen Seil und glattem verzinktem Runddrahtfutter							
2 ¹		5 500	770	16	754	0,137	< 0,137
3 ²		5 500	770	16	754	0,137	< 0,137
		11 000	1 460	36	1 424	0,133	< 0,133
4		5 500	1 150	16	1 134	0,206	~ 0,147
		11 000	1 980	36	1 944	0,177	~ 0,127
		22 000	3 710	77	3 633	0,165	~ 0,116
		44 000	6 740	115	6 625	0,151	~ 0,110
Reibung zwischen Seil und aufgerautem verzinktem Futter							
5		5 500	1 000	16	984	0,179	< 0,179
		11 000	1 710	36	1 674	0,152	< 0,152
6		5 500	1 480	16	1 464	0,266	~ 0,19
		11 000	2 780	36	2 744	0,249	~ 0,18
		22 000	5 580	77	5 503	0,250	~ 0,18
		44 000	10 010	115	9 895	0,225	~ 0,16
Reibung zwischen aufgerautem Seil und aufgerautem Futter							
7		5 500	1 950	16	1 934	0,351	< 0,3
		11 000	3 060	36	3 024	0,275	< 0,27
8		5 500	2 010	16	1 994	0,363	~ 0,26
		11 000	3 460	36	3 424	0,311	~ 0,22
		22 000	5 670	77	5 593	0,254	~ 0,18
		44 000	10 000	115	9 885	0,225	~ 0,16
Reibung zwischen Seilen							
9		5 500	1 420	—	710	0,129	0,111
		11 000	2 770	—	1 385	0,126	0,109
		22 000	5 190	—	2 595	0,118	0,102
		44 000	10 010	—	5 005	0,114	0,098

¹ Futter bei 9000 kg Anpreßkraft auseinandergebrochen.
² Futter bei 19 000 kg Anpreßkraft auseinandergebrochen.

Kabels das Gleiten behindert. Es wurde nicht beachtet, daß die von den Schrauben erzeugte Anklemmkraft ein Vielfaches der Schraubenzugkraft ist.

Reibungsversuche.

Die Reibungswerte zwischen Stahlgußschelle, verschlossenen Seilen aus glatten gezogenen Profildrähten und Futterstücken aus verzinkten, gezogenen Stahlstäben sollten als erstes festgestellt werden. Da die Kabel-

schellen durch die Bearbeitung (bei Sechseckschellen Längshobeln, bei runden Schellen Drehen) raue Innenflächen aufweisen, wird an den Kabelschellen ein großer Reibungswiderstand erwartet. Die feuerverzinkten Stahlstäbe der Futter haben untereinander durch die Rauigkeit der verzinkten Oberflächen ebenfalls verhältnismäßig hohen Gleitwiderstand, dagegen ist auf den glatten Außenflächen der patentverschlossenen Seile mit den nur an wenigen Linien anliegenden Futter mit einem niedrigen Reibungswert zu rechnen. Deshalb wurden auch Versuche mit durch Sandstrahlgebläse aufgerauten Innenflächen der Futter und mit leicht aufgerauten Seiloberflächen vorgenommen.

Die Abb. 12 u. 13 zeigen die Einrichtungen für den Versuch, um die Reibung zwischen Kabelschelle und Seil zu bestimmen. Auf der unteren Druckplatte U ruht die Kabelschelle K, deren Innenfläche in der Richtung des eingelegten Seiles S gehobelt ist. Das Seil wird mit einem rinnenförmigen Druckstock d über zwei Walzen W auf die Kabelschelle mit einer am Manometer ablesbaren Kraft gepreßt. Durch allmähliche Steigerung der durch die Pressen p auf den angegossenen Seilkopf ausgeübten waagerechten Kraft wird die Kraft bestimmt, die nötig ist, um eine Bewegung zwischen dem Seil und der Kabelschelle hervorzurufen. Der an den Rollen auftretende Reibungswiderstand wurde durch besondere Versuche ermittelt und abgezogen. Die gemessenen Kräfte sind in Tabelle 1 verzeichnet. Bei den Versuchen 1 und 2 ergibt das Verhältnis der das Gleiten bewirkenden Kraft zur Anpreßkraft unmittelbar den Reibungswert. Bei Versuch 2 waren die Rundstäbe des Futter an den Enden durch einen Zinkverguß zusammengehalten. Das Futterstück brach bei 9000 kg Anpreßkraft auseinander. Für Versuch 3 wurde ein neues Futterstück seitlich durch Zementmörtel und angeschraubte Winkel gehalten. Auch bei dem Versuch 3 und entsprechend bei den Versuchen 5 und 7 kann damit gerechnet werden, daß das Futter seitlich noch so nachgiebig war, daß die auf das Seil von unten wirkenden Kräfte etwa gleich der Anpreßkraft blieben. Dagegen ist bei den Versuchen 4, 6 und 8, für die eine halbkreisförmige stählerne Lagerschale mit eingelegten 9 mm dicken Futterstäben hergestellt wurde, damit zu rechnen, daß die von unten auf das Seil wirkende Kraft größer wurde als die von oben wirkende Anpreßkraft (Abb. 14 a). Das Seil will unter dem Druck eine elliptische Querschnittsform annehmen, es entstehen dabei erhebliche Seitenkräfte, die von der Lagerschale aufgenommen werden. Nimmt man gleichmäßige Druckverteilung in der halbkreisförmigen Schale an, dann darf die von unten wirkende Klemmkraft rund zu $\frac{1}{2} \cdot \pi \cdot P$ angenommen werden; da die Druckverteilung wohl nicht ganz gleichmäßig war, wird angenommen, daß die auf das Seil wirkende Kraft mindestens $1,4 \cdot P$ war. Dabei ergeben sich für niedrige Anpreßkraft etwa die gleichen Reibungswerte wie bei den Versuchen 2 und 3. Diese Werte haben jedoch keine strenge Gültigkeit, weil der Wert 1,4 unsicher ist.

Für die Bestimmung der Reibung zwischen den einzelnen Seilen wurde die in Versuch 9 skizzierte Anordnung gewählt. Auch dabei ist die von der Versuchsmaschine ausgeübte Anpreßkraft nicht gleich der auf das mittlere herausziehende Seil wirkenden Klemmkraft, welche etwa $1/\cos 30^\circ$ größer ist (Abb. 14 b). Entsprechend

haben jedoch keine strenge Gültigkeit, weil der Wert 1,4 unsicher ist.

Für die Bestimmung der Reibung zwischen den einzelnen Seilen wurde die in Versuch 9 skizzierte Anordnung gewählt. Auch dabei ist die von der Versuchsmaschine ausgeübte Anpreßkraft nicht gleich der auf das mittlere herausziehende Seil wirkenden Klemmkraft, welche etwa $1/\cos 30^\circ$ größer ist (Abb. 14 b). Entsprechend

sind die Reibungszahlen um $\cos 30^\circ$ kleiner als das Verhältnis der Gleitkraft zur Anpresskraft. Die Reibung zwischen Kabelschelle und Futter wurde nicht bestimmt, weil sie sicher größer ist als die Reibung zwischen Futter und Seil.

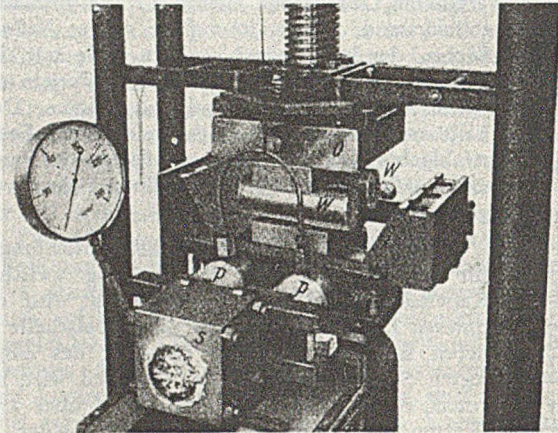
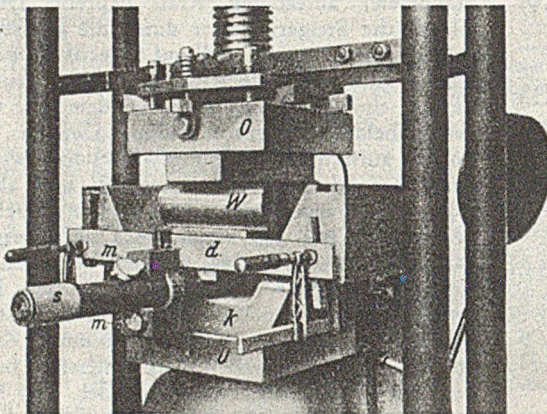


Abb. 12 u. 13. Versuchseinrichtung Reibungsversuche (Photos).



Die Reibungszahlen nehmen mit zunehmender Klemmkraft ab, was teilweise darauf zurückzuführen ist, daß kleine Oberflächenrauigkeiten an der Berührungsfäche durch die vorhergehenden Versuche mit kleinerer Klemmkraft geglättet werden. Zu beachten ist auch, daß bei der Herstellung des verwendeten Seilstückes die einzelnen Drähte zum Rostschutz durch ein Ölbad gezogen wurden. Beim Versuch ist deshalb Öl aus dem Innern des Seiles ausgepreßt worden, das ohne Zweifel zur Verminderung der Reibungswerte bei den hohen Laststufen beigetragen hat. In Wirklichkeit sind die inneren Hohlräume der Seile nicht ölhaltig, sondern mit Bleimennige ausgefüllt, die nach dem Trocknen nicht mehr ausgepreßt

wird. Man kann also mit den höheren Reibungswerten der Versuche bei niedrigen Laststufen rechnen. Das Ergebnis ist (vorsichtig betrachtet):

Reibung zwischen Seil und gehobelter Stahlgußfläche (Schelle)	0,17
Reibung zwischen Seil und verzinkten Rundstählen (Futter)	0,13
Reibung zwischen Seil und mit Sandstrahlgebläse aufgerauhten, verzinkten Rundstählen (Futter)	0,16
Reibung zwischen mit Sandstrahlgebläse aufgerauhtem Seil und aufgerauhten verzinkten Rundstahlstäben	0,22 ÷ 0,18
Reibung zwischen mehreren Seilen untereinander	0,10

Das Aufrauen der Seiloberflächen mit Sandstrahlgebläse ist wegen der in den harten Stahldrähten entstehenden Kerben nicht zu empfehlen. Dagegen bestehen keine Bedenken, die Futter aufzurauen,

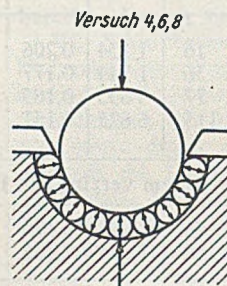


Abb. 14a. Verteilung der Anpresskräfte bei Versuch 4, 6, 8.

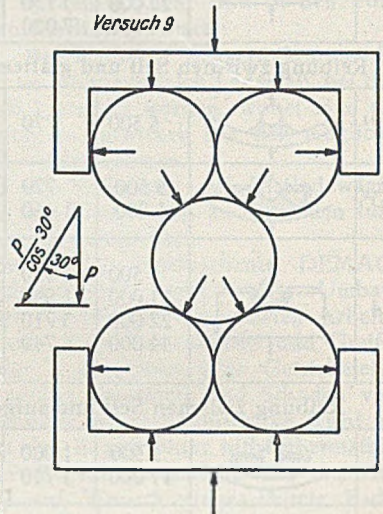


Abb. 14b. Verteilung der Anpresskräfte bei Versuch 9.

um die Erhöhung der Reibungswerte von 0,13 auf 0,16 zu erhalten und damit zwischen Futter und Seil etwa gleiche Reibungswiderstände zu schaffen wie zwischen Schelle und Futter.

Zu bedenken ist, daß eine weitere Erhöhung der Reibung zwischen Futter und Seil wenig Zweck hat, solange der niedrige Reibungswert Seil auf Seil bei größeren Längskräften zu einem Gleiten zwischen den Seillagen und damit zu ungleichen Seilbeanspruchungen führen kann. Bei einem Seilkabel aus 61 Seilen ist zwischen den äußersten Seilen und den 37 inneren allerdings nur 37/61 der Längskraft zu übertragen.

(Fortsetzung folgt.)

Die Wiederherstellung der Straßenbrücke über die Äußere Donau bei Straubing.

Von Obering. Hermann Ackermann, Würzburg.

Auf ihrem Wege von Furth im Wald nach Burghausen a. d. Salzach führt die Reichsstraße 20 bei Straubing a. d. Donau über eine im Jahre 1938 errichtete vollwandige, durchlaufende Balkenbrücke mit drei Öffnungen von 43,71 m + 54,636 m + 43,71 m Stützweite (Abb. 1).

Das 14 mm starke Stegblech der beiden Hauptträger ist auf die ganze Länge der Brücke gleichbleibend 2030 mm hoch und mit 420 mm Pfeilhöhe nach einem Kreisbogen von 6000 m Radius gekrümmt. Die Gurtungen bestehen je aus 2L 200·200·18 mit einer aufgenieteten Lamelle von 490·18 mm Querschnitt. In den beiden Außenfeldern sind die Gurtungen mit drei, über den Pfeilern mit vier und in der Mitte des Mittelfeldes ebenfalls mit drei weiteren

Lamellen gleichen Querschnitts verstärkt. Die Hauptträger sind 8200 mm voneinander entfernt und in Abständen von 4371 bzw. 4553 mm mit geschweißten vollwandigen Querträgern von 1090 mm Stegblechhöhe miteinander verbunden (Abb. 2).

Die Querträger schließen unmittelbar unter dem Obergurt an die Hauptträger an. Das Stegblech der Querträger ist 10 mm stark und an beiden Enden auf eine Länge von 700 mm voutenförmig bis auf den Hauptträgeruntergurt nach unten gezogen. Die Querträgergurtungen werden je durch einen Flachstahl von 250·23 mm Querschnitt gebildet. In Höhe der Querträgerobergurte liegt ein rautenförmiger Windverband aus zwei Winkelstählen mit da-

zwischenliegendem Stegblech, dessen Knotenpunkte in der Mitte jedes zweiten Querträgers und an den Hauptträgern jeweils an dem Anschluß des dazwischenliegenden Querträgers liegen (Abb. 3 u. 4).

Das Stahlgewicht der Brücke einschließlich Geländer auf den beiden über die Hauptträger auf Stahlkonsolen überkragenden Fußwegen beträgt 450 t, d. s. $450 : 142,056 = 3,168$ t/m Brückenlänge.

Würzburg weiter transportiert wurden. Hiervon ausgenommen wurden die beiden letzten, etwa 17 m langen Hauptträgerstücke auf der linken (Hornstorfer) Seite. Diese beiden Trägerstücke mußten mit einem stählernen Gitterschwenkmast mit 19,6 m langem Ausleger und 29 t Tragkraft bei 15 m Ausladung an Land gesetzt bzw. auf Lastkraftwagen verladen werden. Eines dieser beiden Stücke war unbeschädigt und konnte auf der Baustelle

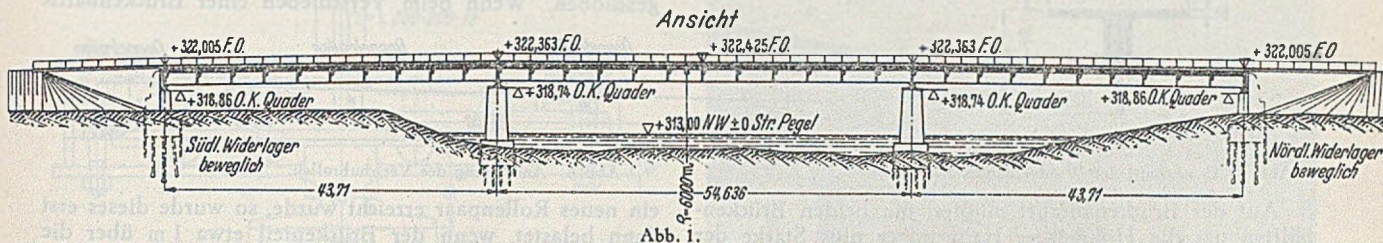


Abb. 1.

Im April 1945 wurden die Schäfte der beiden Brückenpfeiler gesprengt, so daß die Brücke in der Mitte abstürzte, auf den beiden Widerlagern aber liegen blieb. Die erste Untersuchung hatte schon ergeben, daß nahezu die gesamte Stahlkonstruktion wieder zu verwenden sein würde, obwohl sie erhebliche Schäden aufwies. Zum

belassen werden. Das zweite Stück mußte jedoch in die Werkstätte gebracht werden. Der Versand des großen Brückenträgers konnte allerdings nicht mehr auf dem Wasserwege vorgenommen werden; er wurde auf Bahnhöfen vom Bahnhof Straubing nach Würzburg transportiert.

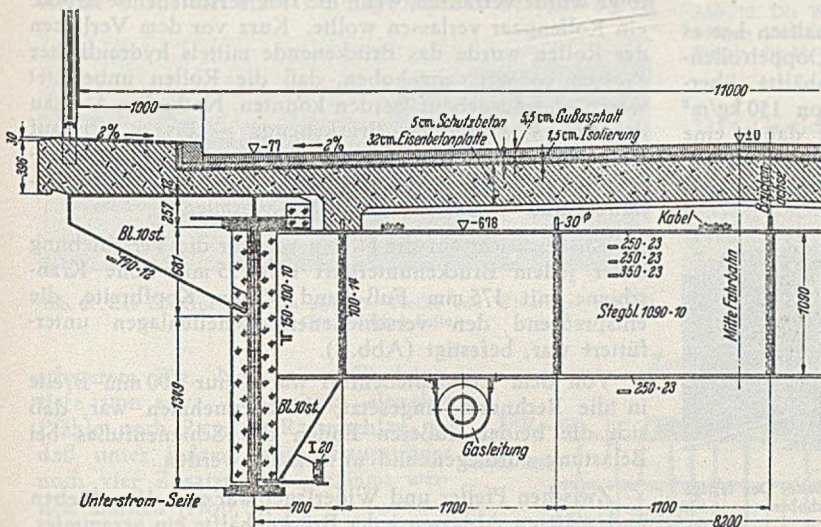


Abb. 2.

Zwecke einer Wiederverwendung mußte die Stahlkonstruktion der Brücke aus der Donau herausgenommen, sorgfältig zerlegt und instandgesetzt werden. Hiermit wurde die Fa. Gg. Noell & Co., Würzburg, die 1938 die Stahlkonstruktion geliefert und aufgestellt hatte, beauftragt; sie hat Juni 1946 mit ihren Arbeiten auf der Baustelle begonnen.

Die einzelnen Hauptträgerstücke wurden in Längen bis zu rd. 22 m mit Maximalgewichten bis zu rd. 23 t an die Baustelle geliefert. Sie wurden mit Bahnwagen nach Straubing gebracht, dort mit zwei Portalkranen auf Lastkraftwagen umgeschlagen und auf die etwa 3 km entfernt gelegene Baustelle befördert. Dort wurden sie mit stählernem Montageportalkran von 10,80 m Höhe, 10 m

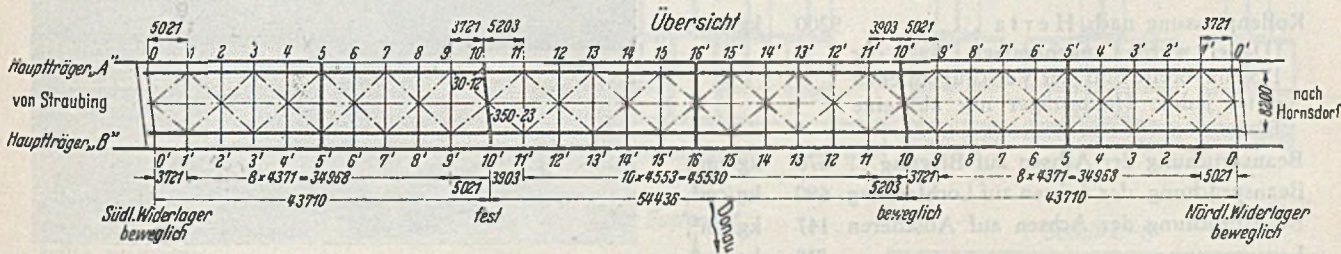


Abb. 3.

Die in der Donau liegende Brücke wurde zunächst in möglichst große Teile — bis zu 40 t Stückgewicht — zerlegt und mit 80 t-Schwimmkran im Kran hängend schwimmend auf das linke Ufer gebracht. Dort wurden sie in Stücke bis zu etwa 8 t Gewicht weiter zerlegt und mit hölzernem Schwenkmast von 18 m Auslegerlänge in Transportkähne verladen und nach Regensburg befördert, wo sie vom Schiff auf Bahnwagen umgeschlagen und nach

Stützweite und 30 t Tragkraft vom Lastkraftwagen abgenommen und eingebaut. Die Laufbahn des Montagekrans lag unmittelbar auf der Brückenansfahrt, wo auch der Zusammenbau der Brücke vorgenommen wurde. Zuerst wurde die rechte Brückenhälfte und nach dem Umsetzen des Montagekrans die linke Brückenhälfte montiert. Während Brückenquerverschiebungen, besonders im Eisenbahnbrückenbau, häufig vorkommen, werden Brücken

auf größere Strecken in ihrer Längsachse seltener verschoben, ausgenommen die sog. Brückengeräte, deren Längsverschiebungen während des letzten Krieges in aller Welt zur Genüge geübt wurden. Die Längsverschiebungen der beiden je 225 t schweren Straubinger Brückenhälften um mehr als 73 m und das anschließende Ablassen um etwa 3 m dürfte daher von allgemeinem Interesse sein.

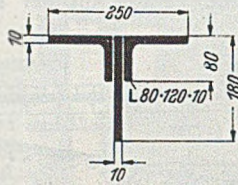


Abb. 4. Querschnitt der Windverbandsstäbe.

Auf der Brückenanfahrt mußten die beiden Brückenhälften um die Höhe ihrer Hauptträger plus Stärke der Fahrbahnplatte plus Höhe der Verschubrollen samt Unterstützungsstapel, zusammen etwa 3 m höher gegenüber ihrer endgültigen Höhenlage angelegt werden (Abb. 5).

Unter jedem Hauptträger waren drei Doppelrollen vorgesehen, die je 25 m voneinander entfernt waren (Abb. 6).

Beim Verschieben der einzelnen Brückenhälften hat es sich zwangsläufig ergeben, daß nur zwei Doppelrollenpaare das gesamte Gewicht einer Brückenhälfte übernehmen mußten. Unter Berücksichtigung von 150 kg/m² Wind senkrecht zur Brückenachse wurde dabei eine Doppelrolle im ungünstigsten Falle mit 65,8 t belastet.

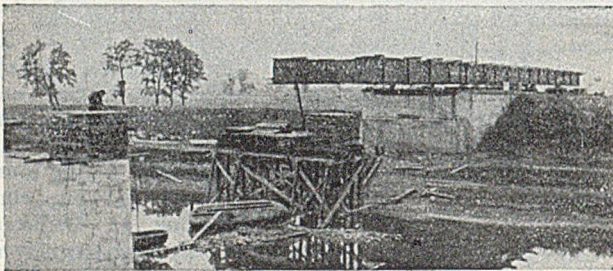


Abb. 5. Die Brückenhälfte auf der Straubinger (rechten) Seite. Der fertige Brückenteil ist bereits 20 m nach der Mitte verschoben.

Die Rollen des kleinsten zur Verfügung stehenden Rollenpaares hatten 290 mm Außendurchmesser und 190 mm Breite. Sie waren mit Rotgußbuchsen versehen und in Achsen von 120 mm Durchmesser gelagert. Die Achsen waren in einem Rollengehäuse mit 20 mm Wandstärke festgehalten (Abb. 7).

Bei diesen Rollen traten folgende Beanspruchungen auf:

Rollenpressung nach Hertz	9200	kg/cm ² ,
(Dabei wurde angenommen, daß der 175 mm breite Fuß der Verschubschienen unter jedem Hauptträger nur auf eine Breite von 100 mm wirksam ist.)		
Beanspruchung der Achsen auf Biegung ..	670	kg/cm ² ,
Beanspruchung der Achsen auf Lochlaibung	690	kg/cm ² ,
Beanspruchung der Achsen auf Abscheren	147	kg/cm ² ,
Lagerpressung	138	kg/cm ² ,
Pressung zwischen Rollenträger und Weichholzstapel	18,6	kg/cm ² ,
Pressung zwischen Weichholzstapel und Erdreich	1,09	kg/cm ² .

Bei der Rollenpressung, der Lagerpressung und der Pressung zwischen Rollenträger und Weichholzstapel wurde die äußerst zulässige Grenze gerade erreicht. Nachteile oder sonstige Schwierigkeiten haben sich beim Verschieben

einer Brückenhälfte nicht ergeben. Das Verschieben einer Brückenhälfte über die 73 m lange Strecke konnte programmgemäß ohne Zwischenfälle durchgeführt werden.

Die Rollengehäuse, welche die Verschubrollen getragen haben, waren teils auf der Straße, teils auf einem Verschiebejoch und teils auf dem Brückenpfeiler feststehend angeordnet. Die beiden Brückenhälften wurden nacheinander über die Rollen hinweg in ihre endgültige Lage geschoben. Wenn beim Verschieben einer Brückenhälfte

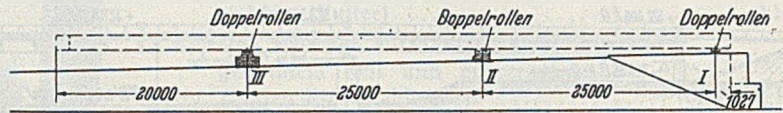


Abb. 6. Anordnung der Verschubrollen.

ein neues Rollenpaar erreicht wurde, so wurde dieses erst dann belastet, wenn der Brückenteil etwa 1 m über die Rollen hinweggefahren war. Das durchgebogene, freie Brückende wurde dann vor dem Weiterverschieben zusammen mit den Rollen um etwa 20 cm hochgehoben, so daß auch diese Rollen mit den übrigen, sich bereits in Betrieb befindenden Rollen in gleicher Höhe saßen. In der genau gleichen Weise, jedoch in umgekehrter Reihenfolge wurde verfahren, wenn die sich verschiebende Brücke ein Rollenpaar verlassen wollte. Kurz vor dem Verlassen der Rollen wurde das Brückende mittels hydraulischer Pressen so weit angehoben, daß die Rollen unbelastet waren und ausgebaut werden konnten. Nach dem Ausbau der Rollen wurde das Brückende — bis es sich auf eine Länge von etwa 25 m freigetragen hat — um ebenfalls 20 cm abgelassen. So wurden Schläge beim Befahren und Verlassen der Rollen vermieden.

Mit Rücksicht auf die Nieten war für die Verschiebung unter jedem Brückenuntergurt eine 75 mm hohe Kranschienen mit 175 mm Fuß- und 65 mm Kopfbreite, die entsprechend den verschiedenen Lamellenlagen unterfüttert war, befestigt (Abb. 8).

Von dem Kranschienenfuß waren nur 100 mm Breite in die Rechnung eingesetzt, da anzunehmen war, daß sich die beiden äußeren Enden des Schienenfußes bei Belastung aufbiegen und unwirksam werden.

Zwischen Pfeiler und Widerlager war zum Verschieben und späteren Ablassen jeder Brückenhälfte ein gerammtes, hölzernes Stützjoch angeordnet, das im ungünstigsten Belastungsfalle bei 150 kg/m² Wind senkrecht zur Brücken-

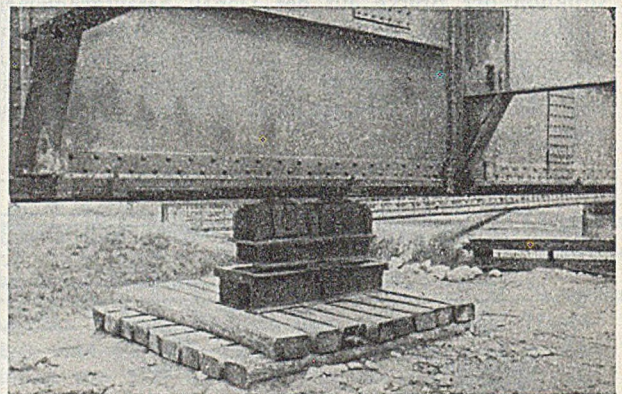


Abb. 7. Eine Doppelrolle unter einem Brückenhauptträger. Die Unterstüützungsträger liegen auf einem Weichholzstapel, der auf der Brückenanfahrt aufgebaut ist.

achse unter jedem Brückenhauptträger — wie auch die Weichholzstapel auf den Brückenpfeilern — 70 t Last aufzunehmen hatte. Hierfür waren sechs senkrechte — und zur Aufnahme der Horizontalkräfte beim Verschieben der Brücke — zwei Schrägpfähle aus Holz von je 30 cm Durchmesser und 11 m Länge vorgesehen, die über Wasser in zwei Richtungen mit hölzernen Zangen

und Streben von 16 · 20 cm Querschnitt zu einem stabilen Stützjoch verzimmert waren. Der Wasserstand war an der Jochstelle nur etwa 1 m hoch, so daß auf eine

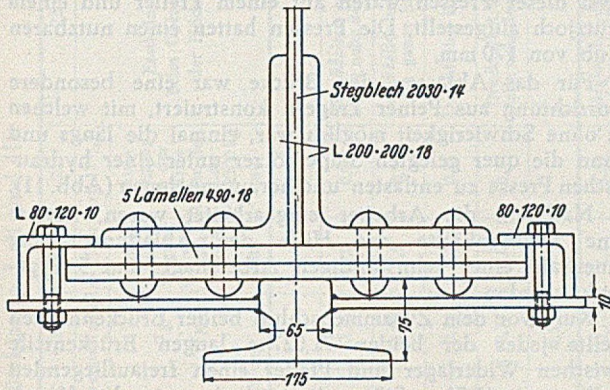


Abb. 8. Verschubschiene unter einem Brückenhauptträger.

Verspannung der Pfähle unter Wasser verzichtet werden konnte.

Auf Grund früherer Beobachtungen war die Rammtiefe der Pfähle mit 5–6 m angenommen worden. Gerammt wurde mit einer Delmag-Dieselramme mit 1250 kg

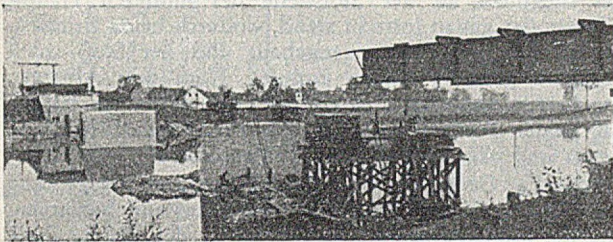


Abb. 9. Das hölzerne Stützjoch zwischen Pfeiler und Widerlager auf der rechten (Straubinger) Seite.

schwerem Bär. Nach einer Eindringtiefe von etwa 8 m zogen einzelne Pfähle noch 2 cm je Rammschlag, so daß unter jedem Brückenhauptträger noch vier Zusatzpfähle gerammt werden mußten (Abb. 9).

Auf den Holzjochen wurden 3 Lagen Verteilungsträger — unter jedem Hauptträger zwei parallel und eine senkrecht zur Brückenachse — aufgebaut und hierauf die 3,5 m hohen Abfaßstapel. Die große Höhe der Abfaßstapel erforderte eine entsprechend große Basis — 2,5 · 2,5 m — welche die Verwendung von Weichholz für die Abfaßstempel gestattete. Die Zusammendrückung der auf 3,5 m Höhe kreuz und quer übereinander gelegten Weichhölzer betrug bei größter Belastung 1% der Stapelhöhe, d. s. 3,5 cm; ein durchaus erträgliches Maß, das sich beim Ablassen der Brücke, also beim Herausnehmen der einzelnen, 15 cm starken Hölzer in keiner Weise nachteilig auswirkte.

Auf jedem Stützjoch und auf jedem Pfeiler waren zwei Weichholzstapel vorgesehen. Quer zur Brückenachse waren die beiden Stapel je mit zwei durchgehenden horizontal liegenden [16 miteinander verbunden und mit gekreuzten Rundholzdiagonalen von 20 cm ϕ und 6,2 m Länge gegeneinander abgestützt (Abb. 10).

In Brückenachse war jeder Stapel an seinem Kopfende nach zwei Richtungen hin mit einem 13 mm starken Drahtseil abgefangen, welches die Aufgabe hatte, den auf den Stapel wirkenden Horizontalschub beim Verschieben einer Brückenhälfte von maximal 3 t aufzunehmen. Theoretisch war zum Verschieben einer auf sechs Rollenpaaren aufliegenden Brückenhälfte von

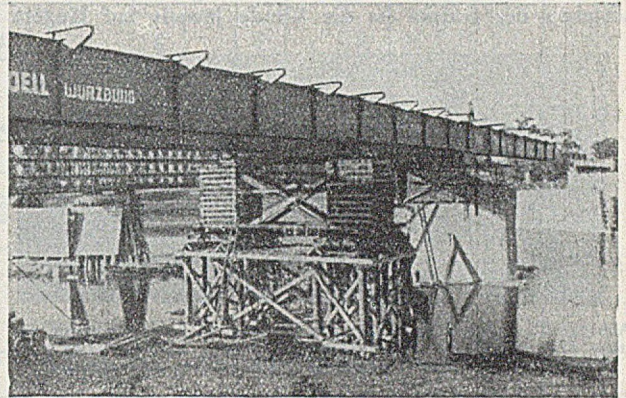


Abb. 10. Die Weichholzstapel auf dem rechten Stützjoch mit ihren gegenseitigen Verbindungen und ihren gegenseitigen Abstützungen. Auf dem Stapeln die bereits fertig eingeschobene, aber noch nicht abgelassene rechte Brückenhälfte.

225 t Gewicht eine Kraft von nur 6 t erforderlich. Zum Verschieben der Brücke wurde eine elektrische Winde mit 7,5 t direktem Zug an der Trommel verwendet. Der Motor der Winde hatte 15 PS Leistung und machte 1430 Umdr./Min. Die Winde war 344fach übersetzt, die Trommel hatte einen Durchmesser von 350 mm. Auf der Trommel lag ein Seil von 25 mm ϕ , das zur Reduzierung der Seilgeschwindigkeit viermal eingesichert wurde.

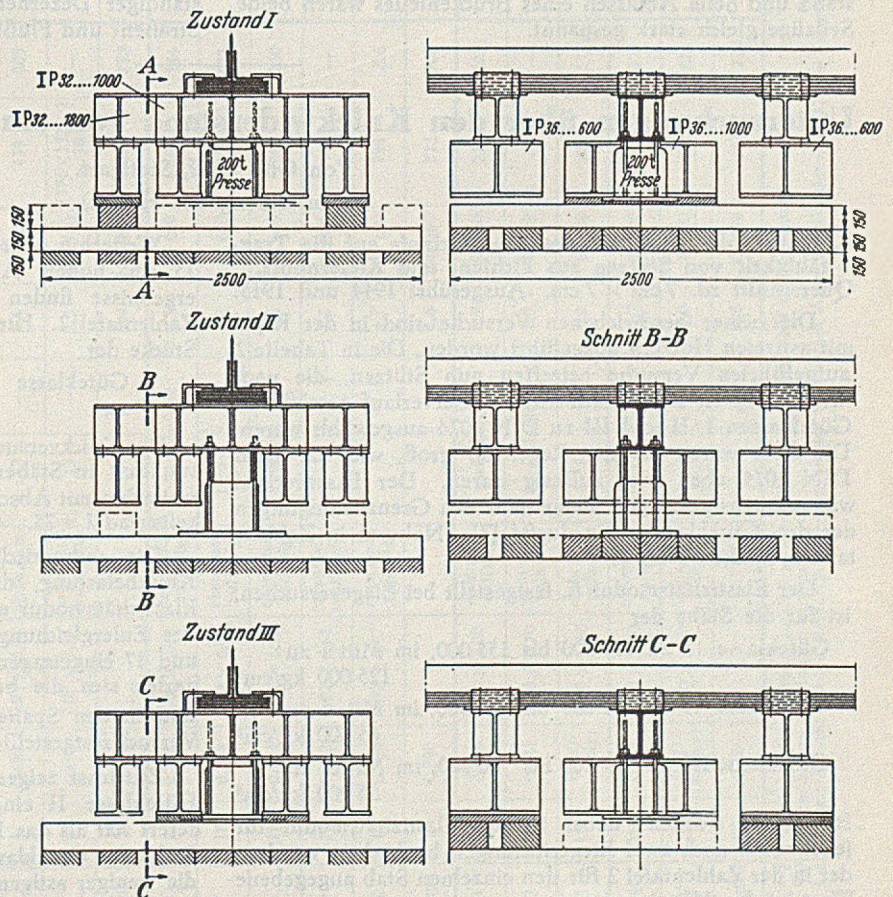


Abb. 11. Abfaßvorrichtung.

Bei nur einer Seillage auf der Trommel war die Seilgeschwindigkeit

$$(0,350 + 2 \cdot 0,025) \cdot \pi \cdot \frac{1430}{344} = 5,24 \text{ m/min.}$$

die sich auf

$$(0,350 + 8 \cdot 0,025) \cdot \pi \cdot \frac{1430}{344} = 7,20 \text{ m/min}$$

bei vier Seillagen auf der Trommel steigerte. Beim Verschieben der Brücke ist die Winde jeweils auf längere

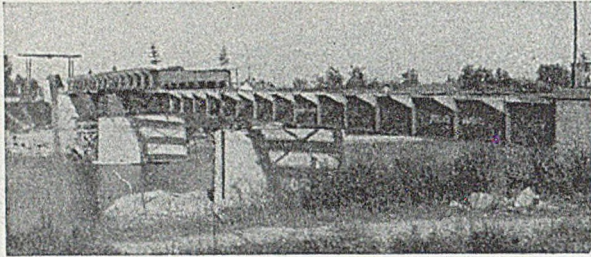


Abb. 12. Die rechte Brückenhälfte eingeschoben und fertig abgelassen, die linke Brückenhälfte nur eingeschoben, aber noch nicht abgelassen. Im Hintergrund der Montageportalkran auf der linken Brückenansfahrt.

Zeit ohne Unterbrechung durchgelaufen, wodurch die Brücke auf größere Strecken mit einer Geschwindigkeit von

$$\frac{5,24}{8} = 0,654 \text{ bis } \frac{7,20}{8} = 0,90 \text{ m/min}$$

vorwärts bewegt wurde. Dabei wurden Abweichungen aus der Brückenachse von nur 6 cm beobachtet, die jeweils durch geringe Änderungen der Lage eines Rollenkastens korrigiert werden konnten.

Aus Sicherheitsgründen wurde jede sich vorwärtschiebende Brückenhälfte an ihrem rückwärtigen Ende mit einem dreifach eingesicherten Seilzug über eine elektrische 5-t-Kabelwinde rückgehalten, deren Seil beim Bewegen der Brücke leicht gespannt nachlief. Nur bei Stillstand und beim Ablassen eines Brückenteiles waren beide Seilzüge gleich stark gespannt.

Das Ablassen einer Brückenhälfte in ihre endgültige Lage nach vollendeter Verschiebung wurde mit 4 hydraulischen Pressen von je 200 t Tragkraft durchgeführt. Je zwei dieser Pressen waren auf einem Pfeiler und einem Stützjoch aufgestellt. Die Pressen hatten einen nutzbaren Hub von 170 mm.

Für das Ablassen der Brücke war eine besondere Vorrichtung aus Feiner Trägern konstruiert, mit welchen es ohne Schwierigkeit möglich war, einmal die längs und dann die quer gelegten Stapelhölzer unter einer hydraulischen Presse zu entlasten und herauszunehmen (Abb. 11).

Nachdem die Arbeiter eingearbeitet waren, konnte eine Brückenhälfte mit Hilfe der Ablassvorrichtung innerhalb eines zehnstündigen Arbeitstages um 3 m gesenkt werden.

Kurz vor dem Zusammenschluß beider Brückenhälften stellte jedes der beiden 71,027 m langen Brückenteile zwischen Widerlager und Pfeiler einen freiaufliegenden Balken mit 43,71 m Stützweite und einen in das Mittelfeld hineinragenden Kragarm von 23,317 m Länge dar. (Abb. 12). Die Durchbiegung des Kragarmes war bei der geringen Trägerhöhe von nur 2,030 m ziemlich groß.

Jede Brückenhälfte wurde nach dem Ablassen auf dem Widerlager auf die vorgeschriebene Höhe, und auf dem Pfeiler vorerst etwa 150 mm höher gesetzt, so daß das Stegblech an der Stoßstelle des mittleren Hauptträgerstoßes genau lotrecht stand, wodurch beide Brückenhälften zwanglos zusammengebaut und der Stoß spannungsfrei genietet werden konnte. Nach dem Abnieten der beiden mittleren Hauptträgerstöße wurde die Brücke auf beiden Pfeilern auf die vorgeschriebene Höhe abgelassen und sämtliche Auflager untergossen.

Die Fa. Georg Noell & Co., Würzburg, hat Anfang April 1949 mit dem Einrichten der Baustelle begonnen, und die Montage der Stahlkonstruktion der Brücke Ende Oktober 1949 beendet. Die Oberleitung hatte Herr Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Schmerber als zuständiger Dezernent, die örtliche Bauleitung führte das Straßen- und Flußbauamt Deggendorf aus.

Untersuchungen über den Knickwiderstand von einteiligen Stützen aus Holz.

Von Otto Graf, Stuttgart.

(Fortsetzung aus Heft 2)

5. Einfluß der Äste und des Faserverlaufs auf die Tragfähigkeit von Stützen aus Fichten- und Kiefernholz. Querschnitt rd. 7 cm × 7 cm. Ausgeführt 1944 und 1945.

Die bisher beschriebenen Versuche sind in der Regel mit astfreien Hölzern ausgeführt worden. Die in Tabelle 2 aufgeführten Versuche betreffen nun Stützen, die nach ihrer Ästigkeit sowie nach ihrem Faserverlauf gemäß den Güteklassen I, II und III zu DIN 4074 ausgewählt waren. Die Äste waren in der Regel so groß, wie sie nach DIN 4074 eben noch zulässig waren. Der Faserverlauf war meistens günstiger, als er nach den Grenzbedingungen der drei Güteklassen sein durfte [7]. Näheres in Zahlentafel 2, Spalten 5 bis 7.

Der Elastizitätsmodul E , festgestellt bei Biegeversuchen, ist für die Stäbe der

Güteklasse I	zu 105 600 bis 155 000, im Mittel zu 125 000 kg/cm ²
Güteklasse II	zu 51 600 bis 87 300, im Mittel zu 65 600 kg/cm ²
Güteklasse III	zu 47 200 bis 66 400, im Mittel zu 55 900 kg/cm ²

festgestellt worden; dabei ist der Elastizitätsmodul für jeden Stab nach zwei Biegerichtungen beobachtet worden; der in der Zahlentafel 2 für den einzelnen Stab angegebene Wert ist der Mittelwert.

Weiterhin wurde die Druckfestigkeit der Hölzer an 15 cm hohen Abschnitten festgestellt. Die Versuchsergebnisse finden sich in den Spalten 10 und 11 der Zahlentafel 2. Hiernach wurde die Druckfestigkeit astiger Stücke der

Güteklasse	I	II	III
zu	255	228	226 kg/cm ² ermittelt.

Der Knickversuch wurde wie bisher ausgeführt, und zwar zunächst an Stäben mit dem Schlankheitsgrad $\lambda = 120$ und weiterhin mit Abschnitten aus diesen Stäben beim Schlankheitsgrad $\lambda = 75$.

Die rechnerisch erwartete Knickbelastung, also die Knickbelastung, die mit dem in Spalte 9 angegebenen Elastizitätsmodul eintreten würde, wenn die Bedingungen der Eulergleichung voll gelten, sind in den Spalten 12 und 17 eingetragen. In den folgenden Spalten 13 und 18 finden sich die beim Versuch erreichten Knicklasten σ_k und in den Spalten 14 und 19 das Verhältnis der beim Versuch festgestellten Knicklast zu der errechneten Knicklast.

Zunächst zeigen die Zahlenreihen, daß das Holz der Güteklasse II einen viel kleineren Elastizitätsmodul liefert als das Holz der Güteklasse I. Die grobstämmigen Stäbe der Güteklasse II sind viel nachgiebiger gewesen als die weniger astigen der Güteklasse I; die Stäbe der Güteklasse III waren noch nachgiebiger. Es erschien deshalb

Tabelle 2. Knickversuche mit schlanken Stäben ($\lambda = 120$ und $\lambda = 75$) aus Fichtenholz und Kiefernholz der Güteklassen I, II und III.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		12	13-16				17	18-21				22	
									Druckfestigkeit ^a			Knickversuch mit $\lambda = 120$ ($u = rd 14\%$)					Knickversuch mit $\lambda = 75$ ($u = rd 17\%$)					
									ohne Ast	mit Ast		σ_K	$\frac{\sigma_K}{\sigma_{KE}}$	Größte Ausbiegung vor dem Knickversuch	Ausbiegung in der Mitte unter der Last $P=1000$ kg		Knickfestigkeit nach Euler	σ_K	$\frac{\sigma_K}{\sigma_{KE}}$	Größte Ausbiegung vor dem Knickversuch		Ausbiegung in der Mitte unter der Last $P=2500$ kg
kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	mm	mm	kg/cm ²	kg/cm ²	mm	mm	kg/cm ²	kg/cm ²	mm	mm									
1	I	0,393	6,56 × 6,57	eben noch zulässig	gleichlaufend		2,9	105 600	—	—	72,4	63,6	0,88	0,5	1,54	—	—	—	—	—	—	
2	I	0,495	7,00 × 7,00	eben noch zulässig	gleichlaufend		1,8	155 000	(437×451):2 = 444		—	106,2	90,2	0,85	1,7	0,25	272	204	0,75	0,0	0,07	Druckfalten an astiger Stelle nahe der Stabmitte
3	I	0,447	7,00 × 7,00	eben noch zulässig	—	1 : 11	2,8	107 700	358	306	73,8	71,4	0,97	1,8	0,24	189	169	0,89	0,5	0,10	Druckfalten nahezu über die ganze Stablänge	
4	I	0,498	6,95 × 6,90	ohne Aste	1 : 12	—	1,6	139 500	439	205	95,6	83,5	0,87	1,0	1,67	244	182	0,74	0,0	0,81	Druckfalten in Stabmitte	
5	I	0,447	7,05 × 7,05	im zulässigen Bereich	1 : 13	—	2,9	118 500	(376×352):2 = 364		—	81,2	84,5	1,04	0,0	0,14	208	161	0,77	0,0	0,38	Druckfalten an astiger Stelle nahe der Stabmitte
Mittel	I	0,470					2,4	125 000	401	255	85,8	78,6	0,92				228	179	0,79			
6	II	0,391	6,00 × 6,00	eben noch zulässig	gleichlaufend		5,3	73 000	291	244	50,0	44,7	0,89	1,8	3,31	128	99	0,77	1,1	3,07	Biegebruch und Druckfalten in Stabmitte	
7	II	0,393	7,00 × 6,92	eben noch zulässig	1 : 7	—	5,2	51 600	259	213	35,7	32,0	0,91	0,0	1,89	91	79	0,87	1,8	1,34	Druckfalten in Stabmitte	
8	II	0,404	6,95 × 6,95	eben noch zulässig	1 : 8	—	5,2	56 600	248	250	38,8	35,7	0,93	3,8	5,47	99	81	0,82	1,8	3,09	Biegebruch und Druckfalten in Stabmitte	
9	II	0,380	6,52 × 6,52	im zulässigen Bereich	—	1 : 8	3,5	87 300	—	—	59,8	54,1	0,90	2,2	1,50	—	—	—	—	—	—	
10	II	0,380	6,97 × 6,97	eben noch zulässig	—	1 : 8	4,7	59 400	298	206	40,7	30,9	0,76	3,9	8,47	104	78	0,75	2,0	1,46	Druckfalten in Stabmitte	
Mittel	II	0,390					4,8	65 600	275	228	45,0	39,5	0,88				106	84	0,80			
11	III	0,404	7,00 × 7,00	eben noch zulässig	gleichlaufend		3,9	50 800	278	207	34,8	20,4 ^b	0,59 ^c	1,8	28,9	89	80	0,90	1,6	4,98	Druckfalten an astiger Stelle in Stabmitte	
12	III	0,384	6,50 × 6,50	eben noch zulässig	gleichlaufend		6,5	55 900	—	—	38,3	33,5	0,87	3,3	7,13	—	—	—	—	—	—	
13	III	0,487 (Kiefer)	6,60 × 6,60	eben noch zulässig	1 : 8	—	5,0	66 400	275	213	45,5	39,6	0,87	1,2	2,42	116	81	0,70	0,5	3,88	Druckfalten an astiger Stelle nahe der Stabmitte	
14	III	0,385	7,00 × 7,00	eben noch zulässig	1 : 11	—	5,7	59 300	273	259	40,6	30,6	0,75	3,6	8,86	104	71	0,68	0,0	1,55	Druckfalten an astiger Stelle nahe der Stabmitte	
15	III	0,511 (Kiefer)	7,00 × 7,00	eben noch zulässig	1 : 4	—	2,0	47 200	388	224	32,3	27,6	0,85	2,5	13,84	83	63	0,76	3,0	8,22	Biegebruch in Stabmitte	
Mittel	III	0,391					4,6	55 900	303	226	39,2	30,3	0,83				98	74	0,76			

¹ Für die beide Biegeebenen parallel zu den Seitenflächen festgestellt und gemittelt.

² An 15 cm hohen Abschnitten ermittelt.

³ Höchstlast erreicht infolge starker Ausbiegung an der Stelle eines Astes mit Durchmesser 42 mm (unzulässiger Ast), 58 cm vom Stabende entfernt.

nötig, alle geprüften Versuchskörper in Bildern wiederzugeben, vgl. Abb. 4 bis 9; diese Bilder zeigen den Zustand des mittleren Teils der Stützen auf allen 4 Flächen; sie lassen die Lage und die Größe der Äste, auch den Faser-

Weiterhin zeigt die Spalte 14 der Zahlentafel 2, daß das Verhältnis der beim Versuch ermittelten Knicklast zu der Knicklast, die mit dem beim Biegeversuch beobachteten Elastizitätsmodul rechnerisch bestimmt worden ist, bei den

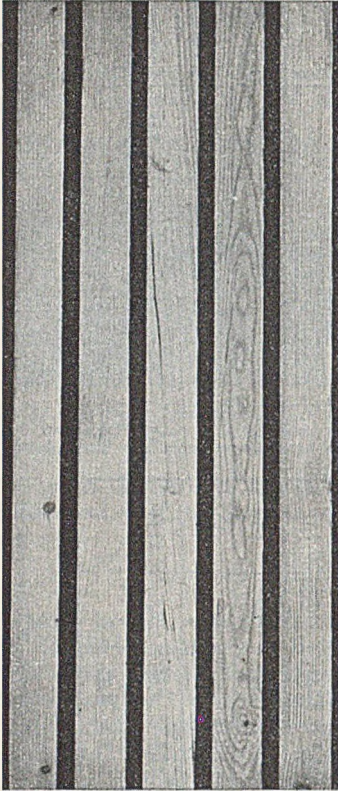


Abb. 4. Flächen a und b der Stützen 1 bis 5 der Güteklasse I.

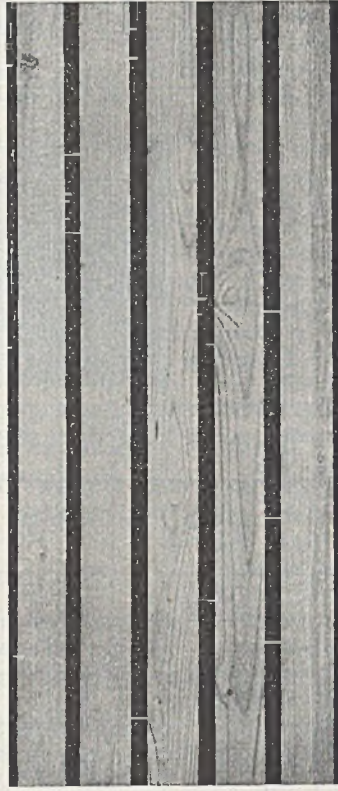


Abb. 5. Flächen c und d der Stützen 1 bis 5 der Güteklasse I.

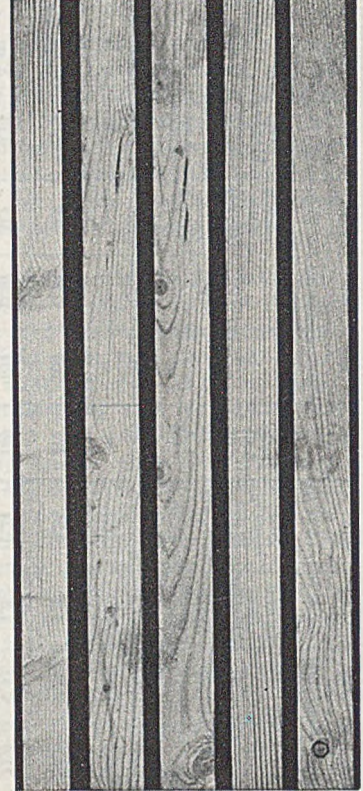
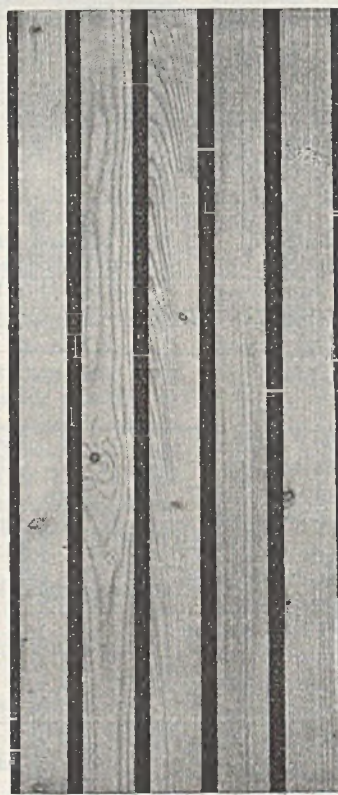
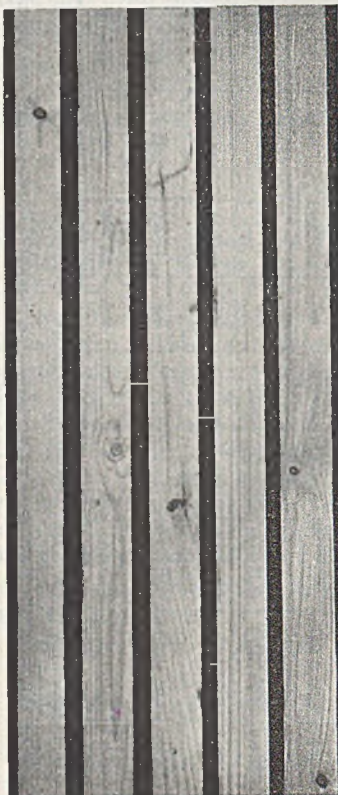


Abb. 6. Flächen a und b der Stützen 6 bis 10 der Güteklasse II.



verlauf erkennen. Von den 5 Stäben ist jeweils der oberste der Reihe. Abb. 10 und 11 geben über die Beschaffenheit der Hölzer an den Stirnflächen Auskunft, jeweils in der Folge von links nach rechts.

Stützen mit $\lambda = 120$ in der Güteklasse I am höchsten ausgefallen ist, nämlich zu 0,92, in der Güteklasse II etwas kleiner, nämlich zu 0,88, und in der Güteklasse III noch kleiner, und zwar zu 0,83. Bei den Stützen mit $\lambda = 75$

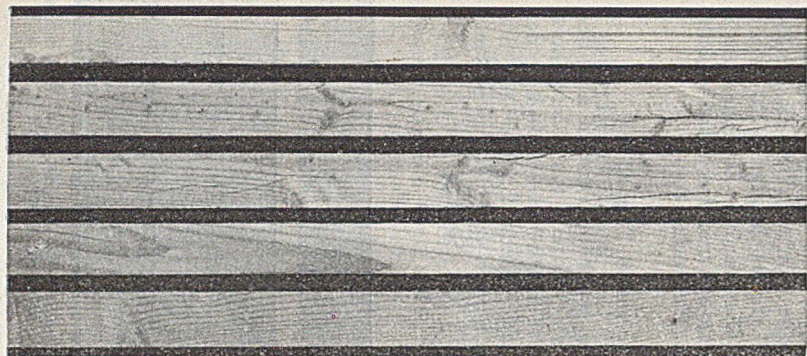


Abb. 7. Flächen c und d der Stützen 6 bis 10 der Güteklasse II.

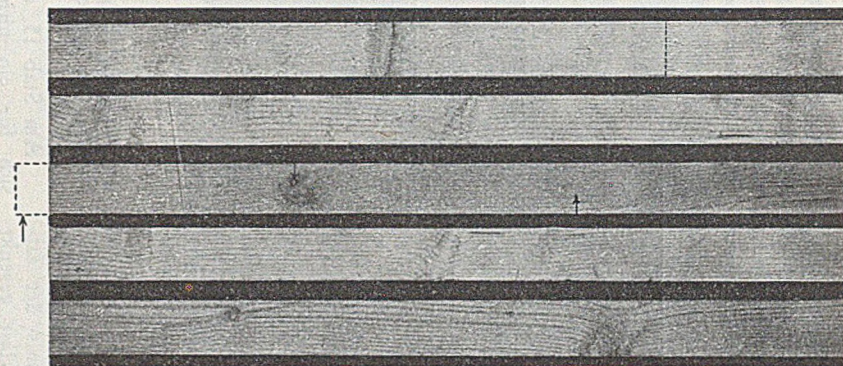


Abb. 8. Flächen a und b der Stützen 11 bis 15 der Güteklasse III.



Abb. 9. Flächen c und d der Stützen 11 bis 15 der Güteklasse III.

betragen die Verhältniszahlen nach Spalte 19: 0,79, 0,80, 0,76; sie sind also hier noch kleiner, aber nicht erheblich verschieden ausgefallen; die Abnahme der Verhältniszahlen mit der Güteklasse ist bei den kürzeren Stützen nicht deutlich in Erscheinung getreten.

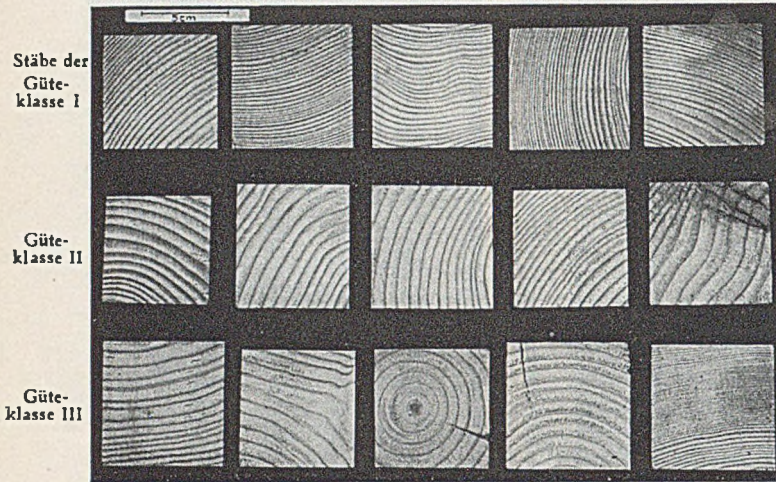


Abb. 10. Untere Stirnflächen der Stützen 1 bis 15 nach Zahlentafel 2.

Beim Vergleich mit den Versuchen an astfreien Hölzern unter 2 und 3 findet sich, daß die Mängel der Hölzer, die bei den vorliegenden Versuchen absichtlich eingegrenzt gewählt wurden, offensichtlich das Verhältnis der tatsächlichen Knicklast zur rechnerischen Knicklast gesenkt

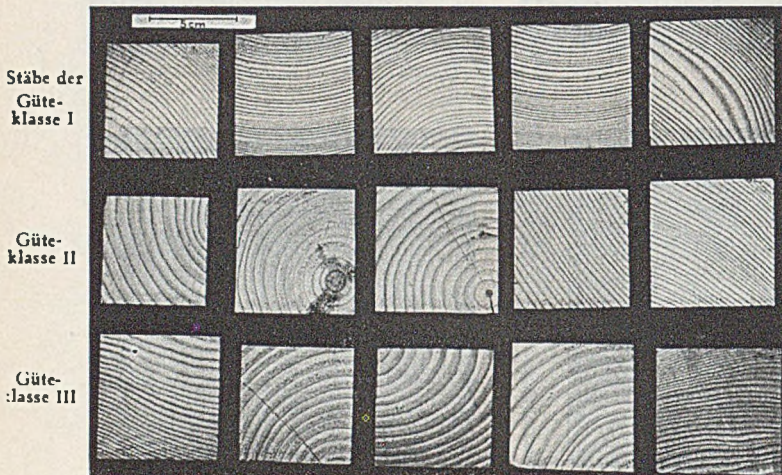


Abb. 11. Obere Stirnflächen der Stützen I bis 15 nach Zahlentafel 2.

haben. Man muß also unter praktischen Verhältnissen annehmen, daß die Knicklast der Holzstützen bei astigen, nicht durchweg geradfaserigen Holzstützen erheblich kleiner ausfällt als die, die mit dem beim Biegeversuch ermittelten Elastizitätsmodul errechnet werden kann. Der Unterschied ist bei Hölzern der Güteklasse I kleiner zu erwarten als bei Hölzern der Güteklasse II und bei diesen kleiner als bei Güteklasse III, wobei dieser Einfluß der Güte des Holzes bei den schlanken Stäben ausgeprägt zu erwarten ist, während er bei den kürzeren Stäben zurücktreten kann.

Ferner sind mit den Stäben 11, 13 und 15 der Güteklasse III, vgl. Abb. 12 bis 14, Versuche angestellt worden, um unmittelbar zu erfahren, welchen Einfluß der Ast an sich auf den Elastizitätsmodul hat; es ist also der Elastizitätsmodul am gleichen Stab in einem astfreien und in einem astigen Bereich besonders ermittelt worden. In Abb. 12 bis 14 sind oben und unten die Seitenflächen a und c, an zweiter Stelle die untere Balkenfläche b, an dritter Stelle die obere Balkenfläche d wiedergegeben.

Zunächst ist Stab 11, vgl. Abb. 12, auf einer 70 cm langen Strecke ohne Ast bei Prüfung auf Biegung geprüft worden; es fand sich $E = 71\,500\text{ kg/cm}^2$ für das astfreie Holz. An einem benachbarten Stück, das einen durchgehenden Ast in der Zugzone gemäß Abb. 12 besaß, wurde $E =$

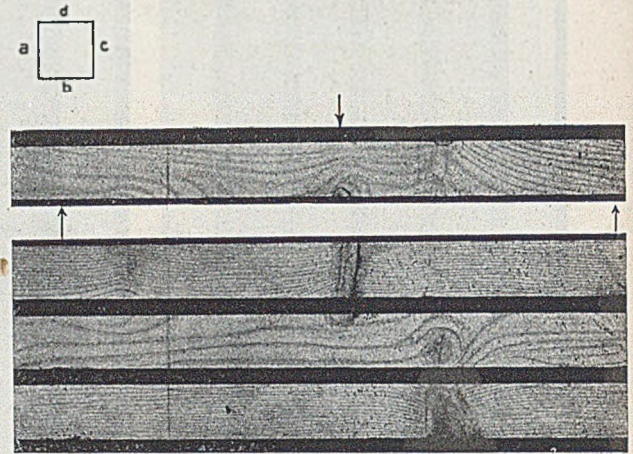


Abb. 12. Stab 11 der Güteklasse III (Astgröße eben noch zulässig; Fasern gleichlaufend zur Stabachse).

$45\,600\text{ kg/cm}^2$ beobachtet. Das Verhältnis des Elastizitätsmoduls des astigen Holzes zum Holz ohne Ast betrug also 0,64.

Am Stab 13, der in Abb. 13 wiedergegeben ist, fand sich für ein nichtastiges Stück von 70 cm Länge $E = 69\,300\text{ kg/cm}^2$; ein ebenso langes Stück mit einem großen Ast in der Zugzone, der nach Abb. 13 von der unteren Fläche gegen eine Seitenfläche durchlief, wurde $E = 55\,600\text{ kg/cm}^2$ festgestellt. Hier betrug das Verhältnis der beiden Elastizitätsmodule 0,80. Schließlich ist der Stab 15, vgl. Abb. 14, in gleicher Weise geprüft worden. Der Elastizitätsmodul des astfreien Holzes betrug $46\,700\text{ kg/cm}^2$, des astigen Holzes (Ast in der Zugzone gemäß Abb. 14) $E = 32\,200\text{ kg/cm}^2$ und damit das Verhältnis der beiden Elastizitätsmodule 0,69.

6. Versuche von B. Thunell [8].

Es handelt sich um wertvolle Versuche über den Druckwiderstand von Stützen aus Kiefernholz. Untersucht wurde der Einfluß der Ästigkeit, des Faserverlaufs und der Holzfeuchtigkeit auf den Knickwiderstand von Stützen verschiedener Schlankheit. Der Querschnitt der Stützen war $2'' \times 4''$, $2'' \times 8''$, $4'' \times 4''$ und $6'' \times 6''$.

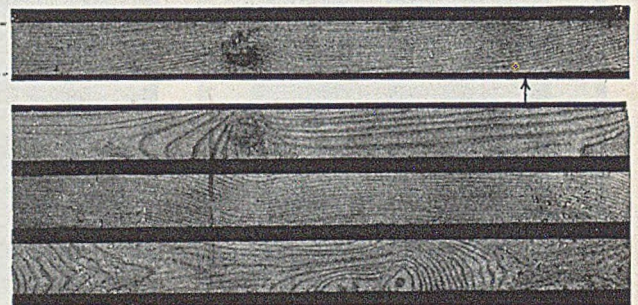


Abb. 13. Stab 13 der Güteklasse III (Astgröße eben noch zulässig; Faserneigung 1 : 8).

Die Ergebnisse sind von Thunell statistisch verfolgt und als Mittelwerte und Mindestwerte in Tafeln niedergelegt worden. Als Maße der Widerstandsfähigkeit der Stützen sind dabei gewählt:

σ_s als Mittelwert der Spannungen, die bei der Belastung vorhanden sind, mit der die Formänderungen beginnen rascher zu wachsen als die Belastungen, gültig für ausgewählte Versuchsgruppen,

Spannungen (Druckfestigkeit, Knickfestigkeit), wieder gültig für die ausgewählten Versuchsgruppen, σ_k als unterer Grenzwert dieser Spannungen.

Die Werte σ_s und σ_s'' sollen dabei als Richtwerte für langdauernde Belastungen gelten oder für Lasten, bei denen die Formänderungen maßgebend sind.

Ein Auszug der Ergebnisse findet sich in der Tabelle 3. Hierzu ist noch der Begriff k_3 zu erläutern; k ist als Astquote bezeichnet, wobei allgemein $k = \frac{d_1 + d_2}{b}$

wenn d_1 das kleinste Astmaß,

d_2 das größte Astmaß,

b die Breite der Fläche bedeutet, auf der der Ast erscheint.

Abweichend von DIN 4074 ist also als maßgebendes Astmaß die Wurzel aus der Summe des kleinsten und größten Astmaßes gewählt, während DIN 4074 nur das kleinste Astmaß beachtet, was vor allem bei Flügelästen von Bedeutung ist. Ausgehend von k benutzt Thunell die Vergleichsgröße k_3 als Summe der Astquoten auf der dreifachen Länge der kleinsten Querschnittseite des Stabs. Die Astquotensumme k_3 ist demnach zahlenmäßig viel größer als die nach DIN 4074 übliche.

Im einzelnen zeigt Tabelle 3 folgendes: Mit wachsender Schlankheit sinkt σ_s'' rascher als σ_s (bei Zunahme von $\lambda = 25$ bis $\lambda = 123$ fällt σ_s für Holz mit $u = 15\%$ bei $k_3 = 0$ von 254 auf 58, σ_s'' von 115 auf 15, ähnlich bei $k_3 = 2,5$).

Dasselbe gilt für σ_k und σ_k'' . Besonders eindrucksvoll ist der Einfluß der Ästigkeit und des Feuchtigkeitsgehalts des Holzes; beide haben nach Tabelle 3 bei schlanken Stützen wenig Einfluß, wohl aber bei kurzen, wie an sich bekannt, jedoch zahlenmäßig noch nicht allgemein erfaßt war. (Fortsetzung folgt.)

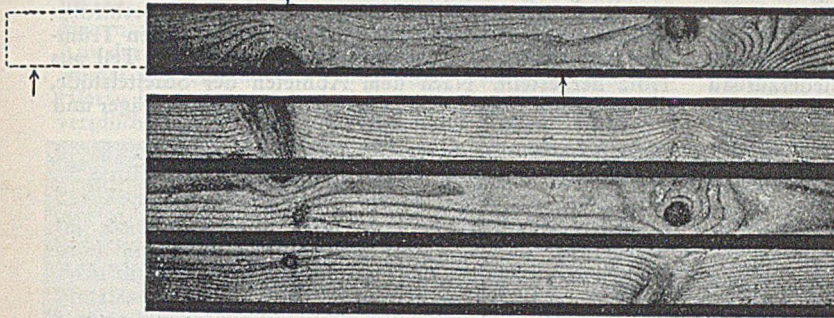


Abb. 14. Stab 15 der Güteklasse III (Astgröße eben noch zulässig; Faserneigung 1 : 4).

σ_s'' als unterer Grenzwert dieser Spannungen,
 σ_k als Mittelwert der beim Versuch erreichten höchsten

Tabelle 3. Knickversuche von Thunell mit Kiefernholz bei verschiedener Ästigkeit und Feuchtigkeit.

λ		$k_3 = 0$			$k_3 = 1,0$			$k_3 = 2,5$		
		$u = 15\%$	$u = 22\%$	$u = 30\%$	$u = 15\%$	$u = 22\%$	$u = 30\%$	$u = 15\%$	$u = 22\%$	$u = 30\%$
25	σ_S	254	208	156	217	178	133	161	132	99
	σ_S''	115	94	70	98	81	60	73	60	45
40	σ_S	231	195	153	198	166	131	118	124	98
	σ_S''	99	83	66	85	71	56	63	53	42
60	σ_S	195	170	141	170	148	123	133	115	96
	σ_S''	61	53	44	53	46	39	41	36	30
90	σ_S	124	113	101	112	102	91	93	85	76
	σ_S''	26	24	21	23	21	20	20	18	15
125	σ_S	58	56	54	55	53	50	50	48	46
	σ_S''	15	14	14	14	14	13	13	12	12

Kurze Technische Berichte.

Wiederherstellung der Margarethen-Brücke in Budapest.

In Ergänzung zu dem Bericht im Bauingenieur 24 (1949), Seite 158, soll nachfolgend die Wiederherstellung der Margarethen-Brücke in Budapest beschrieben werden. Diese Brücke bildete die wichtigste Straßenverbindung der Stadtteile Ofen und Pest; sie kreuzt die Donau wenig südlich, d. h. stromabwärts der Margarethen-Insel, zu der von einem Mittelpfeiler aus ein abzweigendes Brückenstück hinabführt. Die Brückenachse ist über dem Mittelpfeiler geknickt.

Die alte Brücke war 1872/76 nach den Plänen des franz. Ingenieurs E. Gouin erbaut. An den Mittelpfeiler schlossen sich je 3 Bogen über den beiden Donauarmen und 2 kleinere Bogen über den Uferstraßen an. Die eingespannten Bogen, durch Andreaskreuze verstrebt, trugen auf Pfosten die Fahrbahn. Die Auflageplatten an den Pfeilern waren mit flachen Keilen zum Nachstellen ver-

sehen. Die Fahrbahn von 11,06 m Breite war durch zwei Fußwege von je 2,90 m eingefasst.

Während die Brücke für eine Nutzlast von 400 km/m² ohne Stoßzahl berechnet war, hatte die Vergrößerung der Verkehrslasten, Überführung der Straßenbahn, Auswechseln des nicht mehr ausreichenden Holzpflasters durch ein Basaltkleinpflaster, wodurch allein die ständige Last um

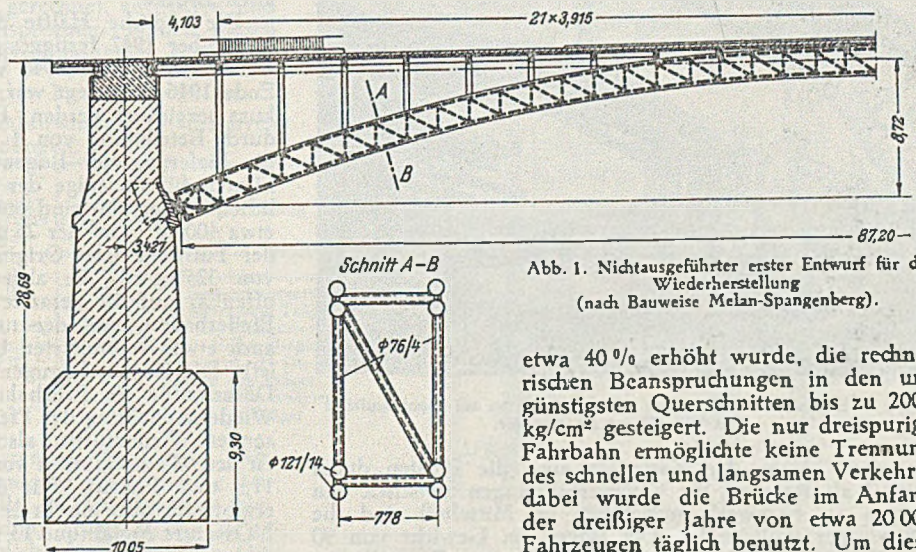


Abb. 1. Nichtausgeführter erster Entwurf für die Wiederherstellung (nach Bauweise Melan-Spangenberg).

etwa 40% erhöht wurde, die rechnerischen Beanspruchungen in den ungünstigsten Querschnitten bis zu 2000 kg/cm² gesteigert. Die nur dreispurige Fahrbahn ermöglichte keine Trennung des schnellen und langsamen Verkehrs; dabei wurde die Brücke im Anfang der dreißiger Jahre von etwa 20 000 Fahrzeugen täglich benutzt. Um diese

Mängel abzustellen, wurde die alte Margarethen-Brücke 1935/37 umgebaut und verbreitert. Zwei neue Fachwerk-Bogen aus St 37 von gleicher Form wie die bereits vorhandenen, jedoch mit blind-angeschlossenen Diagonalen und zwei Kämpfergelenken versehen (im Gegensatz zu den eingespannten Bogen der alten Überbauten) wurden auf der Südseite vorgesetzt.

Diese verbreiterte Brücke wurde November 1944 gesprengt und so schwer zerstört, daß für den Wiederaufbau eine Wiederverwendung der alten Teile nicht in Frage kam. Schon im Juli 1945 beschloß die zuständige Behörde den Neubau. Die Bogenträgerwerke sollten in Stahlbeton mit steifer Bewehrung (nach Bauweise Melan-Spangenberg) ausgeführt werden; man wollte damit Gerüste und größeren Stahlaufwand sparen. Die Bewehrungskonstruktion sollte aus geschweißten Rohren gebildet und mit Schwimmkränen montiert werden. Nachdem schon die Werkstatarbeiten angelaufen waren, erwies die nunmehr genauere durchgeführte Untersuchung der Pfeiler, daß diese durch die Sprengung doch stark in Mitleidenschaft gezogen waren. Man bekam Bedenken, Tragwerke der gegenüber Kämpferschiebungen empfindlichen Bauweise Melan-Spangenberg zu verwenden, und entschloß sich zur Ausführung stählerner Überbauten.

Der von der Stahlbauanstalt Ganz & Co. aufgestellte Entwurf sieht 6 Bogenbrücken vor, auf die mittels Pfosten ein Fahrbahnrost aus Quer- und Längsträgern mit einer Stahlbetonfahrbahnplatte abgestützt ist. Aus St 37 hergestellt, sind die Zweigelenkbogenträger genietet; Pfosten und Fahrbahnkonstruktion geschweißt. Die zulässige Beanspruchung beträgt 1400 kg/cm^2 . Um die Brücke schneller in Verkehr nehmen zu können, wurde zunächst nur eine Hälfte (die südliche) fertiggestellt, die andere, nördliche Hälfte sofort anschließend ausgeführt. Diejenigen Pfeiler, die durch die Sprengung besonders gelitten hatten, wurden teils mit Spundwänden, teils mit Kaisson trocken gelegt. Es zeigten sich bei den Untersuchungen erhebliche Risse, die mit Beton ausgefüllt wurden.

Die Stahlüberbauten haben zweiwandige Bogenträger mit Stegblechen 1374×10 ; 8 Gurtwinkel $L 100 \times 100 \times 12$ und Gurtplatten 820×12 . Die auf den Bogen aufgesetzten Pfosten sowie die Querträger als Querverbindungen der einzelnen Bogen sind in 6 m Abstand an-

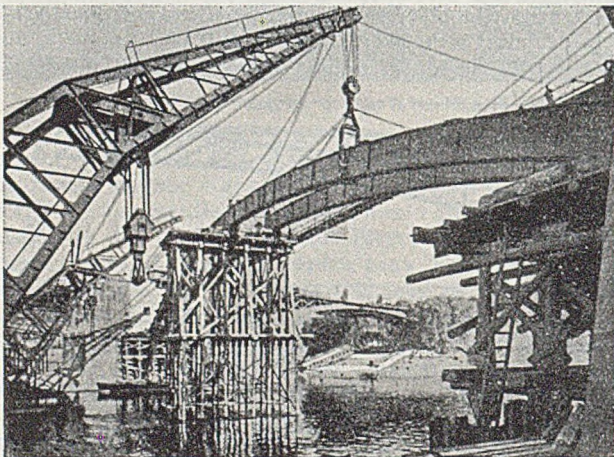


Abb. 2. Einbau der Bogenhälften mit Schwimmkran auf Montagepfeiler und Hilfsrüstung am Kämpfer.

geordnet. Nahe den Kämpfern sind die Pfosten durch Riegel als Rahmen, die Querverbindungen zwischen den Bogen als Fachwerk ausgeführt; im Mittelteil sind die Querträger vollwandig. Die Bogen im Gewicht von 90 bis 110 t wurden in 6 bis 10 Teilstücken zur Baustelle ge-

bracht und am Ufer mit Ausnahme eines Montagestoßes im Scheitel zusammengenietet. Die so entstandenen Halbbogenstücke wurden mit je einem Schwimmkran eingefahren und auf die mit Hilfsrüstungen unterbauten Kämpfergelenke bzw. einen Montagepfeiler in der Mitte abgesetzt. Diese Montagepfeiler waren auf Stahlrohrpfählen, die durch die noch im Flußbett liegenden Trümmer gerammt waren, gegründet und im oberen Teil aus Holz hergestellt. Nach dem Abnieten der Scheitelstöße, der in erster Ausbaustufe vorgesehenen 3 Bogenträger und

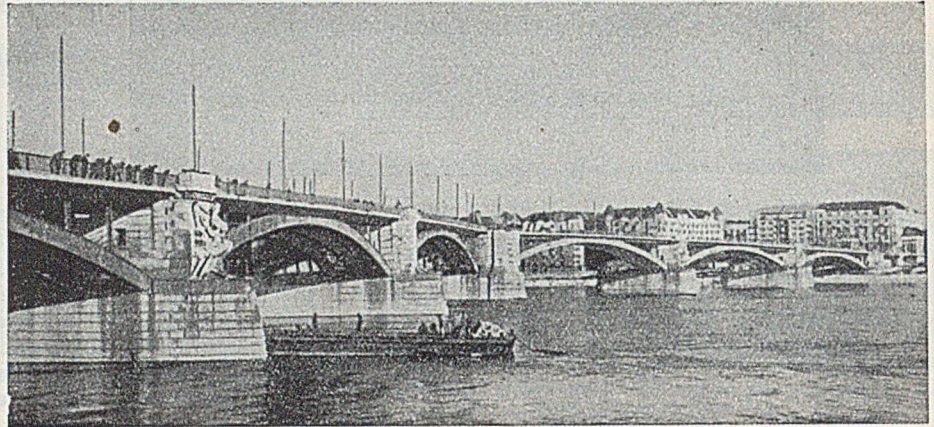


Abb. 3. Ansicht der neuen Margarethen-Brücke von unterstrom.

Einbau der Querverbindungen und Windverbände wurden Pfosten und Fahrbahn durch auf den Längsträgern laufende Einbaukrane montiert.

Die Fahrbahn ist im vollen Ausbau 18 m breit mit 3 Fahrstreifen in jeder Richtung für langsamen, schweren bzw. schnellen, leichten Verkehr bzw. die Straßenbahn in der Mitte; seitlich schließen sich die 2 Fußwege von je 3,5 m an. Da auf dem Mittelpfeiler, wo der querliegende Brückenteil zur Margarethen-Insel abzweigt, Verkehrsinseln an den Straßenbahnhaltestellen erforderlich sind, wurde die Fahrbahn um 2,5 m verbreitert. Die mittleren Bogenträger der anschließenden Überbauten sind hierzu fächerförmig verlegt; dies schien zweckmäßiger, als eine Fahrbahnverbreiterung durch Verlängerung der Fußwegkonsolen mit der dadurch bedingten vergrößerten Belastung der äußeren Bogenträger. Die Verkehrsinseln sind mit den Fußwegen durch Tunnel verbunden, die in ähnlicher Weise auch an den Donau-Ufern auf den Rampen vorgesehen sind.

Die Straßenbahnschienen von 120 mm Höhe sind mit einer 2 cm starken, bituminösen Zwischenlage auf den Betonplatten verlegt. Eine Isolierschicht ist nur innerhalb der Straßenbahnstreifen angeordnet, um an Dicke und damit Gewicht der Fahrbahnplatte zu sparen. Die Platte wiegt jetzt 550 kg/m^2 im Gegensatz zu 750 kg/m^2 bei der alten Brücke.

Die südliche Hälfte der ersten Ausbaustufe war im November 1947 fertiggestellt, die zweite, nördliche Hälfte wurde im August 1948 vollendet. Da der Entwurf erst Ende 1946 festgelegt war, können die Bauzeiten als sehr kurz bezeichnet werden. Die Termine ließen sich auch nur durch Beteiligung von 4 großen ungarischen Firmen für die Lieferung der Bogenträger und weiterer 5 kleinerer Firmen für diejenige der sonstigen Bauelemente verwirklichen. Insgesamt sind etwa 5000 t Stahl verarbeitet, d. s. etwa 400 kg je m^2 der 25 m breiten Fahrbahn einschließlich der Fußwege (der Originalbericht nennt hier eine Zahl von 325 kg/m^2 , die aber nicht überzeugend ist, da sie offenbar auf die gesamte Brückenlänge einschließlich der Pfeilerbauten und der unzerstört gebliebenen, allerdings auch etwas verbreiterten Uferstraßen-Überbauten bezogen ist). Die Kosten betragen für die Stahltragwerke 2,8 Mio DMark, für die Fahrbahn 1,1 Mio DMark und für die Wiederherstellung der Pfeiler 8,5 Mio DMark, für den gesamten Wiederaufbau also 12,4 Mio DMark (umgerechnet zu den Wechselkursen von 1948 mit $1 \$ = 3,33 \text{ DMark} = 11,8 \text{ ung. Forint}$). Für die Stahlbauteile fertig montiert ergibt sich also ein Preis von etwa 560 DMark/t . (Nach L'Ossature Métallique 13 [1948], Seite 357).

Dr.-Ing. H o p p e , Bonn.

Wirtschaftlichkeit in Stahlbauten.

(Bemerkungen über die neuen englischen Vorschriften.)

Im Jahre 1948 erschienen in England neue Stahlvorschriften, die zu größerer Wirtschaftlichkeit im Stahlbau führten. Eine vergleichende Betrachtung soll der Klärung dienen und zukünftigen Fortschritten den Weg bahnen. Aus der Not, den erhöhten Stahlimport zu befriedigen, erwächst der Heimat die Pflicht, den Bedarf zu drosseln. Hierzu ist der planende und bauende Ingenieur besonders verpflichtet. Um Ersparnisse zu erzielen gibt es zwei Wege:

1. Ergänzungen und Verbesserungen eingelebter Konstruktionsmethoden und -systeme,
2. neuere Methoden als Ersatz der alten.

Im weiteren können noch die verschiedenen Entwurfsarten und die sorgfältige Ausgestaltung der Einzelheiten dazu dienen. Wenn im ersten Falle die Herabsetzung der Nutzlasten, die Heraufsetzung der Spannungen und rigoroseste Einsparung von Metall in wenig oder gar nicht beanspruchten Teilen zum Ziele führt, so ist im zweiten Falle eine große Stahlersparnis durch den teilweisen Einsatz von Stahlbetonteilen zu erreichen. Große Materialersparnisse gehen aber oft auf Kosten der Schönheit des Bauwerkes. Praktische Ingenieurerfahrung und Forschergeist sind bei der Zusammenstellung der oben genannten Vorschriften dem Ziele — tunlichste Stahlersparnis zu erreichen — nahegekommen.

Stahlskelettbau. Die neuen Vorschriften erlauben statt der bisherigen Höchstspannungen von 1250 kg/cm² eine solche von 1420 kg/cm². Für Biegezug können 1580 kg/cm², für Druck in nicht eingespannten Säulen 1420 kg/cm² und bei Einspannung 50% höhere Spannungen gerechnet werden. Die zulässige Scherspannung wurde von 700 auf 1100 kg/cm² erhöht. Allerdings beschränken die Bestimmungen die zulässige Grundspannung auf 60% der Streckgrenze, wodurch mancher Vorteil der Spannungserhöhungen wieder verloren geht. Bei den letzten Diskussionen über wirtschaftliche Planung wurden sogar Grundspannungen von 1960 kg/cm² gefordert.

Während in früheren Vorschriften die gelenkige Verbindung der Fachwerkteile vorausgesetzt wurde und die Grundspannungen entsprechend erhöht waren, werden in den neuen Vorschriften die halbstarren Verbindungen behandelt und die Spannungsgrenze niedrig gehalten. Diese übergroße Vorsicht wird von vielen Ingenieuren unter der Begründung abgelehnt, daß ebenso wie bei den veralteten Vorschriften stillschweigend die Annahme gelenkiger Verbindungen gemacht wurde, was ja in Wirklichkeit nicht zutrifft, jetzt wieder die Einspannung zu wenig berücksichtigt wird, die bei halbstarren Verbindungen zweifelsohne vorhanden ist. Um die Schwierigkeiten einer genauen Berechnung im Entwurfsstadium zu umgehen, ist in den Vorschriften für halbstarre Verbindungen die Tabelle 1 eingefügt, deren Anwendung die Berechnung der Kopfverbindungen wesentlich vereinfacht und sie zwischen jene der Einfachverbindungen und jene der Starrverbindungen von Stahlrahmenwerken stellt. Viele große Bauwerke sind nach dieser Art gerechnet, entworfen und gebaut worden und haben entsprochen. Neben diesen beiden Arten von Stahlrahmenverbindungen kennt der

Tabelle 1.

Zur Berechnung der Anschlußwinkel in halbstarren Verbindungen.

Bauglied	Anschluß-Winkeldicke	Einspannungsmoment des Trägers	Säuleinspannung	Anmerkung
Träger unter 80 kg/m	9,5 mm	$M_a/10$	W 0	Säuleinspannungsmoment numerisch gleich dem Träger-einspannungsmoment M_a freies Biegemoment. H (in cm) Höhe der Träger. W Widerstandsmoment der Träger
Träger über 80 kg/m	13 mm	$M_a/10$	W 0	
Zusammengesetzte Träger	16 mm	12 · H, aber kleiner, als W 0	12 · H tcm	

englische Entwurf auch die „starr“ Verbindungen (Abbildung 1, 2, 4, 5). In diesen Bildern sind vergleichende Beispiele der Einbauten dargestellt. In der einfachen Methode ist die „standard“-Verbindung (Abb. 2), wie sie in amerikanischen Hochhäusern üblich ist, dargestellt. Die

halbstarre Verbindung unterscheidet sich von der einfachen nur durch die stärkeren und größeren Fußwinkel, mit denen die Träger an den Säulen festgemacht werden (ungleichschenkelige Winkel mit Unterlagplatten und Anschlußlaschen). (Abb. 3.) Bei beiden Methoden wird genietet. In der starren Methode wird nur geschweißt (Abb. 1, die unteren Geschosse). Die dabei erzielten Gewichtsersparnisse sind schon an den Trägernummern zu erkennen. Bei

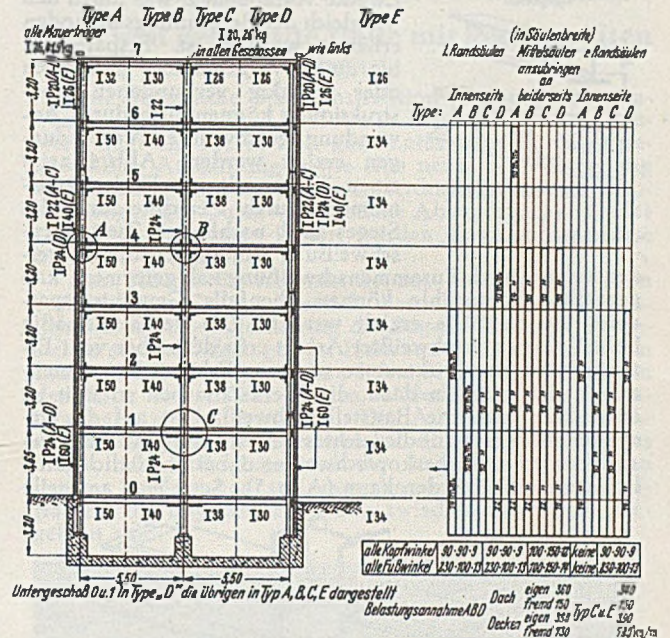


Abb. 1. Stahlrahmenbau in verschiedenen Typen.

der starren Verbindung ist die Annahme gemacht, daß sich der Baustoff vollkommen elastisch verhält und die Höchstspannung in einem bestimmten Verhältnis zur Streckgrenze des Metalles steht. Im Gegensatz hierzu gibt es

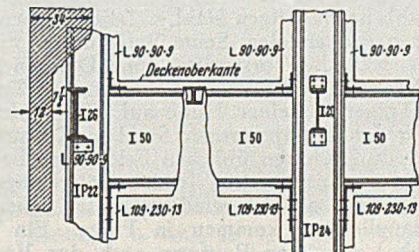


Abb. 2. Einfache Verbindung. Einzelheiten bei A u. B.

engl. Entwürfe, bei welchen die plastischen Formänderungen erst bei einem Vielfachen der Nutzbelastung — dem dort sog. „Lastfaktor“ — hervorgerufen werden.

Für die Benutzer des Gebäudes ist es natürlich wichtiger zu wissen, daß die Türen und Fenster, die Decken,

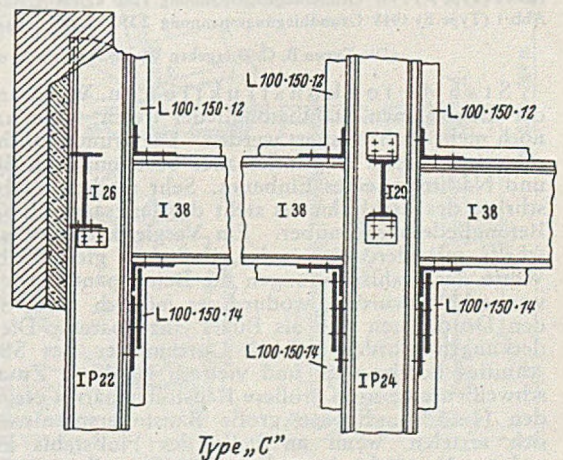


Abb. 3. Halbstarre Verbindung. Einzelheiten bei A u. B.

die Ummauerung den Formänderungen standhalten, als daß sie den Zeitpunkt des Einsturzes nach der Belastung abzuschätzen imstande sind. Auf die Wirtschaftlichkeit starrer Verbindungen muß schon im Entwurf geachtet werden, indem durch vereinfachende Annahmen die langwierigen Berechnungsverfahren ausgeschaltet werden können. Die Annahme gleicher Biegewinkel ober- und unterhalb eines Knotens dient diesem Zwecke vollkommen, was durch den Vergleich der Berechnungsmethoden erhärtet worden ist. Ersparungen bis zu 15% gegenüber gelenkten oder gelenkig verbundenen Konstruktionen können auch durch Anwendung geschweißter Verbindungen erzielt werden. Abb. 4 zeigt einen Träger, dessen Widerstandsmoment durch Zerschneidung des Steges und nachherige Zusammenschweißung nahezu verdoppelt werden kann.

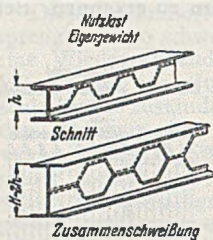


Abb. 4. Netzträger, geschweißt.

Durch Zusammenschweißung kalt geformter, kalt gepreßter Formstähle können ebenfalls Gewichtersparnisse bis zu 50% erzielt werden. Die verhältnismäßig hohen Kosten geschweißter Arbeit erfordern aber vom Erzeuger und Konstrukteur so wie vom Erbauer Zusammenarbeit. Sie zwingen dazu, die Werkstattarbeit so weit zu entwickeln, daß die Baustellenschweißarbeit auf das geringste Maß und auf die leichteste Ausführungsart herabgedrückt wird und Überkopfschweißen dabei womöglich gänzlich vermieden werden kann (Abb. 5). Setzt man an Stelle

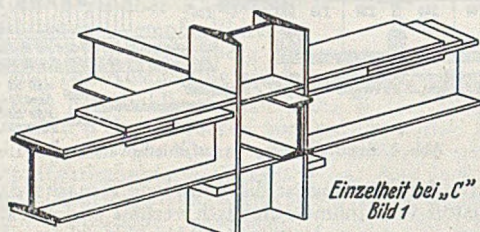


Abb. 5. Stahlbetonrahmen.

des Flußstahls hochwertigem Stahl, so läßt sich ebenfalls 20% Gewichtersparnis erzielen. Seine Verwendung findet aber die Grenze, weil die Vorschriften eine Durchbiegung auf $l/325$ der Spannweite l festsetzen und ein mit 2350 kg/cm^2 belasteter Träger in seiner Höhe auf $l/12$ beschränkt ist. Es läßt sich daher hochwertiger Stahl in Konstruktionen, welche die für Flußeisen üblichen Feldweiten besitzen, in Felder großer Spannweiten nicht unterbringen. Nur Großaufträge, mit oft sich wiederholenden Querschnitten in den Baugliedern, kommen in Frage. Ein Vergleich der in Abb. 1 gezeigten Bauform nach den Vorschriften 1937 in Flußstahl ausgeführt (Type A), mit derselben Bauform in hochwertigem Stahl (Type E) ausgeführt, aber nach Vorschrift 1948, ergibt einen Gewichtsunterschied per Stahlrahmen in Tonnen wie folgt:

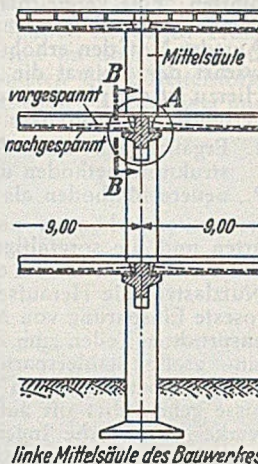
Tabelle 2.

Abb. 1 (Type A) 1937	Grundbiegungsspannung 1260 kg/cm^2	Standard Verbindung	21,5 t
Abb. 1 (Type E) 1948	Grundbiegungsspannung 2350 kg/cm^2	Standard Verbindung	16,7 t

(Die Typen B, C, D ergeben Werte zwischen 16 und 21 t)

Stahlbetonkonstruktionen. Wenn an Stelle der Stahlrahmen Stahlbetonglieder treten, kann natürlich noch mehr Stahl gespart werden. Die grundsätzliche Charakteristik dieses Baustoffes aber bestimmt auch die Vor- und Nachteile seines Einbaues. Sehr raschem Einbaufortschritt des Stahlrahmens steht der langsame Einbau von Betongliedern gegenüber. Ein Vergleich der neuen Vorschrift mit der alten zeigt, daß bei gleichbleibendem Werte der Stahlspannungen die Betonspannungen durchweg erhöht wurden, wodurch es möglich wird, Stahl in den Druckzonen und als Bügel einzusparen. Die Überdeckungen wurden auf 22 Durchmesser des Stabquerschnittes herabgesetzt und vielfach ist durch Zusammenschweißen eine noch größere Baustoffersparnis erzielt worden (4–5%). Ebenso große Baustoffersparnisse lassen sich erzielen, wenn an Stelle des Flußstahls kalt gewalztes Material verwendet wird. Dasselbe gilt für kalt bearbeitete Formstähle. Trotzdem die zulässige Spannung

bei den Kaltstahlorten auf 1900 kg/cm^2 beschränkt ist, können damit Ersparnisse bis zu 35% gegenüber Flußstahl gemacht werden. Gewisse Nachteile der Stahlbetonverwendung in Rahmenbauwerken sind durch die Herstellung von vorgegossenen Bauteilen wieder wett zu machen. Das Stahlerfordernis für Betonrahmenbauwerke mit 12 m weit gespannten Trägern auf 24 m weit gespannten Unterzügen beträgt 32 kg/m^2 überdeckter Fläche. Eine noch größere Materialersparnis läßt sich durch die Verwendung von vorgespannten Stahleinlagen erzielen, wobei zu unterscheiden ist zwischen Baugliedern mit vorgespannten Stählen und solchen, bei denen die Vorspannung erst nach dem Einbau durchgeführt wird (Abb. 6, 7 u. 8); dies ist nur bei kleineren Bauten wirtschaftlich. Das Verhältnis der Wirtschaftlichkeit zwischen Bauten mit Walzprofilen,



linke Mittelsäule des Bauwerkes

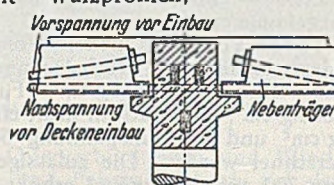


Abb. 6 u. 7. Teilschnitte durch Hauptträger.

gewöhnlichen Stahlbetongliedern und vorgespannten Stahlbetonteilen beträgt 16:8:1 (gleiches Widerstandsmoment, Bauhöhe des Stahlbetons 50% größer, Vorspannung in Vielfachlängen durchgeführt). Aus Abb. 7 u. 8 können Einbaueinheiten vorgespannter Bauglieder ersehen werden. Aus Abb. 9 u. 10 Formen einfacher Bürohäuser.

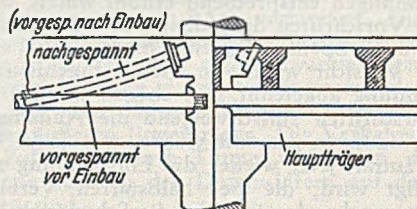


Abb. 8. Starre Verbindung Type „D“.

Gründungen. Auch bei den Gründungen lassen sich durch sorgfältigen Entwurf und gute Kenntnis des Untergrundes Einsparungen erzielen. Der Erwägung folgend, daß unter den größten Lasten auch die größten Drücke hervorgerufen werden, kann man Gründungsglieder umfassend einhüllen und den Mittelpunkt des Gründungsteiles mit dem Schwerpunkt der aufgesetzten Lasten auspendeln. Die Größe der dadurch hervorgerufenen Spitze des Biegemomentes ist dann gewöhnlich geringer, wodurch Bewehrung erspart wird. Am wirtschaftlichsten ist es bei Gründungen unter dem Grundwasserspiegel, den Wasserdruk mit dem Eigengewicht auszugleichen, statt die Gegenwirkung durch den elastischen Widerstand der Deckenspannung zwischen den Auflagen zu erzielen.

Es möge auch der Hinweis genügen, daß der klarste Weg zu sparen, in der möglichsten Herabsetzung der Belastung, den entsprechenden Umänderungen an den Decken- und Mauerkonstruktionen besteht. Die Neigung mancher Konstrukteure, dem Entwurf gewissermaßen vorzuziehen, bevor die Einzelheiten über die Belastung festgesetzt sind, ist schädlich. Bezüglich der Möglichkeiten,

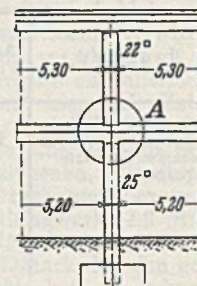


Abb. 9. Kanzleigebäude, Mittelsäule.

Es möge auch der Hinweis genügen, daß der klarste Weg zu sparen, in der möglichsten Herabsetzung der Belastung, den entsprechenden Umänderungen an den Decken- und Mauerkonstruktionen besteht. Die Neigung mancher Konstrukteure, dem Entwurf gewissermaßen vorzuziehen, bevor die Einzelheiten über die Belastung festgesetzt sind, ist schädlich. Bezüglich der Möglichkeiten,

die offenstehen in der Verwendung verschiedener Dachformen — Plattendach, Ziegeldach, Betonhohlsteinedach — muß gesagt werden, daß da noch viel entwickelt werden muß. In der Abschätzung der Nutzlast für aufgehängte Decken liegt ebenfalls eine Möglichkeit der Stahlersparnis. Es ist aber eine Tatsache, daß die dem Entwurfe zugrunde gelegten Nutzlasten von der praktischen Belastung niemals erreicht werden. Dieser Tatsache trägt auch die neue Fassung der Vorschrift Rechnung, indem sie die Belastungsgrößen für Decken durchweg erniedrigt hat — so z. B. für Kanzleien zu ebener Erde von 550 auf 350 kg/m², bei Schulräumen von 480 auf 440 kg/m² und für öffentliche Versammlungsräume von 550 auf 480 kg/m².

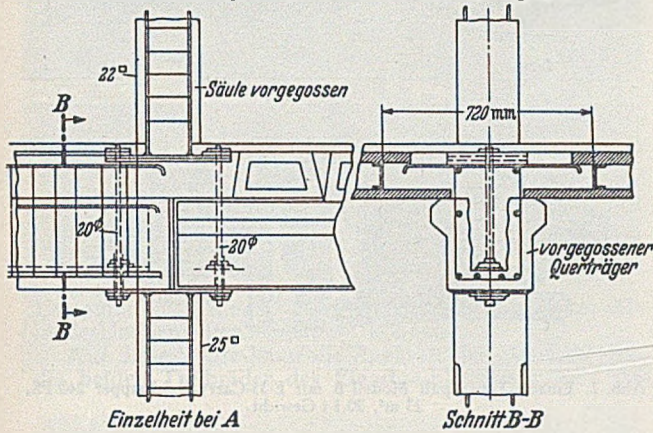


Abb. 10. Kanzleigebäude, Leichtkonstruktion.

Schlußbetrachtung. Aus der Entwicklungsrichtung des Stahlrahmenbaues kann geschlossen werden, daß die durch Erhöhung der zulässigen Spannungen zu erzielenden Gewichtersparnisse durch die Mehrforderungen wieder aufgehoben werden, die sich aus dem Verhalten des Tragwerks beim Auftreten elastischer Formänderungen ergeben. Es muß als überraschend bezeichnet werden, daß in so alten Fragen wie Säulenentwurf und Balkenbiegung, um nur zwei zu nennen, das Bedürfnis nach weiteren Untersuchungen besteht. Es ist aber verständlich, daß in solchen Fragen die größte Sorgfalt und Übereinstimmung in der Zusammenarbeit des praktischen Ingenieurs und Werkstatteintechnikers nötig ist, um zu möglichst einfachen Entwurfsformen im Zeichensaal zu kommen. Sowohl in den Fabrikationsmethoden als auch im Material wird immer mehr Stahl von hoher Festigkeit verlangt, weil man mit diesem Baustoff die größten Ersparnisse erzielen kann. Beim Ersatz des Stahlrahmens durch vorgespannte Stahlbetonrahmenglieder muß aber beachtet werden, daß die Ausmaße so groß werden, daß von

einer gewissen Plumpheit gesprochen werden kann. Ersparnisse werden letztlich nur gemacht werden, wenn die Decken-Dachkonstruktion und die Wandbekleidung sorgfältig gewählt werden, die Einzelheiten durchdacht sind, und wenn man sich nicht sklavisch an Standardentwürfe klammert, sondern durch neuere Methoden Stoff spart und die Anfertigungsarbeiten und die Bauzeiten verkürzt. [Nach The Structural Engineer, 27 (1949) S. 503.]

Ing.-Konsulent Dipl.-Ing. J. G. T a n n , Goethebg.

91 m weit gespannte Halle mit geschweißten Bogen.

Eine beachtliche Stahlkonstruktion ist die Elektronen-Versuchshalle für die US-Flotte in Patuxent Md. Das Bauwerk trägt ein 91,5 m weit gespanntes Dach in völlig geschweißter Ausführung sowie eine neuartige Verstrebung und ist zu einem bemerkenswert leichten Rahmenwerk zusammengefügt. Durch verschiedene Abweichungen von der beim Nieten üblichen Bauart wurden Gewichtersparnisse bis zu 50 % erzielt.

Das Hauptfachwerk besteht aus einer Anzahl von Stahlbogen in 7,60 m Abstand. Betonbogenstücke an beiden Seiten bilden gleichzeitig die Bogenwiderlager. Es entstehen so drei Öffnungen im Hallenquerschnitt. Die 91,5 m breite Mittelöffnung hat eine lichte Höhe von 20,40 m in der Mitte und 6,70 m an den Widerlagern. Die Seitenöffnungen sind 11,3 m breit. Die Aussteifung des Fachwerks bewirken die Verstreibungen, die in den Ebenen des Ober- und Untergurts und der Stegglieder der Bogen liegen. Sie bestehen aus einer Anzahl von Längspfettenträgern, die ungefähr alle 2,5 m zwischen den Bogen eingebaut sind.

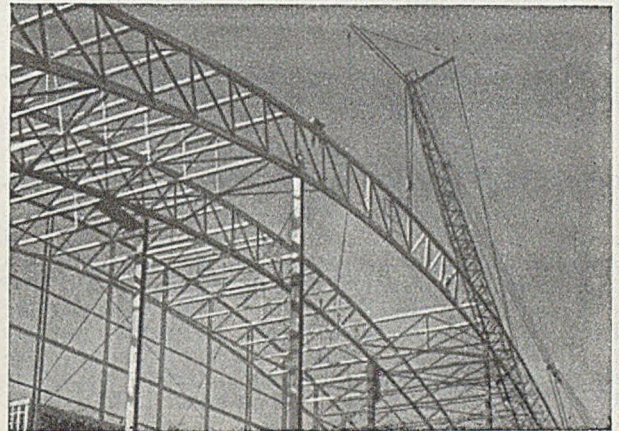


Abb. 1. Stahlbogen in Teilen zu 19,5 m Länge, vorübergehend durch Säulen abgestützt.

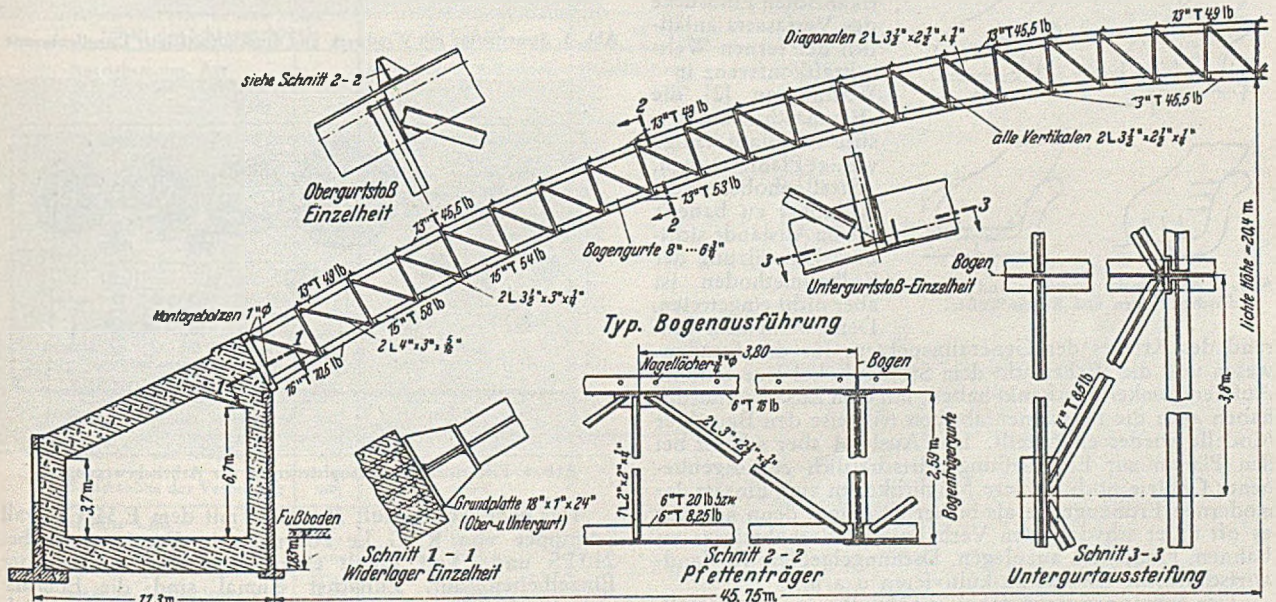


Abb. 2. Alle Stöße geschweißt. Die Gurte bestehen aus L-Profilen, die über die Länge von zwei Feldern geradlinig verlaufen. Die Aussteifungen liegen in den Ebenen der Gurte und der Füllstäbe.

Die Bogenachse entspricht einer umgekehrten Kettenlinie. Die Bogengurte haben einen gleichmäßigen Abstand von etwa 2,6 m. Sie bestehen aus L-Profilen und die Stegglieder aus je zwei überlappt angeordneten Winkeln. Die Pfetten haben Gurte aus L-Profilen und Stegglieder aus Winkeln. Die Obergurte dieser Träger nehmen die Verschalung für das Dach auf, die Untergurte die Deckenträger. Die Dachschalung wurde in Tafeln von 4,9 · 3,8 m aufgebracht. Die Bogen wurden mit den Widerlagern durch Aufschweißen auf verankerte Grundplatten steif verbunden.

Bei dem Entwurf des Rahmenwerkes wurde mit einem Wind von 137 km/h, einer Schneelast von 122 kg/m² — wobei volle oder teilweise Schneebelastung angenommen wurde — und einer Windenlast verschiedener Kombinationen gerechnet. Setzungen und Verdrehungen der Fundamente und Temperatureinflüsse wurden ebenfalls untersucht. Die zulässigen Spannungen für Stahl wurden zu rd. 1400 kg/cm² und für Beton zu 176 kg/cm² angenommen.

Das Gewicht des Stahlfachwerks in einem normalen Feld von 91,5 · 7,6 m beträgt rd. 43 t, d. s. 62 kg/m² Grundfläche. Die Ausführung in normaler Nietkonstruktion würde für die Fläche der Hauptöffnung 84 t betragen. Das Gewicht der gewählten Bogenausführung beträgt ungefähr 20 t gegenüber 70 t für einen genieteten Bogen.

Jeder Bogen wurde in fünf Montageabschnitte geteilt, von denen jeder etwa 19,5 m lang ist. Das schwerste Stück wog 4,5 t. Die Teile wurden nacheinander, beginnend am Auflager, eingebaut. Ein Satz von vier Montagesäulen, jede in der Nähe eines Zwischenstoßes angeordnet, gab für jede Rippe eine vorläufige Abstützung. Es wurden nur zwei Satz Stützen benötigt. Nachdem ein Bogen errichtet war, wurden die für ihn gebrauchten Stützen um zwei Felder versetzt. Sobald 50 % der Schweißverbindungen mit den Pfettenträgern hergestellt waren, wurden die Behelfsstützen entfernt.

[Nach Eng. News-Record 144 (1950) Nr. 4 vom 26. Jan. 1950, S. 34.]
Reg.-Bmstr. W e n k, Köln.

Aus der in- und ausländischen Baumaschinenindustrie (III).

Das amerikanische, englische und französische Fachschrifttum auf dem Gebiete des Erdbaus [1], die drei großen Baumaschinen-Ausstellungen in Chicago im Juli 1948, in Paris im Mai 1948 und in London im Mai 1950 sowie schließlich die Berührung, in die auch deutsche Fachleute immer wieder mit den Ingenieurkorps-Parks der Besatzungsmächte kommen, zeigen eine in den Ausmaßen der maschinellen Hilfsmittel ständig wachsende Entwicklung, an der wir in Deutschland nahezu völlig vorübergegangen sind. Zwar haben die immer wieder in Wort und Schrift (so auch in dieser Zeitschrift) seit 1936

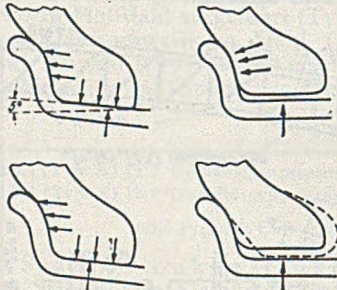


Abb. 1. Arbeitsweise konischer und zylindrischer Felgen und Reifen-Wulste.

unterstrichenen amerikanischen Eindrücke des Verfassers anlässlich der fernen Weltkraftkonferenz in Washington [2] die Baumaschinenindustrie veranlaßt, einige wenige Planierraupen, Straßenhobel und Schrapper zu bauen; die im Ausland sichtbare Umwälzung der Erdbaumethoden ist aber nicht eingetreten. Denn wenn auch während des Krieges der Generalinspekteur für das Straßenwesen und die Wehrmacht dem Straßenhobel eine erhöhte Aufmerksamkeit geschenkt haben, mit dem Zusammenbruch haben auch die Maschinenfabriken teilweise den Bau ihrer Modelle wieder eingestellt. Das Ausland aber scheint bei den Plänen zur Erschließung wirtschaftlich zurückgebliebener Gebiete noch größere Möglichkeiten zum Einsatz der modernen Erdbaugeräte als bisher zu sehen; denn hier gilt es oft unter schwierigsten Verhältnissen Verkehrswege zu bauen, Flugplätze anzulegen, Dschungelgebiete für landwirtschaftliche Zwecke zu kultivieren u. a. m.

Der Schrapper steht dabei mit der Planierraupe (Bulldozer) im Vordergrund; das Raupenfahrwerk ist nahezu

völlig verdrängt von den mit niedrigem Druck arbeitenden Riesenreifen mit doppelkonischen Felgen und entsprechend abgeschrägten Wulsten an den Decken. Man erreicht bei größeren Zugkräften und geringeren Fahrwiderständen höhere Leistungen, kann auch auf schlechten

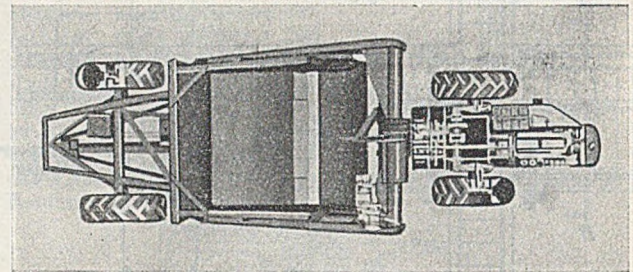
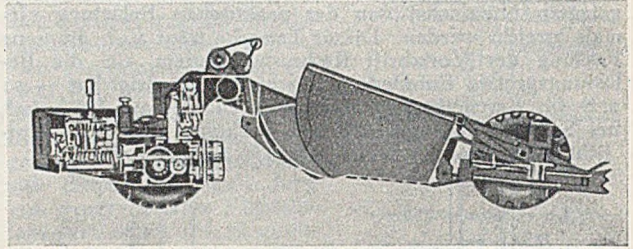


Abb. 2. Einachs-Tournapull Modell B mit E 35-Carryall-Schrapper 240 PS, 23 m³, 20,1 t Gewicht.

Böden und bei ungünstigstem Wetter arbeiten, fährt weicher und stoßfreier und verringert dadurch den Verschleiß bei Reifen und Maschine und die Ermüdung beim Bedienungspersonal.

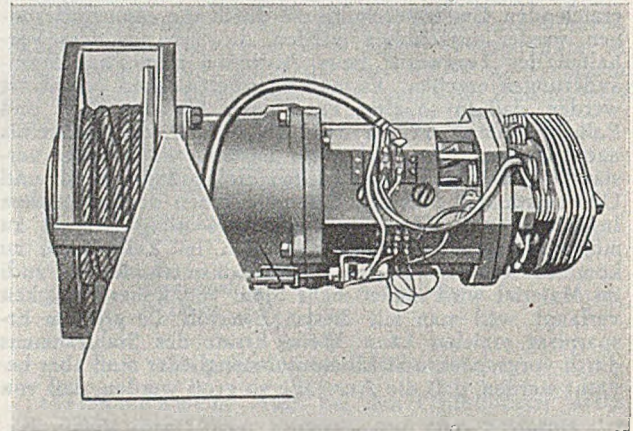


Abb. 3. Steuermotor mit Windwerk und druckluftbetätigter Lamellenbremse.

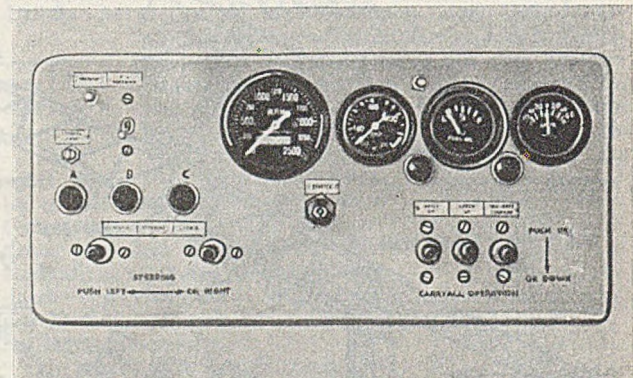


Abb. 4. Elektrische Druckknopfsteuerung der Arbeitsbewegungen.

Der neue Tournapull Modell B mit dem E 35 Carryall Schrapper von R. G. Le Tournau in Peoria weist bei 240 PS und 23 m³ Inhalt eine Reihe sehr interessanter Einzelheiten auf. Zunächst einmal sind die Einachs-zugmaschine und der Schrapper durch ein Kreuzgelenk mit einem vertikalen Königszapfen und einem längs-

horizontalen zweiten Zapfen so gelenkig miteinander verbunden, daß die Vorder- und Hinterachse gegeneinander Kippbewegungen ausführen, sich also wie bei der

Die Steuerung des Einachsschleppers, ebenso wie die der drei Schrapper-Bewegungen, Heben und Senken von Kübel und Klappe sowie Vor- und Rückwärtsschieben

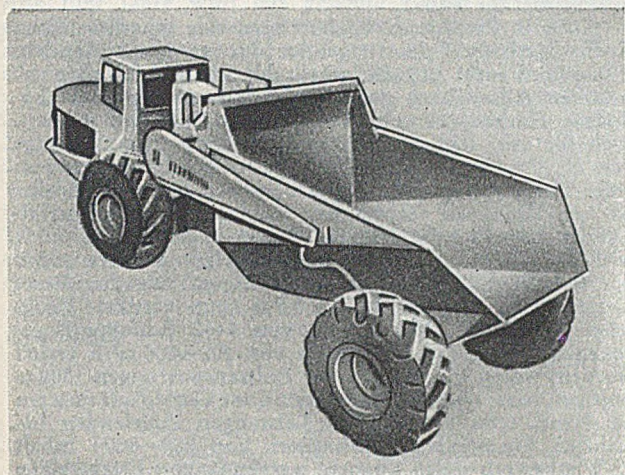


Abb. 5. Einachs-Tourmapull Modell B 240 PS als Felstransportwagen.

Dreipunktstützung der Eimerkettenbagger allen Gelände-Unebenheiten anpassen können.

Auf diese Weise kann die Zugkraft der Maschine über die beiden Treibräder des Einachsschleppers immer voll

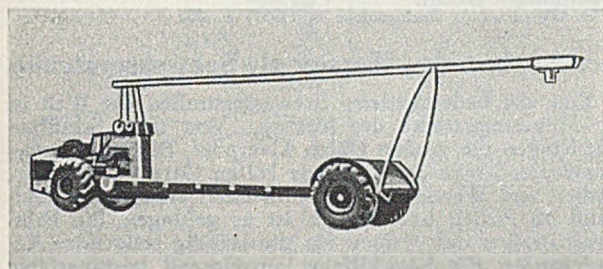


Abb. 6. Als Lang-Stückgutwagen mit Kranlaufkatze.

ausgenutzt werden. In der gleichen Richtung wirkt sich ein Sonder-Differential (Tournamatic Differential) aus, das so ausgelegt ist, daß keine der beiden etwa auf schlüpfrigen Boden kommenden Treibräder zu schleudern anfängt, solange nicht das auf festem Boden laufende andere Rad mindestens das vierfache Drehmoment überträgt.

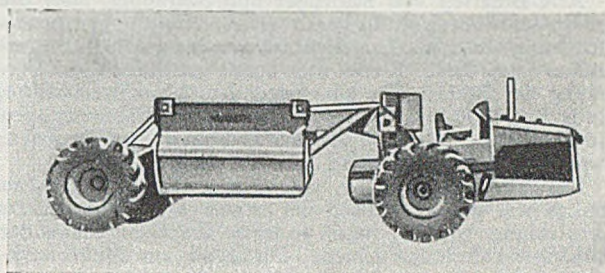


Abb. 7. Erdtransportwagen.

der Rückwand für Füllen, Fahren und Entleeren, erfolgt elektrisch. Hierzu liefert ein vom Dieselmotor angetriebener Spezial-Generator den nötigen Strom. Spezialmotoren mit einem Vorgelege auf der einen und Stoppbremsen auf der

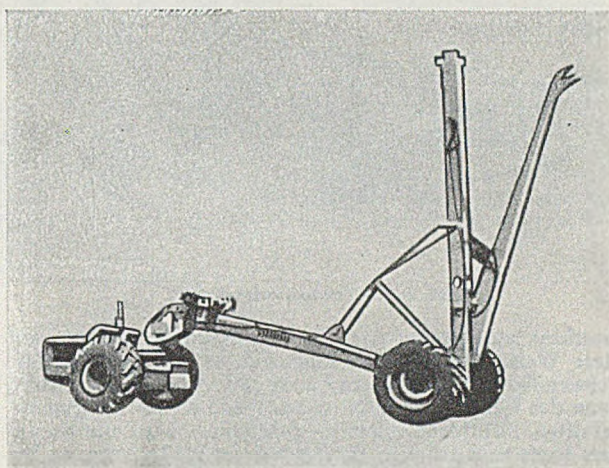


Abb. 8. Als fahrbarer Derrick-Kran.

anderen Seite treiben beim Schlepper das Ritzel für den auf den Königszapfen aufgekeilten Drehkranz, beim Schrapper die drei Winden an. Die Schaltung für die Lenkung mit zwei Geschwindigkeiten und die Schrapperbewegungen erfolgt ohne jede Anstrengung für den Bedienungsmann im Gegensatz zur mechanischen, weniger

Tabelle 1.

Type		B	C	D	Goliath
Inhalt des Schrapperkübels		35 t/23 m ³	16 t/10,3 m ³	9 t/5,35 m ³	11,5 m ³
Antriebsmotor, Art	PS	Dieselmotor, 8 Zylinder	Dieselmotor,	Dieselmotor,	Dieselmotor, 6 Zylinder
Leistung	U/min	240	190	122	150
Drehzahl		1800		1800	1800
Geschwindigkeiten vorwärts	km/h	3,2/6,4/12,8/25,6	/ / /48,1	4,45/8,35/16,3/28,4/40,8	
rückwärts	km/h	3,2/6,4		4,45	
Bereifung des Schleppers		} 2 (24.00×29).24 oder 2 (24.00×29).36	21.00×25	} 18.00×25	
des Schrappers					
Radstand	mm	7 300		4672	6 030
Spurweite des Schleppers	mm	2 250		—	1 920
des Schrappers	mm	2 750		1930	—
Bodenfreiheit des Schleppers	mm	405		384	315
des Schrappers	mm	456		470	315
Kleinster Schwenkradius	mm	5 033		3880	8 400
Schnittbreite des Schrappers	mm	2 893		2140	2 475
Hubhöhe der Klappe	mm	2 465		1380	1 540
Schichthöhe der Verteilung	mm	456		672	315
Größte Länge	mm	11 777		8505	10 915
Breite	mm	3 538		2510	3 360
Höhe	mm	3 376		2606	2 905
Gewicht des Schleppers	kg	10 600		5100	—
des Schrappers	kg	9 500		4080	—
Insgesamt	kg	20 100		9180	19 000

der hydraulischen Steuerung, einfach durch Schalter auf dem Armaturenbrett. Alle Bewegungen sind durch Endausschalter begrenzt.

Alle Bremsen von Schlepper und Schrapper, auch die der Steuermotoren sind ebenso wie die Kupplungen druckluftbetätigt und als Lamellenbremsen ausgeführt. Sie erreichen auf diese Weise mit einer gleichmäßigen Verteilung der Bremskräfte eine besonders hohe Bremsfläche, die je Rad 6850 cm² beträgt. Über die Hauptabmessungen dieses Gerätes, das noch in zwei kleineren Ausführungen, Type C und D gebaut wird, gibt Tab. 1 Auskunft.

Die Abbildungen 5–9 aber zeigen, daß Le Tourneau ähnlich wie seinerzeit Ford bei seinem Trecker durch die Entwicklung weiterer und anderen Zwecken dienender Anhänger-Fahrzeuge seinen Tournapull zur Mehrzweck-

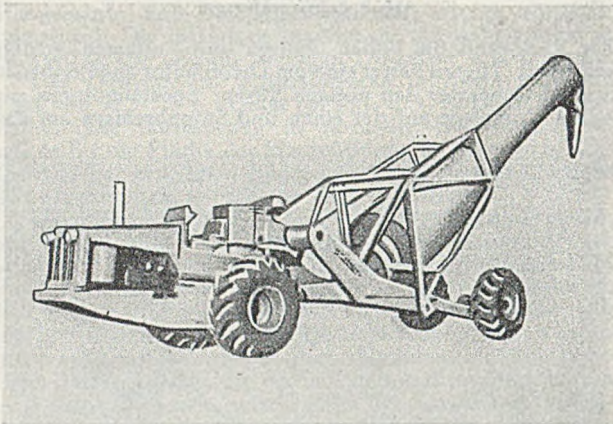


Abb. 9. Als Transportbetonmischer.

maschine ausgestaltet hat, um den Bauunternehmern auf diese Weise für die teure Zugmaschine eine universellere Verwendbarkeit zu sichern; auch mit einem Planierschild kann das Gerät ausgerüstet werden und damit den gummibereiften Bulldozer ersetzen. Schließlich wird für besonders harte und schwere Bodenarten oder für Arbeiten bei Frost noch ein Aufreißer (Rooter) geliefert, durch dessen auflockernde Vorarbeit erhebliche Ladezeiten gespart werden können, so daß bei 300 m Förderweite 10–20 % Leistungssteigerungen möglich sind.

Interessant ist es, festzustellen, daß auch die Engländer auf ihrer Mai-Ausstellung ein ähnliches Einachsschlepper-Schrapper-Aggregat, das von der Londoner Filiale der Blaw-Knox Co. entwickelt wurde, den „Goliath“ gezeigt

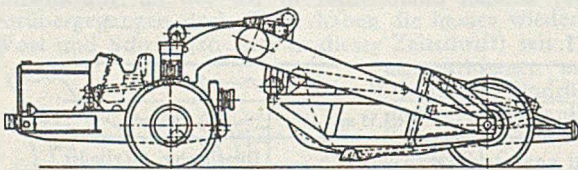


Abb. 10. Schrapper Modell „Goliath“ der Blaw-Knox London, 11,5 m³, mit Einachsschlepper 150 PS, Gesamtgewicht 19 t.

haben. Während es leistungsmäßig mit 11,5 m³ und 150 PS bei sechs Zylinder etwa dem Tournapull C entsprechen dürfte, nähern sich das Gewicht mit 19 t und die Größtmaße, wie Tab. 1 zeigt, dem schwereren Modell B. Der Schlepper entwickelt bei den fünf Vorwärts- und einer Rückwärtsgeschwindigkeit Zugkräfte von 8,44/5,64/2,6/1,23/1,06 bzw. 11,8 t. Auch beim Goliath ist der Schrapper über ein Kreuzgelenk an die Zugmaschine angeschlossen, um die Dreipunktstützung auf unebenem Gelände sicherzustellen. Ein blockierbares Differential tritt an die Stelle des „Tournamatic Differential“. Bremsen und Kupplungen sind druckluftbetätigt. Die Steuerung des Schleppers aber erfolgt hydraulisch, wobei ein beiderseitiger Schwenkwinkel von 50° statt 90° einen kleinsten Kurvenradius von 8400 mm ermöglicht. Die Betätigung der Hydraulik erfolgt dabei über ein Steuerrad wie beim Auto. Für die drei Schrapperbewegungen ist eine vom Getriebekasten aus angetriebene Doppeltrommelwinde vorhanden, deren eine Trommel die Klappen- und Entleerungsbewegung, die andere dagegen die Kübelbewegungen über Seilzüge ermöglicht. Während Le Tourneau

bei seiner Konstruktion mit 48 m Seil auskommt, braucht der Goliath 63 m Seil von 13 mm. Die maximale Schnitttiefe beträgt 254 mm; über die weiteren Einzelheiten unterrichtet die Tab. 1.

Auch in Frankreich beginnt man den amerikanischen Erdbaumethoden ein steigendes Interesse zuzuwenden. Das zeigen nicht nur die sehr zahlreich bei der oben erwähnten Ausstellung gezeigten amerikanischen und englischen Flachbagger und Erdtransportfahrzeuge, sondern auch die sehr lebhaften Diskussionen, die zwei Vorträge von R. Pagni Anfang 1950 über seine Eindrücke von einer Studienreise ausgelöst haben. An diesen Berichten ist vor allem die Erwähnung des sogenannten Euclid-Loader bemerkenswert, eines Baggergerätes, das ähnlich wie der Elevating-Grader kontinuierlich arbeitet. Statt der verhältnismäßig kleinen diskusartigen Pflugschar dieses Gerätes wird aber eine bis zu 3,5 m lange vertikale Pflugschar verwendet. Mit diesem von 1–2 Schleppern gezogenen Gerät sind Leistungen von 500–800 m³/h erzielt worden, wobei die Massen mit Erdtransportwagen 1500 m weit gefördert wurden. Inwieweit diese Geräte mit unseren im Mittel etwa die gleichen Leistungen erzielenden bewährten Eimerketten-Hochbaggern von 700–800 l Inhalt in Wettbewerb treten können, werden längere Erfahrungen zeigen müssen.

G. Garbotz, Aachen.

Literatur.

1. A. H. D. Markwick: Some Economic Factors Relating to Earthwork Machinery. Roads and Road-Construction 1941/I.
A. H. D. Markwick und H. S. Keep: American Equipment for Earthwork Construction on Roads and Aerodromes, Highways and Bridges, 1943/III.
2. G. Garbotz: Bauingenieur 18 (1937) S. 000.

Der Ausbau des Mersey als Seewasserstraße

Eine der bedeutendsten Seewasserstraßen der Welt ist die Mündungstrecke des Mersey. Von ihrer Schiffbarkeit hängen die großen Häfen Liverpool, Birkenhead und Manchester sowie die kleineren Häfen Garston, Runcorn, Widnes und Warrington ab. Nur unter erheblichem Aufwand an Arbeit und Kosten ist es gelungen, die Fahrwasserstraßen des Mersey für die ständig steigenden Anforderungen der Seeschifffahrt ausreichend leistungsfähig zu erhalten und auszubauen. Ein umfassender Bericht über die geleisteten Arbeiten zur Erforschung des gesamten Strommündungsgebietes und zur Sicherung des Fahrwassers in der Liverpool-Bucht¹ dürfte für alle deutschen Ingenieure, die sich mit der Verwaltung und Unterhaltung der deutschen Seewasserstraßen zu beschäftigen haben, interessant sein, weil er einerseits die Ähnlichkeit der Verhältnisse im Mündungsgebiet des Mersey mit denen in den Mündungsgebieten der Elbe, Weser und Ems erkennen läßt, und weil er andererseits zeigt, daß in England für gleichartige Bauten andere Bauausführungen gewählt wurden, als sie in Deutschland üblich sind.

Einen allgemeinen Überblick über die Mersey-Mündung bis zur offenen See gibt Abb. 1. Als Mündungstrecke des Stromes ist der Flußlauf von seiner Erweiterung bei Runcorn bis zum Barre-Feuerschiff in der Liverpool-Bucht anzusprechen. Dieses Stromgebiet läßt sich in drei verschiedene Hauptabschnitte einteilen, nämlich in das obere oder innere, binnenseartig erweiterte Tidebecken, die Stromenge zwischen Liverpool und Birkenhead und die äußere Mündungstrecke im Bereich der Liverpool-Bucht (Außenmersey).

Das innere Tidebecken, das eine Fläche von 93 km² umfaßt, enthält ausgedehnte Sände, die sehr flach sind und zum großen Teil bei Niedrigwasser trocken fallen. Die Geologen vermuten, daß das Tidebecken etwa im 5. Jahrhundert durch einen Einbruch der See in das ehemals niedrig gelegene Marschenland entstanden ist. Diese Vermutung wird bestärkt durch die Entdeckung einer Karte von Ptolemäus, die aus dem 2. Jahrhundert stammt und an dieser Stelle noch keinen Flußlauf zeigt. Wahrscheinlich mündete der Mersey ehemals unterhalb Chester in den Dee.

Seit langer Zeit hat sich die Erkenntnis durchgesetzt, daß das Tidebecken von entscheidender Bedeutung für die Aufrechterhaltung der Wassertiefen in der Stromenge bei Liverpool und in der Fahrinne des Außenmersey ist.

¹ J. Andrew Cashin: Journal Inst. Civil Engineers 32 (1948/49). S. 296–367.

Von der Aufsichtsbehörde werden daher keine technischen Eingriffe oder Maßnahmen geduldet, die zu einer Verringerung der Spülkraft des Beckens führen könnten. Alle fünf Jahre wird das gesamte Gebiet des Beckens gepeilt und das Fassungsvermögen errechnet. Die bei einer Springtide ein- und ausströmende Wassermenge beträgt rd. 525 Mio. m³, bei einer Nipptide rd. 190 Mio. m³.

Die Fahrrinnen im Tidebecken haben in früheren Zeiten ständig ihre Lage verändert und sind häufig in Zeiträumen von wenigen Jahren durch die ganze Breite des Strombeckens gewandert. Damit waren fortwährende Veränderungen der Sände verbunden. Die Aufsichtsbehörde, Mersey Docks and Harbour Board, hielt das Wandern der Sandbänke für vorteilhaft, weil sie infolge ständiger Bewegung niemals so hoch anwachsen könnten, daß sie durch Begrünung fest werden und den Flut-

rinnen im Tidebecken nicht mehr wesentlich geändert, Leitdämme sind hier bisher nirgend gebaut worden.

Die Stromenge ist an ihrem oberen Ende, bei Dingle Point rd. 2100 m breit, verengt sich bei den Liverpools Landungsbrücken auf 760 m Breite und erweitert sich dann wieder auf etwas über 1500 m an der Ausmündung in die Liverpools Bucht bei New Brighton. Vor den Dockhäfen von Liverpool hält sich die Stromrinne unter der Spülwirkung des Tidebeckens 12,2 bis 18,3 m tief. Dagegen bereitet eine Sandbank, die sich am rechten Ufer der Stromenge von Dingle Point bis Liverpools Landungsbrücken in zur Zeit rd. 4 km Länge erstreckt, ständig ernste Sorgen. Diese Pluckington-Bank ist, soweit sie bei Niedrigwasser trocken läuft, bis zu 300 m breit. In ihrem Bereich ist der Strom auf seiner linken Seite bei Niedrigwasser über 18 m tief. Die Bank liegt für die Zugänglichkeit der Liverpools Hafenbecken ungünstig. An ihrem südlichen Ende befindet sich die Brunswick-Einfahrt als einzige tiefe Fahrrinne zu den Südhäfen von Liverpool. Hier bestehen ständig Schwierigkeiten, das Fahrwasser durch Baggerungen ausreichend tief zu erhalten. Andererseits sind harte Eingriffe in diese Verhältnisse nicht zu empfehlen, da damit voraussichtlich sehr unangenehme Folgen für die Tiefhaltung der Fahrrinnen im Außenmersey verbunden wären.

Die Liverpools Bucht (Abb. 2) ist durchweg flach und von ausgedehnten Sänden durchzogen, die bei Niedrigwasser trocken fallen. Das zur Bucht gerechnete Gebiet ist 181 km² groß, es wird an der Ostseite durch die Küste von Lancashire und im Süden durch die Nordküste der Wirral-Halbinsel begrenzt. Das Kartennull der Bucht (SpTnw) liegt 4,44 m unter englisch (Newlyn) NN.

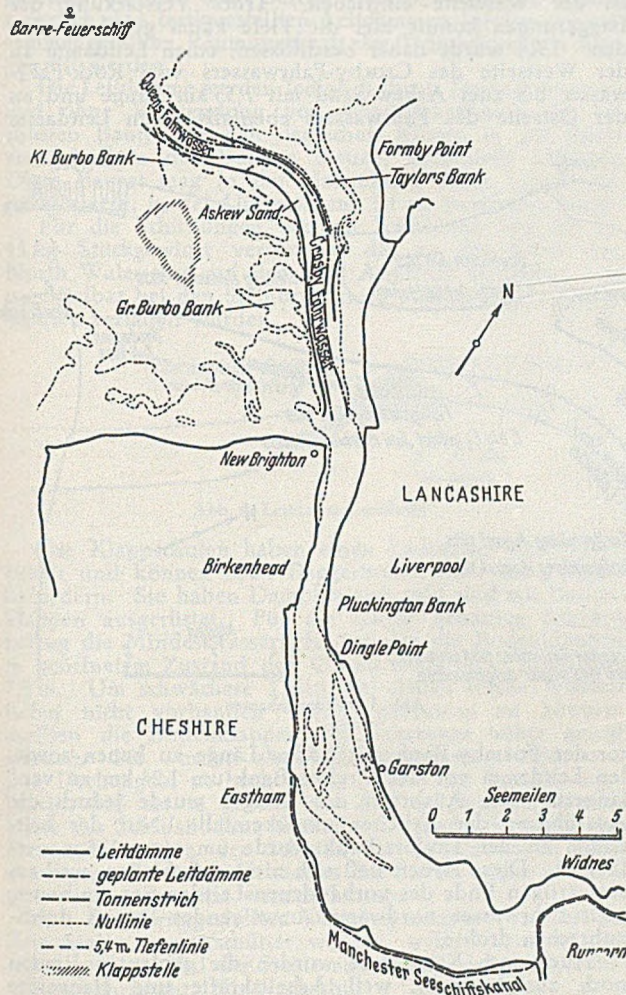


Abb. 1. Merseymündung.

raum vermindern würden. Als daher geplant wurde, anstatt des heutigen, als Seitenkanal gebauten Manchester Schiffsfahrtskanals eine tiefe Fahrrinne, beiderseits durch Leitdämme gesichert, von Garston ab durch das ganze obere Tidebecken zu baggern, lehnte die Aufsichtsbehörde diese Planung ab. Die Verfechter des Gedankens waren der Meinung, daß sich der Flußraum des Tidebeckens außerhalb der Leitdämme nicht vermindern, daß sich aber in der Fahrrinne zwischen den Leitdämmen die Tide- welle stärker entwickeln und das Niedrigwasser absinken werde, was für die Tiefhaltung der Fahrrinne unterhalb Garston nur vorteilhaft sein würde. Zur Zeit bestehen im Tidebecken zwei Fahrwasserrinnen, das Garston- Fahrwasser an der Lancashire-Küste und das Eastham- Fahrwasser an der Cheshire-Küste. Sie bilden die Zufahrten zum Hafen von Garston bzw. zum Manchester Seeschiffskanal, dessen Einfahrtschleusen bei Eastham liegen. Beide Fahrrinnen müssen durch Baggerungen tief gehalten werden, die jährlichen Baggermengen betragen rd. 1 Mio. m³ Boden. Seit 1927 haben sich die Strom-

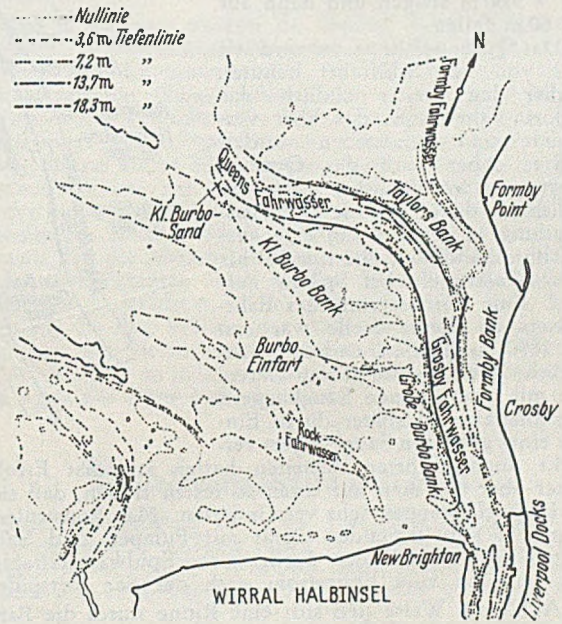


Abb. 2. Außenmersey.

Der Mersey hat im Bereich der Liverpools Bucht Stromrinnen gebildet, deren Lage sich in früheren Zeiten fortwährend geändert hat. Das heutige tiefe Fahrwasser verläuft zunächst in nordwestlicher Richtung vor der Lancashire-Küste und heißt auf dieser Strecke Crosby- Fahrwasser. Es wendet sich dann nach Westen, heißt hier Queens-Fahrwasser und erreicht nach Durchströmung einer Barre in einer Baggerrinne das tiefe Wasser der Irischen See. Von New Brighton bis zur Krümmung ist das Crosby-Fahrwasser 1500 m breit und bei SpTnw 7,6 bis 10,7 m tief, in der Krümmung nimmt die Sohlenbreite zwischen den 7,3 m Tiefenlinien bis auf 300 m ab, während hier die Tiefe bis zu 18,3 m zunimmt, und im Queens-Fahrwasser beträgt die Breite 1070 m und die Tiefe wiederum 7,6 bis 10,7 m.

Einige weitere Stromrinnen waren früher vorhanden, z. B. das Rock-Fahrwasser, das in der Nähe von New Brighton in westlicher Richtung verläuft, heute aber fast vollständig versandet ist, die Burbo-Einfahrt, die etwa 5 km von New Brighton entfernt in nordwestlicher Rich-

tung vom Hauptfahrwasser abzweigt, heute aber durch den westlichen Leitdamm von diesem abgeschnitten ist, und das Formby-Fahrwasser, das vom Anfangspunkt der Krümmung des Hauptfahrwassers nordwärts verläuft. Nur das letztgenannte Fahrwasser hat mit etwa 200 m Breite und Wassertiefen von wenigstens 0,6 m unter SpTnw für kleinere Schiffe noch einige Bedeutung.

An der Westseite des Crosby-Fahrwassers entlang erstreckt sich die Große Burbo-Bank. Den Nordrand der gekrümmten Fahrwasserstrecke und des Queens-Fahrwassers bildet die Taylors-Bank und der Taylors-Sand, südlich davon liegt die Kleine Burbo-Bank. Die Große Burbo-Bank und die Taylors-Bank erheben sich bis zu 6 m über SpTnw-Höhe, die Kleine Burbo-Bank und der Taylors-Sand erreichen nur Höhen von 1,2 bis 2,5 m unter SpTnw, werden also ständig überströmt.

Die Sohlen der Stromrinnen bestehen fast überall aus Sand, in tiefen Kolken findet sich Kies, und in der ebenfalls stark ausgetieften Krümmung des Fahrwassers tritt Kleiboden an die Oberfläche der Sohle. Die hochliegenden Sände sind mit Schlick oder sandigem Schlick bedeckt.

Auf den Sänden beträgt die größte Strömungsgeschwindigkeit 0,9 m/sec, im Fahrwasser herrscht die größte Strömungsgeschwindigkeit mit 2,1 m/sec beim Crosby-Feuerschiff.

Der Tidehub beträgt bei Liverpool 3 m bei Nipptiden und 9 m bei Springtiden. Bei außergewöhnlichen Springtiden kann das Hochwasser auf + 9,60 m steigen und dann auf - 0,60 m fallen.

Das Queens-Fahrwasser wird seit 1872 von der Schifffahrt benutzt. Vorher lag weiter südlich das Victoria-Fahrwasser, das aber versandete und aufgegeben werden mußte. Aber auch das Queens-Fahrwasser war zunächst schwer zu erreichen, denn vor seiner Ausmündung in die See lag eine ausgedehnte Sandbank, die nur 3,0 bis 3,6 m Wassertiefe bei SpTnw aufwies. Eine Verbesserung des Fahrwassers an dieser Stelle war erst seit 1890 zu erzielen, nachdem neuzeitliche Baggergeräte gebaut waren. Die mit zwei kleinen Saugbaggern begonnenen und später durch Einsatz eines größeren Saugbaggers verstärkt durchgeführten Arbeiten hatten zunächst Erfolg, später aber traf man auf einen so festen Boden, daß sich die Baggerleistungen sehr verminderten. Man konstruierte dann ein schwimmendes Gerät mit Pumpen und Spülrohren, löste den Boden durch starke Spülwasserstrahlen und ließ ihn vom Ebbestrom nach der See fortspülen.

Auf diese Weise ließ sich eine Rinne durch die Barre auf 9,15 m unter SpTnw halten. Aber neue Schwierigkeiten entstanden dadurch, daß sich sowohl das Queens- wie auch das Crosby-Fahrwasser durch rasches Wandern des Askew-Sandes und durch das gleichzeitige Anwachsen eines Sandes, der später Taylors-Sand genannt wurde, verflachten und verlagerten. Versuche, das Anwachsen der Sände durch Baggerungen zu verhindern, schlugen fehl. Der Askew-Sand bewegte sich so schnell, daß er das Fahrwasser in der Zeit von 1892 bis 1906 von 825 m auf 412 m Breite verengte. Weitere Saugbagger wurden eingesetzt, aber die eingetriebenen Sandmengen übertrafen die Leistungsfähigkeit sämtlicher Bagger. Besonders die Sandwanderungen am westlichen Ende der Taylors-Bank verursachten sehr schwer zu durchfahrende Krümmungen im Fahrwasser, so daß die Schifffahrt schließlich nur noch mit Lotsenhilfe in der sich ständig ändernden Fahrwasserstrecke aufrecht erhalten werden konnte.

In jener Zeit erkannte man, daß trotz der lebhaften Baggertätigkeit — bis 1906 waren 105 Mio./t Baggerboden entfernt worden — die Verhältnisse im Fahrwasser immer schlechter wurden, und daß alle Hafenanlagen am Mersey in ihrer Existenz bedroht seien, wenn nicht andere wirksamere Maßnahmen ergriffen würden. Da wurde der

Entschluß gefaßt, die Taylors-Bank durch den Bau eines Leitdammes am weiteren Vordringen zu hindern. Im April 1909 wurde mit den Arbeiten begonnen, bis November 1910 war ein Werk von rd. 4 km Länge fertiggestellt. Dieses Werk sollte die weitere Verengung des Fahrwassers verhindern und die Böschung an der konkaven Seite der Stromrinne festlegen. Die Wirkung des Bauwerkes hat im allgemeinen den Erwartungen entsprochen. Nach seiner Fertigstellung hat sich das Fahrwasser zwar noch von 400 m Breite im Jahre 1909 auf 300 m Breite im Jahre 1930 verengt, hat sich aber wesentlich vertieft und in diesem Zustand bis 1945 unverändert erhalten.

Inzwischen zeigten sich auch im Crosby-Fahrwasser wachsende Sandablagerungen, die von der Küste bei Crosby an der Ostseite und von der Großen Burbo-Bank an der Westseite eintrrieben. Trotz Verstärkung der Baggerungen konnte hier die Tiefe kaum gehalten werden. 1914 wurde daher beschlossen, einen Leitdamm an der Westseite des Crosby-Fahrwassers vom Rock-Fahrwasser bis zum Askew-Sand mit 7,33 km Länge und an der Ostseite des Fahrwassers ebenfalls einen Leitdamm

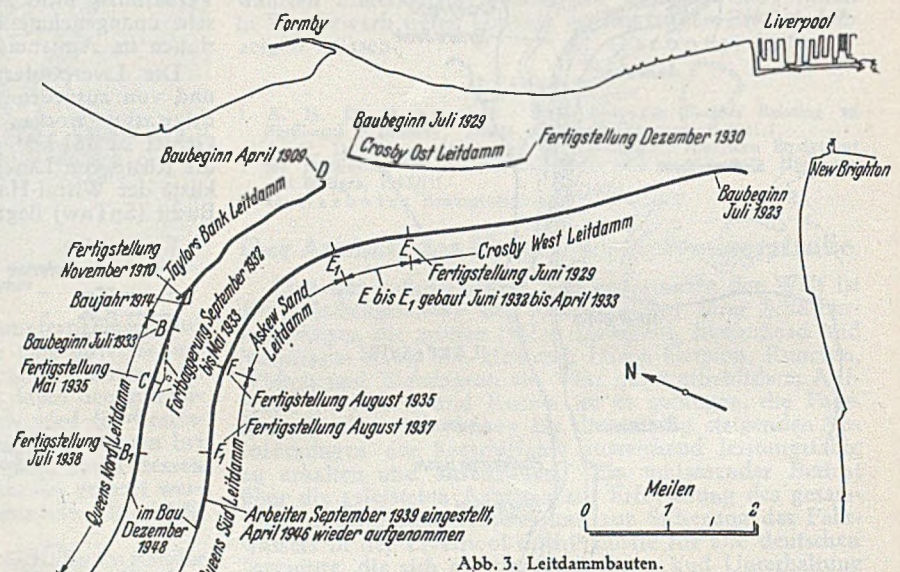


Abb. 3. Leitdambauten.

vor der Formby-Bank mit 2,5 km Länge zu bauen sowie den Leitdamm vor der Taylors-Bank um 1,24 km zu verlängern. Bei Ausbruch des Krieges wurde jedoch die Ausführung der Arbeiten zurückgestellt. Nur der Leitdamm an der Taylors-Bank wurde um etwa 525 m verlängert. Diese Arbeit ließ sich nicht aufchieben, weil am seewärtigen Ende des vorhandenen Leitdammes ein neues, vom Fahrwasser nordwärts abzweigendes Seetief durchbrechen drohte.

Auch nach Kriegsende wurden die geplanten Bauten noch zurückgestellt, weil Arbeitskräfte und Baugeräte fehlten. 1922 entschloß man sich, die Planung für die weiteren Leitdambauten durch Modellversuche zu überprüfen. Es wurde vermutet, daß die Tideströmungen das Fahrwasser in ganzer Länge ausreichend räumen würden, wenn es überall durch Leitdämme eingefasst sein würde.

Ohne aber die Ergebnisse der Modellversuche abzuwarten, wurde 1923, nachdem die Nachkriegsschwierigkeiten überwunden waren, mit den Arbeiten am westlichen Leitdamm des Crosby-Fahrwassers nach der Planung von 1914 begonnen. Im Jahre 1929 war das Bauwerk bis zum Punkt E in Abb. 3 mit 1,5 m Kronenhöhe über SpTnw vollendet. Dann wurden die Arbeiten auf der Ostseite des Fahrwassers fortgesetzt.

Auf Grund der ersten zuverlässigen Ergebnisse der Modellversuche wurden 1930 am damaligen seewärtigen Ende des Leitdammes auf der Taylors-Bank etwa 300 lfdm bereits fertiger Dammstrecke wieder fortgebaggert, weil die an dieser Stelle gewählte Krümmung in der Linienführung sich als zu stark erwiesen hatte. Die dabei zurückgewonnenen Schüttsteine wurden bei der gleichzeitig ausgeführten Verlängerung des westlichen Crosby-Leitdammes um rd. 1460 m, Strecke E bis E1 in Abb. 3 verwendet.

Später wurden dann alle weiteren Leitdammstrecken vor ihrer Herstellung im Modell untersucht und durch ständige Vergleiche der Ergebnisse in der Natur und im Modell Erkenntnisse gewonnen, welche Baggerungen während der einzelnen Bauabschnitte auszuführen seien. Das gesamte ausgeführte Leitdammwerk zeigt Abb. 3. Die neuen, auf Grund der Modellversuche ausgeführten Strecken sind zusammen 14 km lang. Der in das Fahrwasser eingewanderte Teil des Taylors-Sandes wurde fortbaggert. Verstärkte Baggerungen wurden im Oktober 1935 begonnen und im November 1937 beendet. In dieser Zeit sind 31 Mio. t Sand (nach Schutenmaß) gebaggert worden.

1939 bis 1945 wurden die Arbeiten unterbrochen, nur die dringendsten Unterhaltungsbaggerungen wurden ausgeführt. Zur Zeit werden die Arbeiten planmäßig fortgesetzt. Es hat sich bereits gezeigt, daß die Sände zwischen den fertiggestellten Leitdämmen infolge der zusammengefaßten Räumungskraft der Tideströmungen fortgespült werden.

Die Leitdämme werden lediglich durch Steinschüttungen und ohne Verwendung von Buschsinkstücken, die bei solchen Bauten an den deutschen Küsten in der Regel zum Aufbau der Dämme dienen, hergestellt (Abb. 4). Diese Bauart mag in der Herstellung unter Umständen billiger sein, in der Unterhaltung ist sie zweifellos teurer.

Für die Schüttungen wurden Kalksteine von 2,2 bis 45 kg Stückgewicht verwendet, die an der Küste von North Wales und auf der Insel Anglesey gebrochen und unmittelbar bei den Steinbrüchen in selbstfahrende Klappschuten verladen wurden.



Abb. 4. Leitdammquerschnitt.

Die Klappschuten haben einen Laderaum von 566 m³ Inhalt und können 800 t Baggerboden oder 650 t Steine befördern. Sie haben Dampftrieb und sind mit Bodenklappen ausgerüstet. Für die zuerst gebauten Schuten betrug die Mindestwassertiefe, bei der die Bodenklappen in geöffnetem Zustand den Grund noch nicht berührten, 7,3 m. Um schwächere Tiden, bei denen solche Wassertiefen nicht vorhanden waren, ausnutzen zu können, mußten die Bodenklappen der Fahrzeuge höher gelegt werden. Sie wurden als Halbkappen ausgebildet und ihre Drehangeln so hoch im Laderaum der Schiffe angebracht, daß sie in geöffnetem Zustand mit der Unterkante des Schiffsbodens abschnitten. Dadurch wurde das Fassungsvermögen der Schuten für Steinladungen nicht verringert, da es des Gewichtes der Steine wegen ohnehin nicht voll ausgenutzt werden konnte.

Bei den fertiggestellten Dämmen müssen von Zeit zu Zeit Steine nachgeschüttet werden, weil Setzungen eintreten und ein Teil der Steine auf der Böschung des Fahrwassers abrutscht. Für Nachschüttungen sind bisher etwa 40 v. H. der ursprünglich eingebauten Steinmengen erforderlich gewesen. Auf den einzelnen Leitdammstrecken ist die nachzuschüttende Menge verschieden, sie ist abhängig von der Beschaffenheit des Seebodens, der Höhe des Damms und der Stärke des Seeganges, dem die Dammstrecke ausgesetzt ist.

Die Dammkronen lassen sich mit erträglichen Unterhaltungskosten halten, wenn sie am seawärtigen Ende der Dämme etwa 1,0 m und am Crosby-Fahrwasser etwa 2,20 m über SpTnw liegen. Die Unterhaltung höherer Dämme erfordert unverhältnismäßig hohe Kosten. Die eingebauten Schüttsteinmengen haben zwischen 60 t und 260 t je lfdm Dammstrecke geschwankt.

Nachdem mehrere Jahre lang die Versuche mit einem Modell der Mersey-Mündung keine voll befriedigende Ergebnisse gezeitigt hatten, wurde 1930 ein zweites verbessertes Modell gebaut, das die obere Flußmündung und die Liverpool-Bucht bis zum Barre-Feuerschiff und einschließlich der Mündung des Flusses Dee umfaßte. Der Längenmaßstab des Modells ist etwa 1 : 7000, der Höhenmaßstab 1 : 190. Daraus ergibt sich der Maßstab 1 : 13,8 für die Strömungsgeschwindigkeiten. Im Vergleich mit den Modellen der norddeutschen Strommündungen, die von der Bundeswasserstraßen-Verwaltung gebaut worden sind, müssen die Abmessungen des Mersey-Modells als überraschend klein bezeichnet werden.

Die Tiden werden im Modell durch einen Tauchkolben, der in ein an der Seeseite des Modells vorgeschaltetes Wasserbecken gesenkt wird, erzeugt. Die Dauer einer Modelltide beträgt 87,1 sec.

Für die Herstellung der Gewässersohle im Modell wurde Sand von 0,2 mm mittlerer Korngröße verwendet. Bei der Verzerrung des Modells war es nicht möglich, in der Natur vorkommende steile Unterwasserböschungen in entsprechender Neigung zu halten, denn die sich im Modell ergebenden Böschungen waren steiler als der natürliche Böschungswinkel des Sandes unter Wasser. Die Böschungen verflachten sich also im Modell, sobald das Wasser einströmte. Hieraus ergaben sich in vielen Fällen Zweifel an der Richtigkeit der im Modell beobachteten Veränderungen. Alle Versuche, den Sand durch Zusätze von bindigem Boden, Öl oder Zement in steileren Böschungen zu halten, waren vergeblich, weil dann die Strömungen keine Sandwanderungen mehr verursachen konnten.

Die Leitdämme wurden im Modell durch Bleiplatten gebildet. Oberflächenströmungen wurden durch Ausstreuen von Aluminiumpulver, Boraxpulver oder Sägespänen auf das Wasser kenntlich gemacht. Auch kleine Schwimmer aus Wachs oder Holz wurden verwendet. Die Richtungen der Strömungen am Grunde wurden beobachtet, indem kleine Mengen von löslichen Salzen, die das Wasser färbten, auf die Modellssole getropft wurden. Später wurden die Geschwindigkeiten und Richtungen der Strömungen unter Wasser mit Hilfe eines Apparates gemessen, der die Ausschläge einer kleinen, an einem feinen Faden aufgehängten und in das Wasser eingetauchten Glaskugel aufzeichnet. Die Aufzeichnungen sind Diagramme, die den Verlauf der Richtungen und Geschwindigkeiten der Strömungen an einer beliebigen Meßstelle im Modell und in jeder gewünschten Wassertiefe während des Verlaufes einer Tide darstellen.

Dr. Kressner, Hamburg.

Ausstellungshalle in Turin.

Das von August 1947 bis Juni 1948 erbaute Ausstellungsgebäude in Turin (Abb. 1) besteht aus einer rechteckigen Halle von 75 · 96 m und einer vorgesetzten Halbkuppel von 40 m Durchmesser. Sie wurde mit Ausnahme

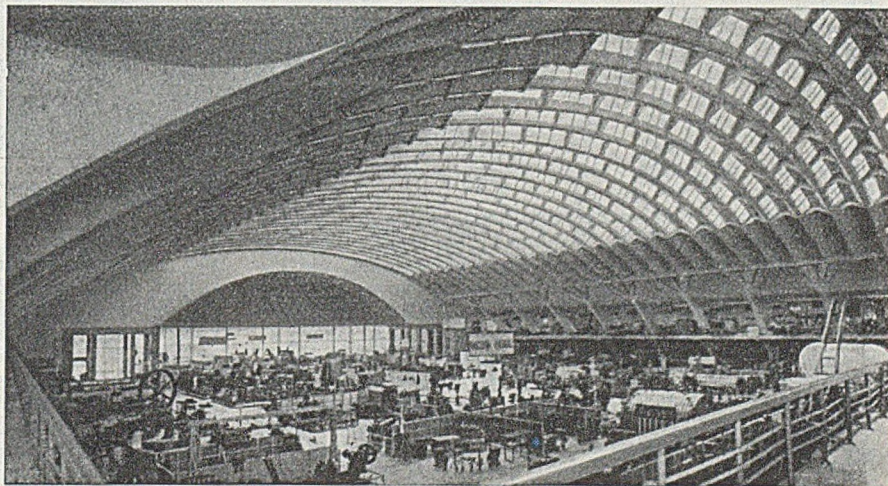


Abb. 1.

der Pfeiler, Kämpfer und Widerlager aus Fertigbauteilen hergestellt.

Die Halle wird aus bogenförmigen Rippen gebildet, die aneinandergereiht infolge ihres dreieckförmigen Querschnittes ein gewelltes Dach ergeben und jeweils aus ein-

Die Decken sind aus Balken und Stahlbetonfertigteilen zusammengesetzt. [Nach P. L. Nervi La Technique des Travaux 25 (1949) S. 272—278.]

Dipl.-Ing. Helmut Weigler, Darmstadt.

Die Eisenbahnbrücke „Präsident Enrico Dutra“ über den Paraguay.

Die Eisenbahnlinie von Santos (Brasilien) nach Corumba (Bolivien) führt bei Porto-Espérance über den Paraguay, wo bisher eine Fährverbindung bestand. Für eine Dauerbrücke wurde eine feste Massivbrücke gewählt, die 1938 begonnen und im Juli 1947 fertiggestellt wurde.

Die Baustelle liegt 2 km oberhalb des Bahnhofes Porto-Espérance, wo sich eine Insel im Flußlauf befindet. Dadurch wurde es möglich, einen Teil der Gründungsarbeiten im Trockenen auszuführen. Die maximale Differenz der Wasserstände betrug 14 m. Die Brücke besteht im Mittelteil aus einem Bogen von 110 m Weite und 24,4 m lichter Höhe bei MW bzw. 18 m bei HHW. Je 2 Bogen von 90 m Spannweite, die sich links und rechts anschließen, bilden den Übergang zu 2 Viadukten: dem Viadukt von Porto-Espérance mit 971,5 m und dem von Corumba mit 454,75 m Länge. Die Viadukte bestehen aus Bogenscheiben, deren Spannweite zwischen 24 und 50 m wechselt (vgl. Abb. 5). Die Längsneigung beträgt 1 ‰. Die Gesamtlänge der Brücke ist 2009 m. Die Fahrbahnbreite beträgt im allg. 5 m, ausgenommen über dem Hauptbogen, wo sie 6 m ist. Die eingleis. Eisenbahnbrücke soll übrigens später so eingerichtet werden, daß sie auch von Kraftfahrzeugen befahren werden kann.

Für die Hauptöffnungen hat man wegen der großen Temperaturschwankungen statisch bestimmte Dreigelenkbogen gewählt. Bei den Viaduktbögen arbeitete man mit vorläufigen Gelenken, die nach der Absenkung des Lehrgerüsts geschlossen wurden. Die Gelenke sind als Bleigelenke ausgeführt und unsichtbar angeordnet. Die Aufständigung ist hier, im Gegen-

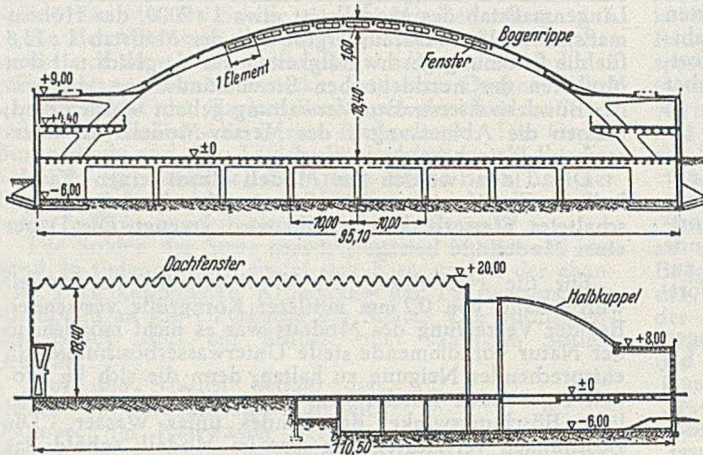


Abb. 2.

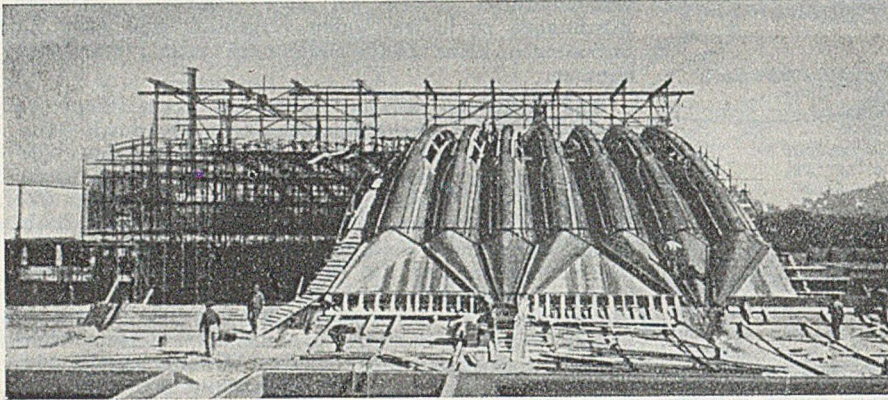


Abb. 3.

zeln 1,60 m hohen, 4,5 m langen und 1,5 t schweren Elementen zusammengesetzt sind. Diese Elemente bestehen aus Bewehrungsmatten, die mit einer Betonschicht versehen und nur im Scheitel und an den Unterkanten mit Rundstahl bewehrt sind. Da eine Einspannung an den Randpfeilern nicht möglich war und der Lichteinfall durch das Fensterband in den Flanken der Bogenrippen in der Hallenmitte am größten sein sollte, ließ man das Bogenträgheitsmoment nach dem Scheitel hin zunehmen und erhielt so dem Zweigelenkbogen ähnliche, statische Verhältnisse. Die Bogenform entspricht der Stützlinie für ständige Last. An den Bogenenden werden jeweils 3 Rippen fächerförmig auf einem Pfeilerkopf zusammengeführt (Abb. 3).

Die Halbkuppel, bei der eine Verbindung der beiden freien Enden des halbkreisförmigen Zugringes unmöglich war, besteht aus vorgefertigten Stahlbetonrippen, die ein rautenförmiges Netz bilden, und einer 4 cm starken Schale. Die Gesamtstärke beträgt im Mittel 8 cm. Die Berechnung erfolgte einmal nach den von Dischinger angegebenen Formeln für Rotationsschalen mit unsymmetrischer Form und Belastung und ein zweites Mal in der Form, daß man die Kuppel in zur lotrechten Mittelebene parallele Streifen zerlegte und diese als einzelne Bögen mit stufenweise abnehmender Weite und Höhe betrachtete. Beide Methoden lieferten trotz ihres Unterschiedes hinsichtlich der theoretischen Auffassung vergleichbare Ergebnisse.

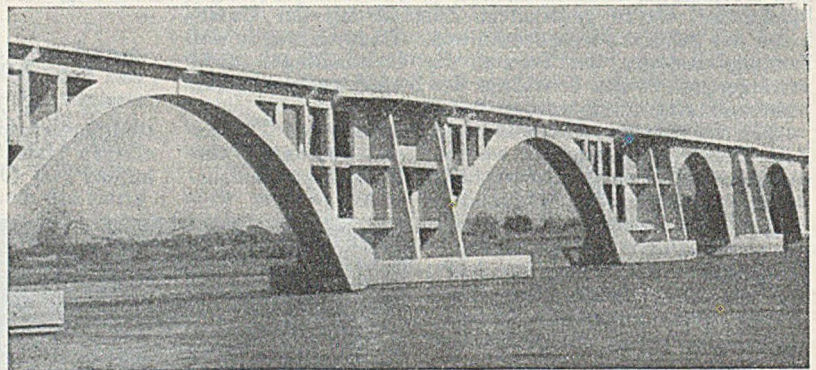


Abb. 1. Ansicht der äußeren Stromöffnungen und des sich anschließenden Viaduktes.

satz zu anderen ähnlichen Bauwerken, sehr schlank gehalten. Sie besteht im Mittelteil aus Riegeln und Stielen mit 30 cm größter Stärke und nach den Pfeilern zu aus Längs- und Querwänden mit äußeren Streben, die sich auf eine Betonschicht im Senkkasten abstützen. Die Brücke ist für den Lastenzug TB 27 und Winddruck von 150 kg/m² berechnet. Besondere Untersuchungen galten der Standfestigkeit während des Baues, wo die waagrechten Riegel das Moment der vom Pfeiler aus vorgekragten Bogenhälfte durch Zugbandwirkung aufnehmen mußten. Die seitlichen Stützstreben der Viadukt Pfeiler sind als biegesteife Rahmen berechnet worden.

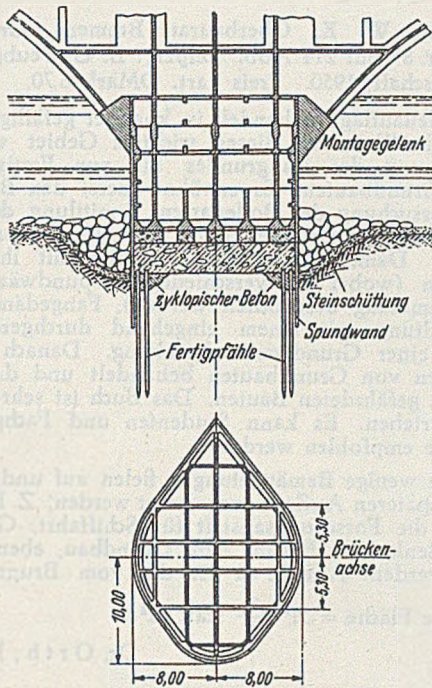


Abb. 2. Gründung der Hauptpfeiler innerhalb einer Spundwand.

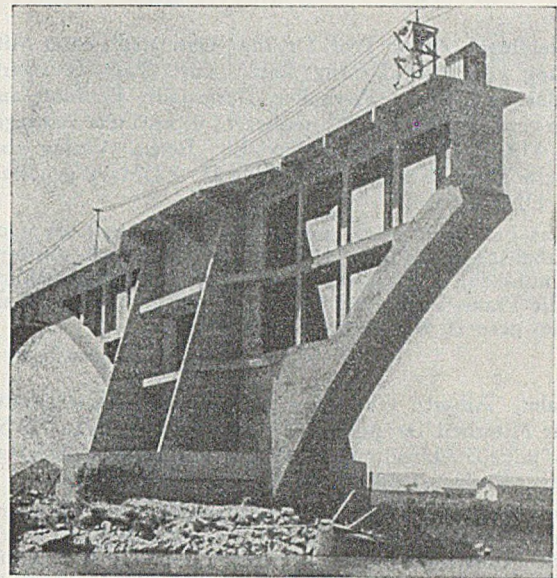


Abb. 4. Ausführung eines Hauptbogens.

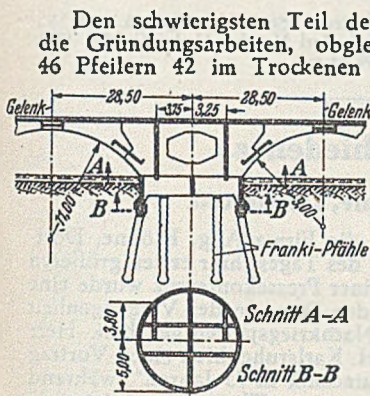


Abb. 3. Gründung der Viadukt Pfeiler auf Franki Pfählen.

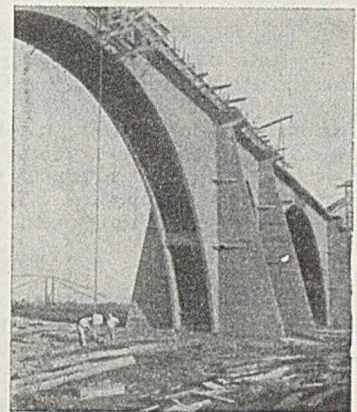


Abb. 5. Bogenseiben des Viadukts.

Den schwierigsten Teil der Bauausführung bildeten die Gründungsarbeiten, obgleich es möglich war, von 46 Pfeilern 42 im Trocken herzustellen. Der Untergrund besteht aus Sedimentgesteinen, vor allem Feinsandschichten. Man untersuchte die Erosion des Flußbettes infolge der hohen Strömungsgeschwindigkeit und des Wechsels in der Abflußmenge sehr eingehend. Man unternahm einen Versuch mit zwei schwimmenden Senkkästen mit $\frac{1}{3}$ der im ersten Plan vorgesehenen Abmessungen, der aber nicht glückte. Man

entschloß sich schließlich, bei den Hauptpfeilern zur Gründung innerhalb einer Spundwand aus Stahlbohlen mit Cu-Zusatz, wobei der Pfeiler auf eine unter Wasser eingebrachte 3–4 m. starke Schicht aus zyklischem Beton zu stehen kommt (Abb. 2). Bei den Viadukten hat man einen kreisrunden Senkkasten auf 20 Franki pfähle abgesetzt und auf diesem den Pfeiler errichtet (Abb. 3). Beim Schlagen der Spundwände trat starke Erosion auf, so daß man schützende Steinschüttungen und z. T. Faschinen versenkte.

Wegen der hohen Strömungsgeschwindigkeit und der Untergrundverhältnisse kam die Errichtung eines Lehr-

gerüsts und der üblichen Schalung in den 5 Hauptöffnungen nicht in Frage. Man entschied sich daher für eine Ausführung nach System Melan. Wegen des kriegsbedingten Stahlmangels mußte man den selbsttragenden Stahlfachwerkbogen durch ein Stahlbetongitterwerk ersetzen, was zu voller Zufriedenheit ausfiel. Zunächst kragte man das Gitterwerk von den Kämpfern aus auf je $\frac{1}{4}$ der Spannweite vor, wobei die Rüstung durch hölzerne Zugbänder am fertigen Pfeilerteil befestigt war (Abb. 4). Nach Fertigstellung der äußeren Bogenviertel einschl. der dazu gehörigen Aufbauten wurde für den Mittelteil ein hölzernes Bogengerüst mit Drahtverspannung eingeschwommen, gehoben und an den bereits stehenden Bogenhälsen befestigt. Innerhalb dieses hölzernen Bogengerüsts wurde zunächst das Stahlbetongitterwerk hergestellt, das dann seinerseits die Ausführung des endgültigen Bogens ermöglichte.

Die Baukosten beliefen sich am Tage der Einweihung auf rd. 46 Mio. Cruzeiros, das sind nach dem heutigen Stand rd. 100 Mio. DM.

[Nach La Technique des Travaux 24 (1948) S. 313–320.]

Dipl.-Ing. H. Weigler, Darmstadt.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Stahlleichtbau (= Abh. aus dem Stahlbau, Heft 4). Herausgegeben vom Fachverband Stahlbau, Deutscher Stahlbauverband, Bad Pyrmont. 76 S., Gr. DIN A 5. Bremen-Horn: Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn, GmbH., 1950. Preis DMark 4,80.

Der Fachverband Stahlbau, Deutscher Stahlbauverband, bildete 1946 einen Ausschuß „Stahlsparende Konstruktionen“, um die Erfahrungen im Stahlleichtbau auszutauschen und Grundlagen für eine technisch einheitliche Bearbeitung zu entwickeln. Von den Mitgliedern Fricke, Lewenton, Lohmann und Lühr dieses Ausschusses sind die Ergebnisse der Beratungen im Teil I zusammengefaßt worden. Ein erster Entwurf des Ausschusses aus dem Jahre 1947 über „Vorläufige Richtlinien für Stahlleichtbau im Hochbau“ wurde von dem DIN-

Arbeitsausschuß „Stahlleichtbau im Hochbau“ weiter entwickelt. Der nunmehr vorliegende achte Entwurf DIN 4115 „Stahlleichtbau und Stahlrohrbau im Hochbau“ ist als Teil II des Heftes wiedergegeben.

Im Teil I wird nach einem allgemeinen Abschnitt über historische Entwicklung, Begriffsbestimmung, Entwicklungsmöglichkeiten und über die Besonderheiten bezüglich Berechnung, Konstruktion und Fertigung ein Überblick über die derzeitigen Konstruktionen des Stahlleichtbaues im Hochbau einschließlich der Rohrkonstruktionen gegeben. Die beiden letzten Abschnitte befassen sich mit der Frage der Verbindungsmittel und des Rostschutzes.

Das vorliegende Heft ist, unterstützt durch eine klare Gliederung, vorzüglich zur Einführung geeignet.

Ph. Stein, Aachen.

Kleinogel, Adolf, Prof. Dr.-Ing., Darmstadt, unter Mitwirkung von Prof. Dr.-Ing. habil. Kurt Walz, Stuttgart, und Dr. phil. Hugo Vierheller, Darmstadt: **Einflüsse auf Beton und Stahlbeton**, 5., Neubearb. u. ergänzte Auflage. VIII, 339 S., Gr. 8° mit 76 Textabb. Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1950. Preis 25.— DMark geheftet, 28.— DMark geb.

Das bekannte Buch, das in Art eines Lexikons nach alphabetisch geordneten Stichworten den Stoff gliedert, liegt nunmehr in 5. Auflage vor. Es ist als Auskunftsbuch für die Praxis bezeichnet und wird von der Fachwelt als solches gern zu Rate gezogen werden.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Palm, Albert, Oberingenieur: **Registrierinstrumente**. Unter Mitarbeit Dr. phil. nat. Heinz Roth. VIII, 220 S., Gr. 8° mit 203 Abbildungen. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag, 1950. Ganzleinen DMark 19,50.

Der Verfasser hat es unternommen, eine gemeinfaßliche Darstellung der heutigen Registriertechnik zu geben. Nach einer kurzen Einleitung über die Bedeutung des Registrierens in Wissenschaft und Technik bringt er in den ersten drei Abschnitten grundsätzliche Ausführungen über Registriermittel, Triebwerke und Meßwertübertragung im Registrierinstrument, um im 4. Abschnitt eine Fülle von Beschreibungen ausgeführter Instrumente zu geben. Ein Abschnitt über die Anwendung mit Beispielen und ein umfangreiches Literaturverzeichnis runden das Werk ab.

Die große Zahl der beschriebenen Geräte macht es dem Verfasser unmöglich, allzu sehr ins Einzelne zu gehen. Immerhin ist von jeder größeren Gruppe mindestens ein Instrument ausführlich behandelt. Zahlreiche Fotos, Konstruktionszeichnungen und Prinzipskizzen unterstützen die Ausführungen. Das Buch ist aus reicher Kenntnis von Praxis und Schrifttum geschrieben und kann sowohl dem Konstrukteur als auch dem Wissenschaftler und dem Meßingenieur viele Anregungen und Hinweise geben.

Hans E b n e r, Hamburg.

Melan, Ernst, o. Prof. an der Techn. Hochschule Wien: **Einführung in die Baustatik**. X, 328 S., Gr. 23 · 15,5 cm, mit 242 Abb. Wien: Springer-Verlag, 1950. Brosch. DMark 28,50, geb. DMark 31,50.

Das Werk von Melan enthält in den ersten sechs Abschnitten die Grundlagen der Statik, die Lösung der Gleichgewichtsaufgabe und der Formänderungsaufgabe. Sodann wird die Berechnung der statisch unbestimmten Tragwerke nach dem Kraftgrößenverfahren eingehend erörtert, aber auch die Deformationsmethode und das daraus entspringende Verfahren von Cross werden in den Grundzügen entwickelt. Die Bedeutung der Einflußlinien wird dadurch unterstrichen, daß ihnen ein besonderer Abschnitt eingeräumt wurde, der alles Wesentliche über Einflußlinien von statischen und geometrischen Größen an statisch bestimmten und unbestimmten Tragwerken enthält.

Melan beschränkt sich nicht auf die allgemeinen Entwicklungen; die Ergebnisse der Theorie werden durch zahlreiche, zum großen Teil bis ins einzelne durchgerechnete praktische Beispiele ergänzt, wobei sich die Benutzung von zweckmäßig angelegten Tabellen als recht vorteilhaft und übersichtlich erweist. Außer den im Anschluß an die Theorie gegebenen Beispielen enthält ein letzter Abschnitt die Behandlung einiger häufig wiederkehrender Tragwerksysteme: Einfache Fachwerkträger, Bogen und Rahmen, Stabbogenträger und durchlaufende Balken. Hier werden sowohl allgemein gültige Formeln entwickelt als auch Zahlenrechnungen vollständig durchgeführt.

Das Buch zeichnet sich durch Exaktheit und Klarheit aus und wird infolge seiner leichtfaßlichen Darstellung den Studierenden ein willkommenes Lehrbuch sein, das darüber hinaus nicht nur den Theoretiker befriedigt, sondern auch den Bedürfnissen der Praxis weitgehend Rechnung trägt.

E. K o h l, Braunschweig.

Schulze, W. E., Oberbaurat, Bremen: **Grundbau**. 154 S., Gr. 8° mit 214 Abb. Leipzig: B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1950. Preis kart. DMark 6,70.

Die Neuauflage behandelt in knapper gefälliger Form und reich illustriert dieses wichtige Gebiet von der Untersuchung des Baugrundes bis zur Fertigstellung fertiger Grundbauten. Es erwähnt zuerst den Baugrund mit Untersuchung der Bodenarten, Ermittlung der Tragfähigkeit des Baugrundes und Verbessern dieser Tragfähigkeit. Dann kommt die Baugrube mit ihren Absteifungen (wobei die verschiedenen Spundwände und deren Rammung besprochen werden), Fangedämme und deren Wasserhaltung mit einem eingehend durchgerechneten Beispiel einer Grundwasserabsenkung. Danach werden alle Arten von Grundbauten behandelt und die Sicherung von gefährdeten Bauten. Das Buch ist sehr instruktiv geschrieben. Es kann Studenten und Fachgenossen aufs beste empfohlen werden.

Einige wenige Bemängelungen fielen auf und müßten in einer späteren Auflage ausgemerzt werden. Z. B. müßte auf S. 1 die Forschungsanstalt für Schiffahrt, Gewässer- und Bodenkunde, Berlin, Abt. Grundbau, ebenfalls erwähnt werden. Auf S. 64 ist die vom Brunnen umschlossene Fläche = $A^2 \cdot \frac{\pi}{4}$ statt $A^2 \pi$.

Dr. O r t h, Berlin.

Mohr, Silvio, Iselsberg: **Der Hochbau — Eine Enzyklopädie der Baustoffe und der Baukonstruktionen**. 2. erw. Aufl. X u. 327 S., Gr. 8°, mit 307 Textabb. Wien, Springer-Verlag, 1950. Preis geb. DM 24,—.

Städör, Karl, Beratender Ingenieur: **Statisches Tagebuch**. 200 S., DIN A 5, mit 178 Abb. Düsseldorf, Karl Marklein-Verlag GmbH., 1950. Preis Kart. DM 12,—; Leinen DM 14,—.

Verschiedenes.

Aug. Klönne, Dortmund.

Am 8. 2. 1951 gedachte die Firma Aug. Klönne, Dortmund, der 75. Wiederkehr des Tages ihrer ersten größeren Auslandslieferungen. In einer Pressekonferenz wurde eine Übersicht der Leistungen der Firma in der Vergangenheit und insbesondere in den Nachkriegsjahren gegeben. Herr Prof. Dr.-Ing. F r i t z, T. H. Karlsruhe, hielt einen Vortrag „Entwicklung der Stahlbautechnik in 75 Jahren“, während Herr Oberbaurat L i m p e r t vom Wirtschaftsministerium Düsseldorf „Betrachtungen zur Wirtschaftslage“ gab. Den Abschluß bildete ein Vortrag von Herrn Gewerberater S c h a r w ä c h t e r „Arbeiterschutz und soziale Einrichtungen in der Stahlbau-Industrie“.

Besonderes Interesse fanden die Erläuterungen an Hand des Modells eines neuen Schwimmkranes mit um 360° drehbarem Oberteil, bei dem durch ein mit Wasser zu füllendes Gegengewicht auch bei angehängter Belastung eine waagrechte Lage erreicht werden kann.

Gerh. N e u g e b a u e r, Düsseldorf.

Karl Kellermann †.

Im Alter von 68 Jahren verschied unerwartet in Valparaiso Regierungsbaumeister a. D. Karl K e l l e r m a n n, der Direktor der früheren Compañia General de Construcciones S. A. (= „Construct“), der chilenischen Tochtergesellschaft der Philipp Holzmann A. G. Unter seiner Leitung sind im Orient und Südamerika zahlreiche bedeutende Bauten geschaffen worden. Unter diesen sei besonders erwähnt der Salpeterhafen Iquique mit einem 846 m langen Wellenbrecher, einer 526 m langen Kaianlage und einer 100 m breiten und 300 m langen Hafenzunge, der in den Jahren 1927—1931 mit einer Bausumme von 72 Mio. Pesos errichtet wurde. Als im Verlauf des zweiten Weltkrieges die Regierung Chiles die diplomatischen Beziehungen zu Deutschland abbrach, mußte die „Construct“ liquidiert werden. Mit der Abwicklung war K e l l e r m a n n beauftragt worden.

DER BAUINGENIEUR

36. Jahrgang

1931/Heft 3

Springer-Verlag, Berlin · Göttingen · Heidelberg