

ANWENDUNG DER POTENTIALTHEORIE AUF DIE BEWEGUNG DES WASSERS IN GEKRÜMMTEN KANAL- ODER FLUSZSTRECKEN.

Von Professor Dr.-Ing. Böss.

Übersicht. Es wird gezeigt, daß die mit Hilfe der Potentialtheorie berechnete Wassergeschwindigkeit und Wasserspiegeloberfläche in gekrümmten Flußstrecken in guter Übereinstimmung mit den durch Versuche ermittelten Werten steht. Die viel verbreitete Ansicht, die Wassergeschwindigkeit in einer Flußkrümmung sei außen am größten, trifft im allgemeinen nicht zu.

Bei der Betrachtung der Geschwindigkeitsverteilung in Fluß- oder Kanalkrümmungen ist der Wasserbauingenieur auf Grund der Naturbeobachtung meist der Ansicht, daß sich die größten Geschwindigkeiten an der Außenseite der Krümmung, also in den Zonen des größten Krümmungsradius befinden. Diese Erscheinung wird gefühlsmäßig so erklärt, daß das Wasser infolge der Zentrifugalkraft nach außen gedrängt wird und somit dort auch eine höhere Geschwindigkeit sich einstellt.

In vielen Fällen, insbesondere bei natürlichen Flußläufen mit großem Krümmungsradius, mag dies auch wirklich zutreffen, zumal hier an der Außenseite oft ein tiefer Kolk liegt, während an der Innenseite durch die hier befindliche Bank eine wesentlich geringere Wassertiefe vorhanden ist, wie Abb. 1 erkennen läßt.

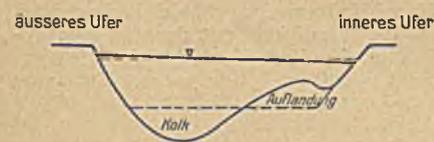


Abb. 1.

Flußquerschnitt in einer Krümmung.

Da bei geringeren Tiefen die Reibungswiderstände anwachsen, so wird voraussichtlich die Geschwindigkeit in solchen Fällen am inneren seichten Ufer kleiner oder gleich groß ausfallen, als

an dem äußeren Ufer mit wesentlich größerer Wassertiefe.

Diese Anschauung über die Geschwindigkeitsverteilung steht aber im Widerspruch mit den Gesetzen der Strömungslehre, da sich die Potentialbewegung einer idealen Flüssigkeit bei einer Kreisströmung nach dem Gesetz:

$$(1) \quad v = \frac{C}{r}$$

vollzogen muß, das heißt aber, daß die Geschwindigkeiten umgekehrt proportional dem Radius sind, dem größeren Radius daher kleinere Geschwindigkeit entsprechen müssen. Da das Wasser infolge seiner geringen Zähigkeit einer idealen Flüssigkeit immerhin sehr nahe kommt, so erscheint es in vielen Fällen zweckmäßig, bei der Behandlung einer praktischen Strömung von der Potentialströmung auszugehen und erst nachträglich die durch Wandreibung und Zähigkeit bedingten Abweichungen zu berücksichtigen. Dies soll im folgenden geschehen.

Die Gl. (1) ergibt sich auf Grund folgender Ableitung:

Die Potentialfunktion einer Kreisströmung lautet:

$$(2) \quad \varphi = -C \cdot \arctg \frac{y}{x},$$

die Stromfunktion:

$$(3) \quad \psi = C \ln \sqrt{x^2 + y^2}.$$

Die Geschwindigkeitskomponente in der y-Richtung ergibt sich aus:

$$(4) \quad \frac{\partial \varphi}{\partial y} = v_y = -\frac{C x}{x^2 + y^2} = -\frac{C x}{r^2},$$

wobei der Radius $r = \sqrt{x^2 + y^2}$ ist.

Die Geschwindigkeitskomponente in der x-Richtung wird dementsprechend:

$$(5) \quad v_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{C \cdot y}{x^2 + y^2} = \frac{C \cdot y}{r^2}.$$

Die resultierende Tangentialgeschwindigkeit, welche stets rechtwinklig zum Radius gerichtet ist, wird somit:

$$(6) \quad v = \sqrt{\frac{C^2 x^2}{r^4} + \frac{C^2 y^2}{r^4}} = \frac{C}{r}.$$

Da Potential- und Stromfunktion miteinander vertauschbar sind, muß sich v im vorliegenden Fall auch aus

$$(7) \quad \frac{\partial \psi}{\partial r} = \frac{\partial (C \ln r)}{\partial r} = \frac{C}{r}$$

ergeben.

Wie ersichtlich, liefert die Potentialfunktion φ eine Schar radialer Strahlen im gleichen Winkelabstand, während die Stromfunktion Kreise mit wachsendem Abstand bei zunehmendem Radius ergibt. Eine solche in sich geschlossene Strömung liegt aber bei einer Kanal-Krümmung nicht vor, denn es gelangen die Wasserteilchen aus einer Parallelströmung in die Krümmung und treten nach Verlassen derselben wieder in eine solche Parallelströmung ein. Die Strombahnen zwischen Parallel- und Kreisströmung werden demnach keine reinen Kreislinien sein, sondern sich kubischen Parabeln nähern. Aus Symmetriegründen werden sich jedoch in Krümmungsmitte die Bahnen der Wasserteilchen auf jeden Fall durch Kreisbahnen ersetzen lassen, wobei vorausgeschickt werden mag, daß bei dieser Betrachtung von den durch Reibungseinflüsse bedingten Sekundärströmungen und Ablösungserscheinungen in der Krümmung abgesehen wird. Man kann demnach mit guter Annäherung wenigstens für die Krümmungsmitte die aus der Potentialbewegung sich ergebende Geschwindigkeitsverteilung annehmen, während die Bahnen der Wasserteilchen im Ein- und Auslauf der Krümmung nur angenähert sich als Kreisbahnen darstellen lassen, obschon diese Abweichung im allgemeinen nur sehr gering sein dürfte.

Bevor die auf Grund der Potentialtheorie ermittelten Gesetze auf den vorliegenden praktischen Fall angewandt werden, soll, da es sich hier um die Strömung in einem offenen Kanal handelt, noch der Einfluß der freien Oberfläche untersucht werden.

Im Gegensatz zu einem geschlossenen Krümmer, bei dem sich eine beliebige dynamische Druckverteilung einstellen kann, muß bei offenen Wasserläufen an der freien Oberfläche der Atmosphärendruck herrschen. Wird die Höhenlage der Energielinie der freien ankommenden Parallelströmung bei statischer Druckverteilung mit

$$(8) \quad H = \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g}$$

bezeichnet, so können die maximalen Geschwindigkeiten im geschlossenen Rohr auf den Wert

$$(9) \quad v_{\max} = \sqrt{2g(H + 10,33)}$$

anwachsen, da der gesamte Atmosphärendruck mit 10,33 m Wassersäulenhöhe noch zur Geschwindigkeitserzeugung zur Verfügung steht, wenn man von der durch die Dampfspannung bedingten Abweichung absieht. Im offenen Kanal dagegen kann diese

Höchstgeschwindigkeit nur

$$(10) \quad v_{max} = \sqrt{2gH}$$

betragen, da der Atmosphärendruck nicht ausgeschaltet werden kann. Ein weiterer Unterschied zwischen dem geschlossenen und dem offenen Profil besteht in der Druckverteilung. Da bei zweidimensionaler Bewegung der Wasserteilchen in der x-y-Ebene Beschleunigungen in der z-Richtung nicht auftreten, so muß beim offenen Profil überall eine statische Druckverteilung herrschen, da sich Druckunterschiede, die nur durch horizontal gerichtete Kräfte bedingt sind, stets in einer Erhöhung bzw. Absenkung des Wasserspiegels ausgleichen werden. Wir haben also, wenn man die Beschleunigungen in der z-Richtung vernachlässigt, beim offenen Profil stets eine statische, d. h. lediglich durch die Schwere bedingte Druckverteilung anzunehmen. Es werden sich also die durch die Krümmung bedingten höheren Drücke am äußeren Ufer durch eine Erhöhung des Wasserspiegels auswirken, während am inneren Ufer eine Absenkung gegenüber der Mittellage eintritt. Durch die am äußeren Ufer vorhandene größere Wassertiefe wird auch hier relativ eine größere Wasserabführung eintreten. Diese Erwägungen werden bei schwachen Krümmungen und verhältnismäßig kleinen Geschwindigkeiten nicht sehr ins Gewicht fallen. Bedenkt man jedoch, daß die Überhöhung soweit gehen kann, daß man am inneren Ufer eines Gerinnes im Trockenem stehen kann, während das gesamte Wasser an der äußeren Wand des Kanales klebt, so ist es erklärlich, daß eine solche Zunahme der Wassertiefe für die Wasser- verteilung von großem Einfluß ist.

Diese Erscheinungen fallen beim geschlossenen Profil weg, da sich die Drucksteigerungen nicht auswirken können und das Profil naturgemäß stets ganz von Wasser ausgefüllt ist. Erst nach Eintritt von Kavitation werden sich Störungen in der Kontinuität ergeben.

Im folgenden soll nun nachgeprüft werden, inwieweit die Gesetze der Potentialströmung mit dem Abfluvorgang in einem offenen Krümmer übereinstimmen.

In der Gleichung für die Geschwindigkeit $v = \frac{C}{r}$ ermittelt sich die Konstante C aus der Bedingung:

$$(11) \quad Q = \int_{R_1}^{R_2} t \cdot \frac{C}{r} \cdot dr.$$

Bei Annahme konstanter Höhenlage der Energielinie über dem gesamten Strom, wie es die Potentialbewegung erfordert, ergibt sich:

$$(12) \quad \frac{v^2}{2g} + t = \frac{v_0^2}{2g} + t_0 = H$$

worin H die Höhenlage der Energielinie der ungestörten Parallelbewegung darstellt, und $v = \frac{C}{r}$ ist. Hieraus wird die Wassertiefe

$$(13) \quad t = H - \frac{C^2}{r^2 \cdot 2g}$$

und damit die Gesamtabflußmenge:

$$(14) \quad Q = \int_{R_1}^{R_2} \left(H - \frac{C^2}{r^2 \cdot 2g} \right) \cdot \frac{C}{r} \cdot dr$$

so daß die Konstante C aus der Gleichung

$$(15) \quad Q = H \cdot C \cdot \ln \frac{R_2}{R_1} + \frac{C^3}{4g} \left(\frac{1}{R_1^2} - \frac{1}{R_2^2} \right)$$

bestimmt werden kann, wobei die Werte Q, H, R₂ und R₁ gegeben sind.

Als Differenz der Wasserspiegelhöhen für veränderliche Werte von R erhält man alsdann den Wert:

$$(16) \quad \Delta h = \frac{C^2}{R_1^2 \cdot 2g} - \frac{C^2}{R_2^2 \cdot 2g}.$$

Aus Gl. (13) ist ersichtlich, daß die Wasserspiegeloberfläche einen Teil eines Rankine'schen Einzelwirbels darstellt, mithin einer mit der Hohlseite nach unten gekehrten Linie gleicht und

nicht etwa, wie es vielfach angenommen wird, einen Ausschnitt des Rotationsparaboloides darstellt.

Vernachlässigt man in Gl. (14) die Veränderlichkeit der Wassertiefe, was bei kleinen Absolutgeschwindigkeiten und großen Krümmungsradien ohne weiteres zulässig erscheint, so erhält man:

$$(17) \quad Q = \int_{R_1}^{R_2} t_0 \cdot \frac{C}{r} \cdot dr \quad \left(\frac{\Delta t(r)}{t} \text{ klein} \right)$$

und hieraus:

$$(18) \quad C = \frac{Q}{t_0 \cdot \ln \frac{R_2}{R_1}} \quad \left(\frac{\Delta t(r)}{t} \text{ klein} \right)$$

worin t₀ nunmehr die mittlere Wassertiefe des Kanals darstellt.

Abb. 2 u. 3 zeigen an zwei Beispielen die gute Übereinstimmung der hier aus der Potentialströmung entwickelten Gleichungen

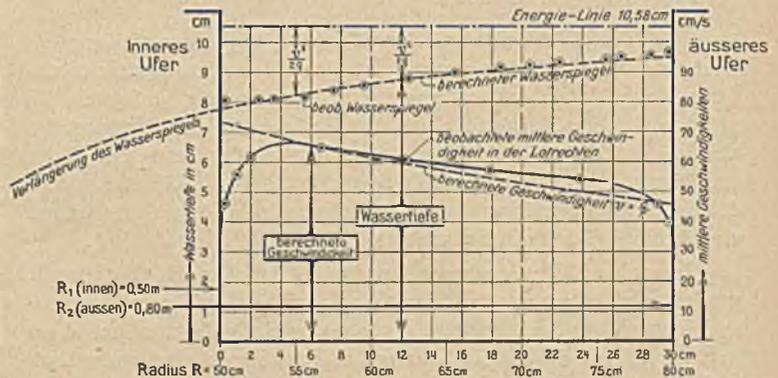


Abb. 2. Vergleich der in einer Kanal-Krümmung am Modell beobachteten Wasserspiegellage und Wasser-Geschwindigkeit mit den für eine Potentialströmung errechneten Werten. Zweifach überhöht. Abflußmenge Q = 15,25 l/sec, mittl. Tiefe t = 8,92 cm, B = 30 cm, Konstante C = 3700.

mit den an einem Modell gemessenen Werten. Bei Abb. 2 wurde der Wert „C“ aus der gegebenen Wassermenge Q und der mittleren Wassertiefe t₀ in der geraden Strecke vor der Krümmung zu C = 3700 ermittelt. Die mittels eines Spitzenmaßstabes auf 2/10 mm genau gemessenen Wasserspiegelhöhen fallen mit der berechneten Linie gut zusammen und zeigen bis auf die unmittelbar

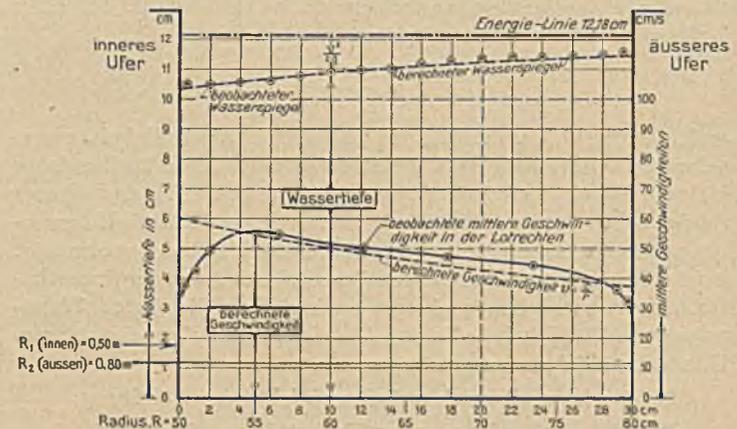


Abb. 3. Vergleich der in einer Kanal-Krümmung am Modell beobachteten Wasserspiegellage und Wasser-Geschwindigkeit mit den für eine Potentialströmung errechneten Werten. Abflußmenge Q = 15,52 l/sec, mittlere Tiefe t_m = 11,08 cm, B = 30 cm, zweifach überhöht. Konstante C = 3000.

an der Wand liegenden Punkte den gleichen Verlauf. Die gemessenen Geschwindigkeitswerte sind mittlere Geschwindigkeiten in der Lotrechten, welche aus einer großen Zahl von Meßwerten graphisch gemittelt wurden. Auch hier zeigt sich gute Übereinstimmung, wobei insbesondere deutlich zu erkennen ist, daß auch im Modell die größeren Geschwindigkeiten am inneren Ufer auftreten.

Der starke Geschwindigkeitsabfall in Wandnähe hängt mit dem Reibungseinfluß zusammen, wobei am inneren Ufer zweifellos auch schon Ablösungserscheinungen hinzukommen.

Eine fast noch bessere Übereinstimmung zeigt der auf Abb. 3 dargestellte Versuch, bei dem sich der Wert $C = 3000$ ergibt, und der hier nur wiedergegeben wurde, um zu zeigen, daß bei zwei vollständig unabhängig durchgeführten Versuchen stets der gleiche Verlauf und eine gleich gute Übereinstimmung erhalten wird.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß bei regelmäßigen, gekrümmten Kanälen mit nahezu ebener Sohle die Gesetze der Potentialtheorie mit der Wirklichkeit in sehr guter Übereinstimmung stehen und daß die seither verbreitete Ansicht, die Geschwindigkeit in offenen gekrümmten Kanälen sei an der Außenseite am größten, wenigstens für einigermaßen regelmäßige Kanäle, nicht zutrifft. Es wäre wünschenswert, Geschwindigkeitsmessungen in natürlichen Kanal- oder Flußkrümmungen auszuführen und sie mit den Gesetzen der Potentialströmung zu vergleichen.

Es soll ausdrücklich nochmals darauf hingewiesen werden, daß es nicht Zweck dieses Aufsatzes ist, auf die durch Wand und Sohleneinfluß bedingten Sekundärströmungen in Krümmungen einzugehen.

DIE BRÜCKEN DER BAYER. WALD-BAHN.

Von techn. Reichsbahoberinspektor Hugo Wittenzellner, Oberingenieur a. D.
in München.

Übersicht. Allgemeines. — Vorhandene Brücken. — Umbau von drei Brücken, Entwurf, Ausführung, Aufstellung. — Sonstiges.

Allgemeines.

Der „Bayerische Wald“, im Nordosten Bayerns gelegen und begrenzt südlich von der Donau und der Hauptbahnlinie Regensburg—Passau, westlich und nördlich von der Linie Regensburg—Schwandorf—Furth i. W., wurde in den Jahren 1876—77 durch die Erbauung der eingleisigen Hauptbahnlinie Landshut—Plattling—Eisenstein, die weiterhin Anschluß nach Prag erhielt, an das große Verkehrsnetz angeschlossen. Diese Linie führt über Deggendorf—Regen—Zwiesel mitten durch den Bayerischen Wald und bildet so die Grenze zwischen dem oberen und unteren Wald.

Die neue Linie, die von der vorm. kgl. privilegierten Ostbahn in Bearbeitung genommen, dann aber durch die vorm. kgl. Bayer. Staatsbahn ausgeführt wurde, hatte von Landshut bis Plattling keinerlei Hindernisse zu überwinden; von hier aus ergaben sich jedoch zahlreiche Schwierigkeiten. Machte schon die Überwindung des Höhenunterschiedes von über 400 m die Anlage teurer Rampen und zweier Kehren, sowie Steigungen bis 1 : 80 notwendig, so verursachten auch die Überschreitung des Donautales, sowie die öfteren Kreuzungen mit dem Regental und dessen Seitentälern große Kosten (Abb. 1).

Die vorhandenen Brücken.

Neben einer Anzahl kleinerer Bauwerke wurden acht größere Brücken, mit Stützweiten von 33—76 m, notwendig. Für die Überbauten dieser Brücken wurde durchweg das gleiche System beibehalten. Es wurden getrennte, freiaufhängende Fachwerkträger mit parallelen Gurtungen gewählt, deren Ausfachung ein zweifaches System von Zug- und Druckdiagonalen ohne senkrechte Zwischenpfosten bildet. Auch die sonstige



Abb. 2. Donaubrücke bei Deggendorf, km 71,188.

Anordnung wurde soweit als möglich einander angeglichen. Der Baustoff aller Überbauten ist Schweißeisen; die Lager bestehen aus Gußeisen mit Walzen aus Schmiedeisen für die beweglichen Lager. Das Mauerwerk der Widerlager und Pfeiler wurde für alle Brücken gleich zweigleisig ausgeführt.

In Betracht kommen die folgenden Bauwerke:

1. Donaubrücke bei Deggendorf, km 71,188 von Landshut (Abb. 2). Mehrere Flutbrücken mit insgesamt 18 Öffnungen von 6,0, 10,0 und 14 m StW. leiten zur eigentlichen Strombrücke über, die sechs Öffnungen von je 60 m StW. hat.

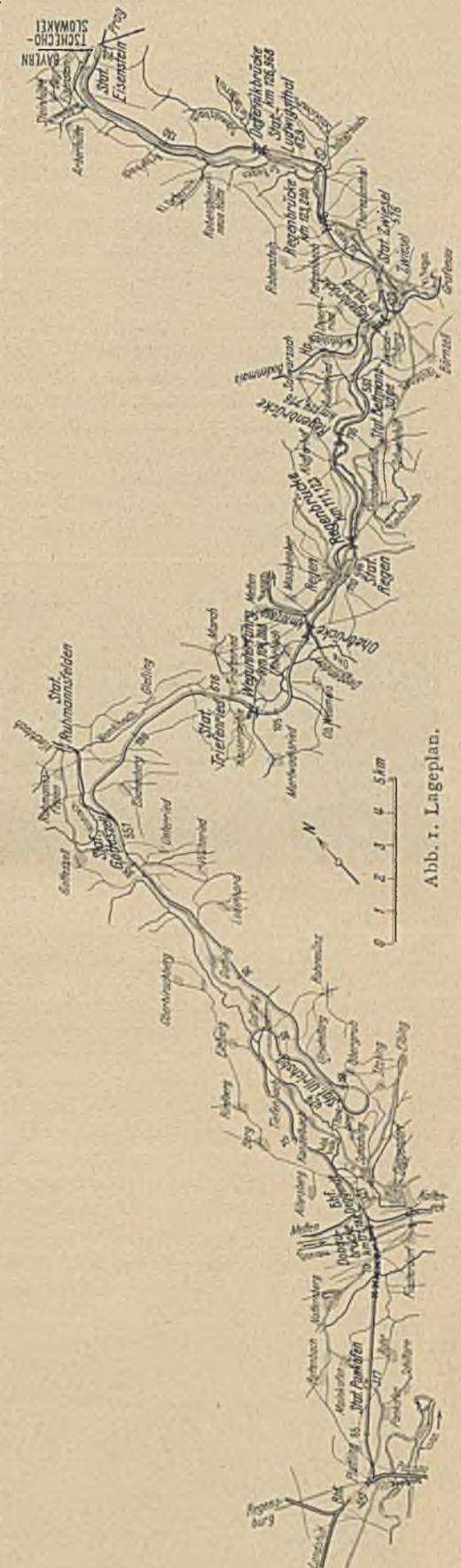


Abb. 1. Lageplan.

Die Fahrbahn aus Längs- und Querträgern liegt unten, die Überbauten sind oben geschlossen. Die Systemhöhe beträgt 7,2 m, der Hauptträgerabstand 4,8 m. Verwendet wurden für die sechs Überbauten insgesamt 850 t Stahl. Die Schienenoberkante liegt 9 m über dem mittleren Wasserspiegel.

Die Pfeiler und Widerlager sind auf Pfahlroste gegründet, deren Pfähle durch eine 7 m starke Schicht aus feinem Kies noch 3 m in die darunterliegende Tonschicht reichen und oben in einer 1,3 m starken Betonplatte zusammengefaßt sind.

Die Aufstellung der Überbauten geschah mittels eiserner Rüstträger, die wegen der Schiffahrt in den drei Stromöffnungen Stützweiten bis zu 42 m hatten und auf Pfahlgerüsten lagerten.

2. Wegunterführung bei Hausermühle, km 104,208. Die nächst der Station Triefenried gelegene Brücke hat nur einen Überbau mit 32 m StW. Die Systemhöhe beträgt 3,2 m, der Hauptträgerabstand nur 2,0 m. Infolgedessen wurden die Schwellen unmittelbar auf den Obergurt gelagert. Der Überbau hat 43 t Gewicht. Die Schienenoberkante liegt 13 m über der Straße.

3. Ohebrücke bei km 107,860 nächst der Station Regen. Diese Brücke überspannt mit vier Öffnungen von je 76 m Stützweite in einer Höhe von 49 m über dem Wasserspiegel des kleinen Fließchens das Tal (Abb. 3). Die Systemhöhe beträgt

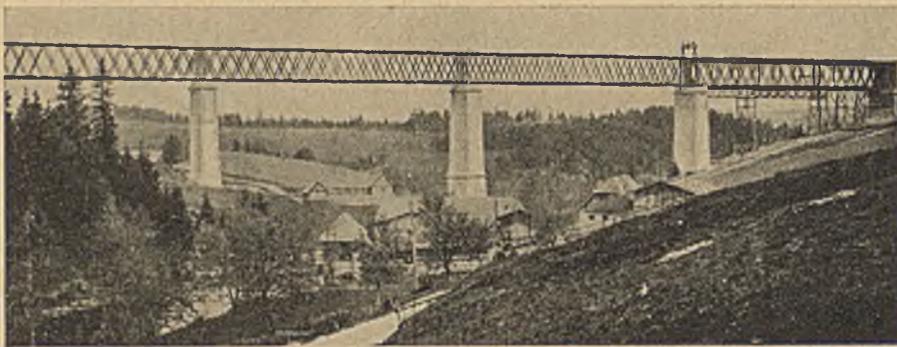


Abb. 3. Ohebrücke bei km 107,860.

8,8 m, der Hauptträgerabstand 4,0 m. Die oben liegende Fahrbahn aus Quer- und Längsträgern ist zwischen den Obergurten eingebunden. Das Gesamtgewicht der vier Überbauten beträgt 926 t. Die Brücke hat eine obere, in Gurtungshöhe liegende Verspannung und eine waagerechte Verspannung im Untergurt.

Die Aufstellung der Überbauten geschah auf eisernen Montageträgern mit eisernen Gerüstpfeilern, von denen je drei in einer Öffnung angeordnet waren.

4. Regenbrücke bei Regen, km 111,123. Drei Überbauten mit 36, 40 und 36 m Stützweite führen in 24 m Höhe über Straße und Fluß (Abb. 4). Die Systemhöhe beträgt 4,59 m, das Gesamtgewicht der drei Überbauten 200 t.

5. Regenbrücke bei Schweinhütte, km 114,776. Der Überbau mit 72 m Stützweite liegt 19 m über dem Wasserspiegel und hat eine Systemhöhe von 8,1 m und einen Haupt-



Abb. 4. Regenbrücke bei Regen, km 111,123.

trägerabstand von 2,8 m. Der Überbau wiegt 206 t (Abb. 5). Bei dieser Stützweite wurden auch zwei waagerechte Verspannungen angeordnet; die obere liegt hier jedoch in Querträgerunterkante.

6. Regenbrücke bei Zwiesel, km 119,208. Diese Brücke hat wieder drei Öffnungen, deren Überbauten mit 40, 44 und 40 m Stützweite in 31 m Höhe Fluß und Straße überspannen

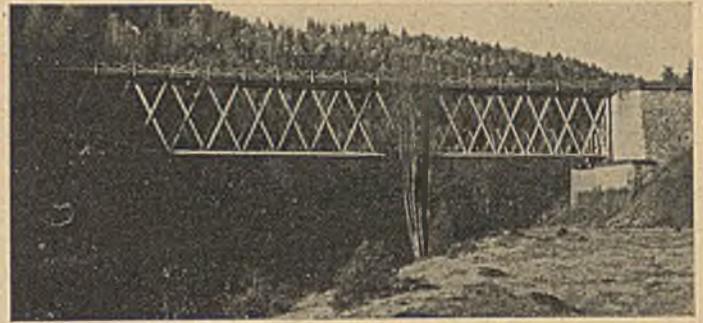


Abb. 5. Regenbrücke bei Schweinhütte, km 114,776.

(Abb. 6). Die Systemhöhe wurde auf 4,9 m festgesetzt. Das Gewicht beträgt 235 t. Wegen des unsicheren Baugrundes aus feinem sandigen Kies wurden Pfeiler und Widerlager auf Pfahlroste gegründet.

7. Die Regenbrücke bei Fällensrechen, km 123,200, hat drei Überbauten mit je 40 m StW. und führt in 25 m Höhe über das tiefeingeschnittene Regental (Abb. 7). Die Überbauten wurden gleich dem Mittelfeld der Brücke bei km 111,123 ausgeführt. Das Gewicht der drei Überbauten beträgt 223 t

8. Die Deffernikbrücke bei Ludwigstal, km 126,965, ist die letzte der großen Brücken dieser Linie und hat drei Öffnungen mit je 36 m Stützweite (Abb. 8). Die Fahrbahn liegt 28 m über Gelände. Diese Überbauten sind gleich mit den Außenfeldern der Brücke bei km 111,123. Das Gewicht beträgt 188 t.

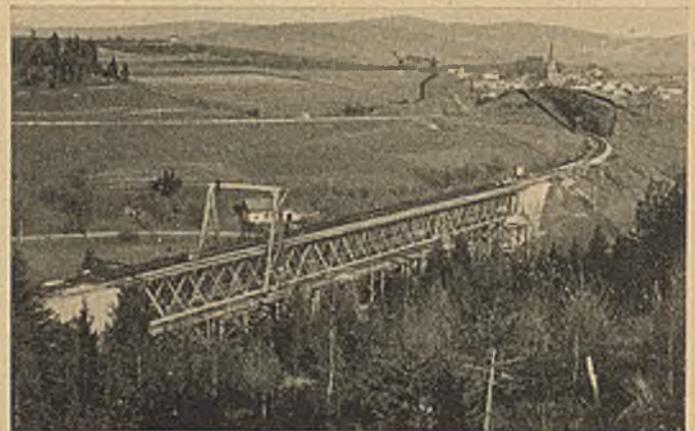


Abb. 6. Regenbrücke bei Zwiesel, km 119,208.

Sämtliches Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager besteht aus Granithausteinquadern und konnte die Gründung, wo vorstehend nicht anders beschrieben ist, auf festem natürlichen Boden erfolgen. Bei km 104,208, km 114,776, am Widerlager gegen Eisenstein und bei km 126,965 wurde als unterste Lage eine 2 m starke Grundplatte aus Beton ausgeführt, auf die dann das Quadermauerwerk aufgesetzt ist.

Soweit vorstehend nicht besonders erwähnt wurde, haben die Überbauten einen Hauptträgerabstand von 2,8 m und eine obere, zwischen den Gurtungen eingespannte Fahrbahn aus Quer- und Längsträgern, deren Oberkanten in einer Ebene liegen. Diese Überbauten haben auch nur eine waagerechte Verspannung aus

gekreuzten Streben, die unter den Querträgern durchgeht, jedoch keine besondere Gurtung mehr erhielt, so daß die Kräfte erst durch Vermittlung der Querträgeranschlüsse auf die etwa 0,5 m höher liegende Hauptträgergurtung übertragen werden müssen. Die Untergurte sind nur mit gekreuzten Streben gegen die obere Verspannung abgestützt.

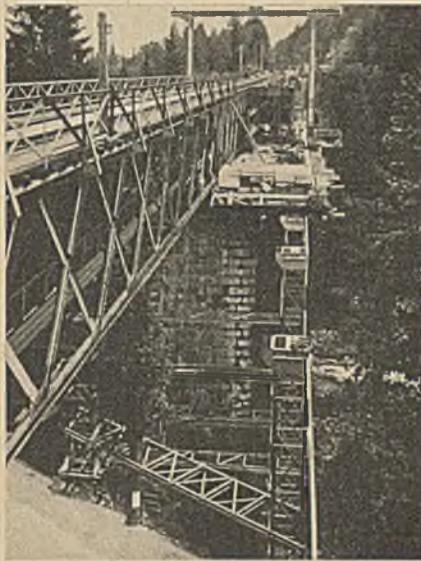


Abb. 7. Ansicht und Montage der Regenbrücke bei Fällerechen, km 123,200.

Zur Berechnung der Überbauten diente ein Lastenzug, bestehend aus drei Lokomotiven von je 11 m Länge und 60 t Gesamtgewicht mit einseitig angehängten zweiachsigen Wagen von 5,2 m Länge und 16 t Gewicht. Die Lokomotiven hatten drei Triebachsen in 1,4 m Abstand mit 13,2 t Achsdruck und zwei Tenderachsen mit 10,6

und 9,8 t Achsdruck. Für Einzelteile war eine Schnellzuglokomotive mit 12,4 m Länge und 53 t Gesamtgewicht, von der eine Achse 16 t Achsdruck hatte, einzusetzen, falls diese ungünstigere Werte lieferte.

Die Querschnitte aller Überbauten erhielten durchwegs \pm -Form. Man hat seinerzeit schon die Notwendigkeit erkannt, die Knotenbleche möglichst nur zur Einleitung der Kräfte aus den Diagonalen in die Gurtungen zu benützen und die Verlaschung von Gurtungsteilen gesondert durchzuführen, und hat daher bei den Brücken der Linie Plattling—Eisenstein die Einzelteile der Gurtungen über die Knotenbleche hinweggeführt. Bei der Donau- und der Ohebrücke liegen die Gurtstöße außerhalb der Knoten, bei den übrigen Brücken liegen sie zwar an den Knotenpunkten, sind aber gesondert verlascht. Da die Zwischenräume der Gurtbleche zwischen den Knotenpunkten nicht ausgefüllt wurden, entstanden zweiwandige Querschnitte, die jedoch nur 22—28 mm, je nach der Knotenblechstärke, Abstand haben. Die Niete mußten daher innen flache Köpfe erhalten.

Quer- und Längsträger sind als gleichhohe Blechträger aus-

geführt; die Längsträgerobergurte sind über die Querträger hinweg mit kleinen Laschen verbunden.

Die Überbauten der Donaubrücke und der Ohebrücke wurden von der Süddeutschen Brückenbau A.-G. in Nürnberg (der späteren MAN) ausgeführt; alle andern Brücken wurden in der vormaligen Brückenbauanstalt von Maffei in Regensburg hergestellt. Von der Donaubrücke sind die Kosten nicht mehr bekannt; für die Lieferung und Aufstellung der Überbauten der Ohebrücke wurde wegen der großen Höhe ein Einheitspreis von 528 M/t bezahlt, die Überbauten bei km 104,208 und 114,776 kosteten 476 M/t, die übrigen 468 M/t.

Mit der zunehmenden Vergrößerung der Verkehrslasten zeigten sich bald zahlreiche Mängel an den Konstruktionen. War schon der schmale Zwischenraum zwischen den stehenden Gurtflacheisen an sich für die Unterhaltung nicht günstig, so wurde hierdurch auch das Auswechseln lockerer Niete sehr erschwert. Zahlreiche Niete mußten auch in den Diagonalanschlüssen ausgewechselt werden und insbesondere ergaben sich in den Anschlüssen der Fahrbahtafel fortwährend starke Nietlockerungen, die kostspielige Unterhaltungsarbeiten verursachten. Im Jahre 1921 mußten alle Überbauten für den Verkehr schwerer Fahrzeuge etwas verstärkt werden.

Die Nachrechnung der Überbauten nach den neuen Vorschriften ergab, daß die Tragfähigkeit der Überbauten der Donaubrücke und der Ohebrücke noch dem Lastenzug $H = 0,9 G$ entspricht, daß aber die übrigen Brücken mit Rücksicht auf die konstruktiven Mängel und wegen des schlechten baulichen Zustandes den Anforderungen stärkeren Verkehrs nicht mehr genügten. Es mußte daher der Ersatz der nicht mehr genügenden Überbauten durch neue Überbauten vorgesehen werden.

Die neuen Überbauten.

Zunächst wurden die drei meistgefährdeten Brücken bei km 104,208, 119,208 und 123,200 zur Auswechslung bestimmt.

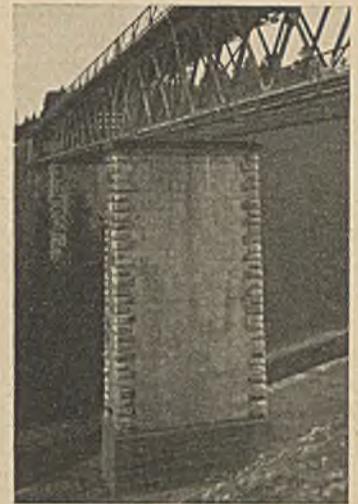


Abb. 8. Deffernikbrücke, km 126,965.

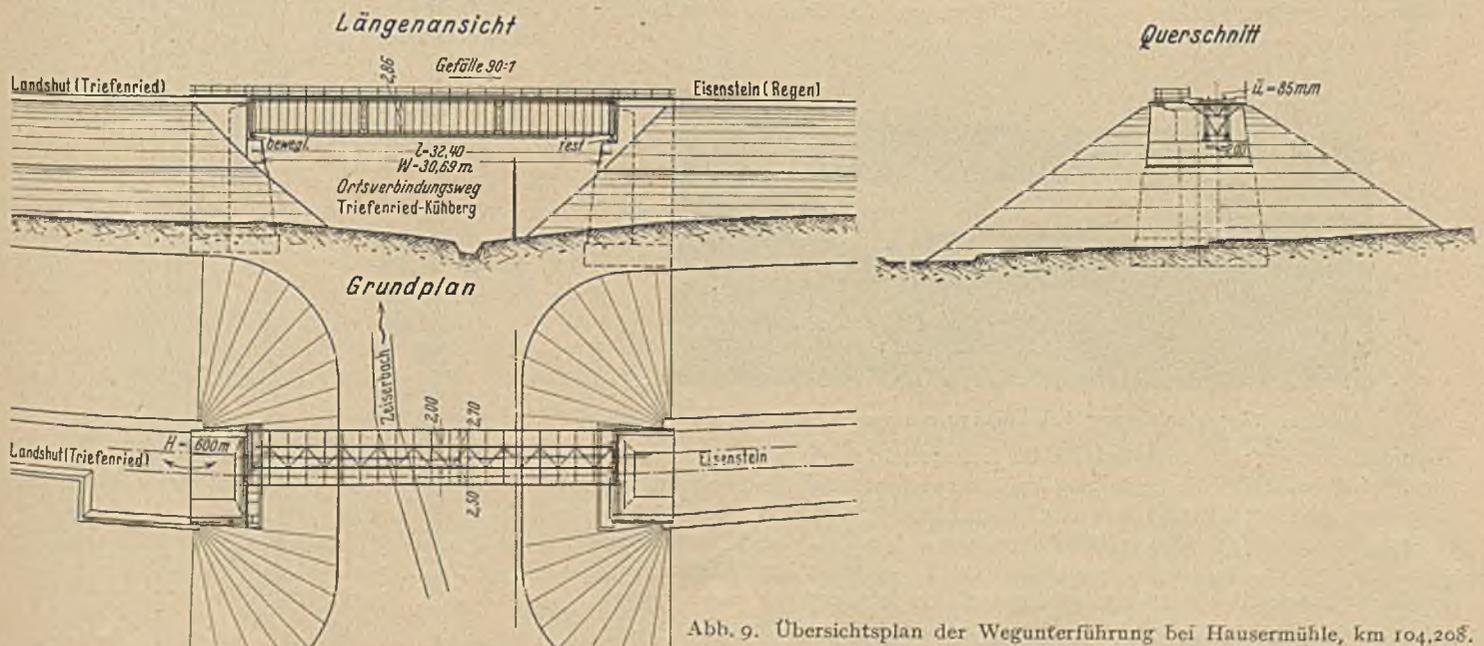


Abb. 9. Übersichtsplan der Wegunterführung bei Hausermühle, km 104,208.

Da man mittlerweile allgemein dazu übergegangen ist, Vollwandträger wegen ihrer geringeren Empfindlichkeit gegen die Belastungswirkungen und ihrer einfacheren und billigeren Unterhaltung auch für größere Stützweiten anzuwenden, so wurden für die sämtlichen Stützweiten bis zu 44 m Vollwandträger vorgesehen.

1. Die Wegunterführung bei km 104,208. Die Auswechslung des Überbaues wurde der Brückenbauanstalt Noell & Co. in Würzburg übertragen. Der Überbau wurde als normaler Blechträger in St. 37 ausgeführt. Zur günstigeren Belastung der Widerlager wurden die Auflagerpunkte je 0,2 m weiter zurückgeschoben, wodurch der neue Überbau eine Stützweite von 32,4 m erhielt. Da die Brücke in einer Krümmung mit dem Halbmesser = 600 m liegt, wurde der Hauptträgerabstand auf 2,0 m festgesetzt (Abb. 9).

Das Wandblech, dessen Höhe $2,8 \text{ m} = \frac{1}{12} l$ beträgt, wurde mit senkrecht stehenden Winkeln ausgesteift. Die Schwellen wurden, wie es bisher schon der Fall war, unmittelbar auf die Hauptträger gelegt. Der Überbau erhielt eine obere

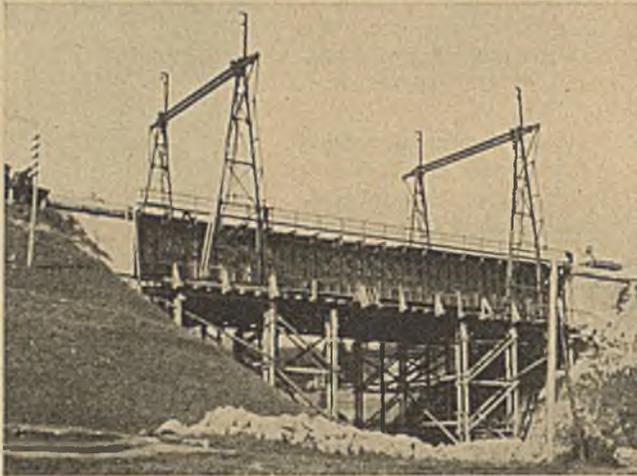


Abb. 10. Montagebild, km 104,208.

und eine untere waagerechte Verspannung und senkrechte Querrahmen. Die beweglichen Lager sind als Zweirollenlager ausgebildet und auf der Seite gegen Plattling angeordnet, da die Brücke in einem Gefälle 90 : 1 gegen Eisenstein liegt. Da, wie früher schon erwähnt, das Mauerwerk bereits zweigleisig ausgeführt ist, gestalteten sich die ganzen Umbauarbeiten ziemlich einfach. Nach Fertigstellung des in Holz ausgeführten Gerüsts und Aufstellung von zwei Portalkranen wurde in einer Zugspause der alte Fachwerküberbau von den Portalkranen am Obergurt gefaßt und seitlich verschoben, sowie die Gleise entsprechend verzogen (Abb. 10). Hierdurch wurde der Raum unter dem Betriebsgleis freigelegt und der neue Überbau konnte gleich in seiner endgültigen Lage montiert werden. Auf diese Weise war es möglich, sämtliche Arbeiten ohne Behinderung durch den Bahnbetrieb durchzuführen. Durch das Zurückrücken der Auflagerpunkte war eine Erneuerung des ohnehin schadhafte

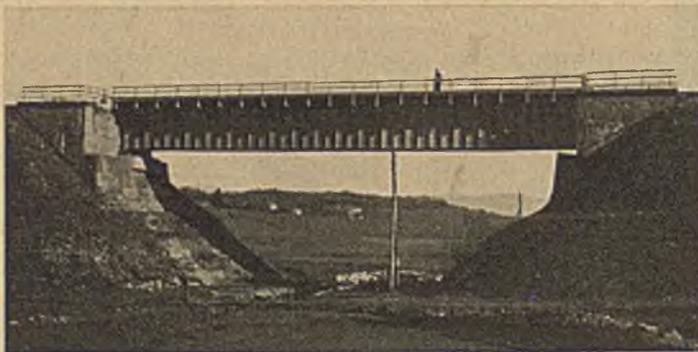


Abb. 11. Wegunterführung bei km 104,208 nach dem Umbau.

Kammermauerwerks notwendig. In die Auflagerbänke wurden neue Granitquadereingebaut. Nach Fertigstellung der Mauerwerksarbeiten wurden die Hauptträger auf dem Betriebsgleis in ganzer Länge angeliefert, mit den Portalkranen in Zugspausen von den Wagen abgehoben und aufgestellt. Auch die übrigen Stahlteile wurden auf diese Weise angeliefert und eingebaut. Nach Aufbringung des Oberbaues wurden die Gleise wieder zurückverlegt und der neue Überbau in Betrieb genommen (Abb. 11). Der alte Überbau wurde verschrottet.

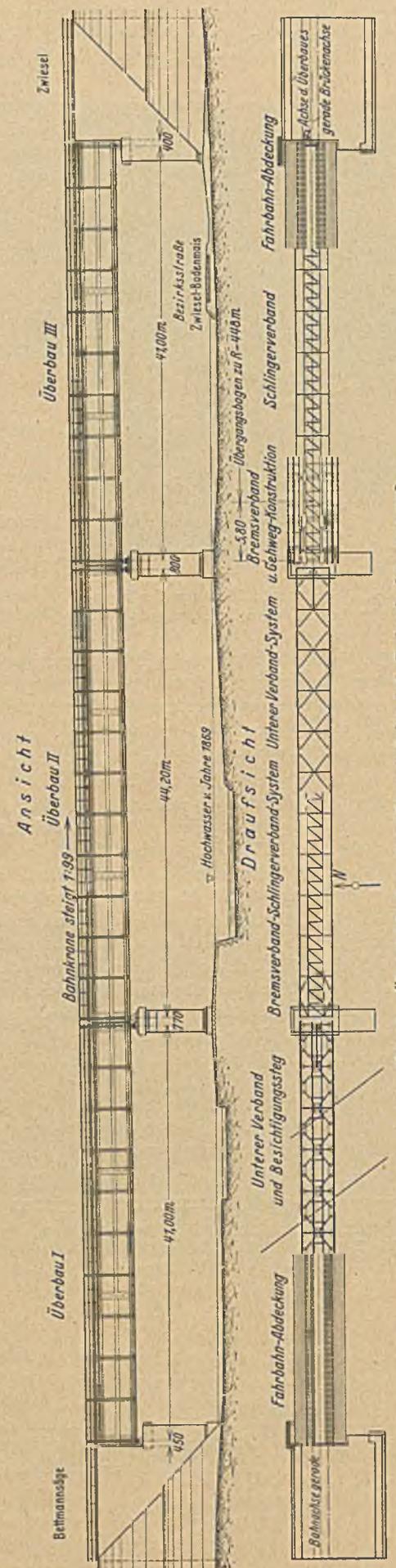


Abb. 12. Übersichtsplan der Regenbrücke bei Zwiesel, km 119,208.

Die Vergebung der Arbeiten erfolgte im November 1932. Anschließend wurde sofort die Planbearbeitung aufgenommen. Im Februar 1933 wurde mit den Werkstattarbeiten begonnen. Anfangs April wurde das Gerüst mit den Portalkranen aufgestellt und der alte Überbau am 15. Mai 1933 verschoben. Der Beginn der eigentlichen Aufstellungsarbeiten verzögerte sich bis 8. September 1933, da die Maurerarbeiten nicht früher fertig wurden. Am 3. Oktober 1933 konnte der neue Überbau in Betrieb genommen werden. Ende Oktober waren alle Arbeiten beendet.

Das Gewicht des Überbaues samt beiderseitigem Fußweg und einschließlich Lager beträgt 112 t, d. s. 3,4 t/lfd. m. Die Anstrichfläche errechnet sich zu $940 \text{ m}^2 = 8,4 \text{ m}^2/\text{t}$. Die Gesamtkosten des Umbaues belaufen sich auf 63 000 RM.

2. Die Regenbrücke bei km 119,208.

Die Brücke liegt im allgemeinen in der Geraden, jedoch fällt der dritte Überbau bereits in die Übergangskurve der anschließenden Krümmung mit 440 m Halbmesser. Um eine möglichst gleichmäßige Belastung der Hauptträger zu erhalten, wurde die Achse des dritten Überbaues so gedreht, daß sie auf dem Widerlager 130 mm außerhalb der geraden Brückenachse liegt, über dem Pfeiler dagegen mit dieser zusammenfällt. Die Bahnkrone steigt 1 : 99 gegen Eisenstein (Abb. 12).

Mit Rücksicht auf den Beschäftigungsmangel bei den bayrischen Brückenbauanstalten wurde die Lieferung der drei neuen Überbauten an drei Firmen vergeben. Je ein äußerer Überbau wurde dem Eisenwerk Gebr. Frisch K.-G. in Augsburg (1. Überbau) und der Brückenbauanstalt Gg. Noell & Co. in Würzburg (3. Überbau) zugeteilt, während die Lieferung des mittleren Überbaues, sowie die gesamten Entwurfs- und Aufstellungsarbeiten der Firma B. Seibert G. m. b. H. Stahlhoch- und Brückenbau in Aschaffenburg, übertragen wurden.

Für die neuen Überbauten dieser Brücke ergaben sich durch Zurücklegen der Auflagerpunkte an den Widerlagern die neuen Stützweiten zu $41,0 + 44,2 + 41,0 \text{ m}$. Da die Stützweiten nur wenig verschieden sind, wurde für alle Überbauten die gleiche Ausführung beibehalten und nur der Querschnitt der Hauptträger der Mittelöffnung entsprechend vergrößert. Es wurden Vollwandträger mit oben zwischen den Hauptträgern fest eingebundener Fahrbahn aus Längs- und Querträgern gewählt. Für die tragenden Teile der Hauptträger wurde St. 52, für alle übrigen Konstr. Teile St. 37 genommen. Außer dem zwischen den Längsträgern liegenden Schlingerverband wurde nur ein waagerechter Verband in der Untergurtebene angeordnet. Die auf den Obergurt wirkenden waagerechten Kräfte werden durch senkrechte Querrahmen unter jedem Querträger unmittelbar auf die untere Verspannung übertragen und durch diese in die Lager geleitet. An den Enden eines jeden Überbaues wurden Obergurt und Fahrbahnträger mit Endquerscheiben¹ fest verbunden, um eine Überbeanspruchung der äußeren Querträger durch die Verkürzung der Hauptträger zu vermeiden. Die hierdurch erzwungene Mitwirkung der Längsträger bei der Belastung der Hauptträger wurde bei der Querschnittsbemessung der letzteren nicht in Rechnung gesetzt. Zur Entlastung des zweiten Pfeilers, die wegen des ungünstigen Baugrundes sehr erwünscht schien, wurden auf diesem zwei bewegliche Lagerstühle angeordnet. Beide Widerlager erhielten feste Lagerstühle, Pfeiler I sonach ein festes und ein bewegliches Lager.

Der Hauptträgerabstand beträgt 3,7 m. Der Querschnitt der Hauptträger wurde einwandig mit Wandblech, Gurtwinkeln und Deckflacheisen hergestellt (Abb. 13). Das Wandblech erhielt eine Höhe von $3,60 \text{ m} = \frac{1}{11,4} \text{ l}$ bei den Außenöffnungen und $\frac{1}{12,3} \text{ l}$ bei der Mittelöffnung. Bei dieser Höhe des Wandbleches mußte ein Längsstoß in der Mitte angeordnet werden. Die Aussteifung des Wandbleches erfolgte nicht mehr allein durch senkrechte Konstruktionsteile, da die Berechnung ergab, daß hierdurch eine genügende Sicherheit gegen ein Ausbeulen des Wandbleches nicht

mehr erzielt werden konnte, sondern auch durch waagerechte. Besonders ungünstig war die Wirkung der Biegedruckspannungen im oberen Teil des Wandbleches in Feldmitte. Als senkrechte Aussteifungen dienen die Pfostenwinkel der Querrahmen unter den in etwa 4,0 m Abstand liegenden Querträgern. Als

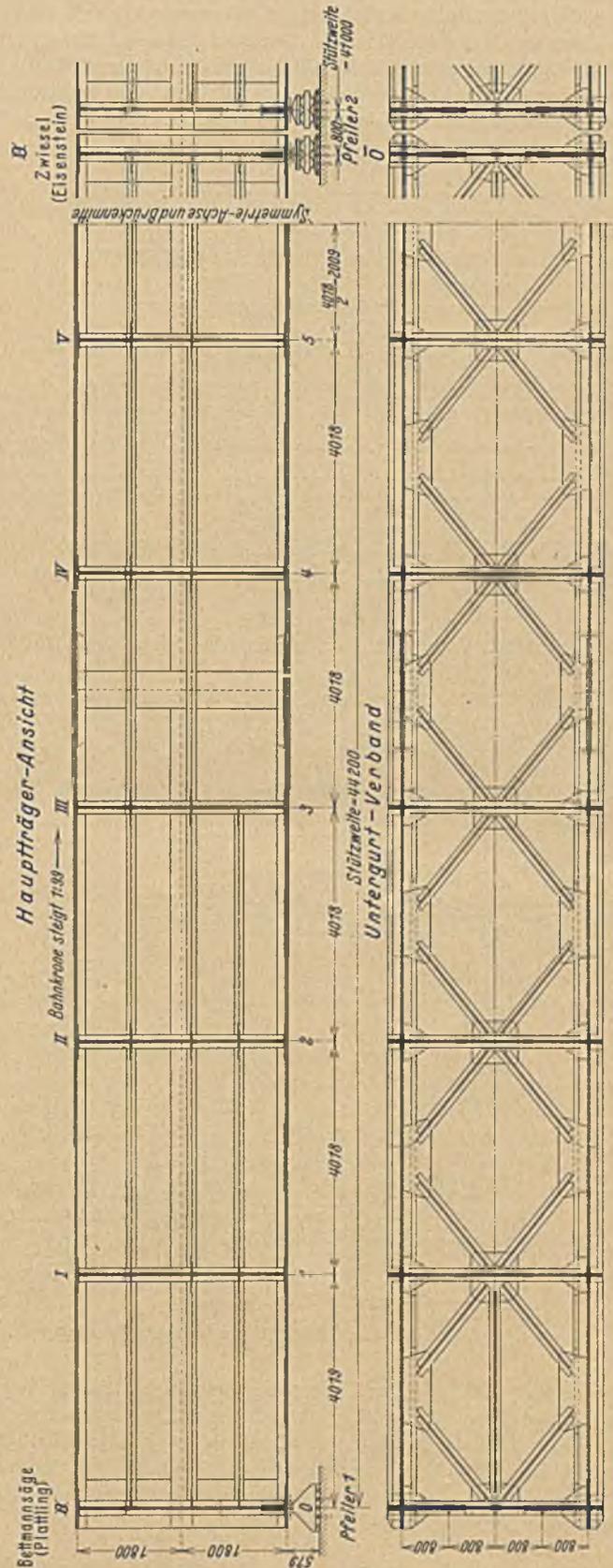


Abb. 13. Hauptträger und unterer Verband, km 119,208.

waagerechte Aussteifungen wurden \perp -Eisen auf der Innenseite der Hauptträger angebracht, die im Längsstoß des Wandbleches und nochmals in der Mitte der oberen Hälfte auf die ganze Länge durchlaufen, in der Mitte der unteren Hälfte aber nur je in den ersten zwei Feldern der äußeren Überbauten und in den ersten drei

¹ Weidmann: Bauing. (1932.) Heft 5/6; Hofmann: Bauing. (1932.) Heft 41/42; Wittenzellner: Bautechn. (1933.) Heft 43.

Feldern der Mittelöffnung notwendig waren. Der Berechnung der Aussteifungen wurden in der Hauptsache die Arbeiten von Timoschenko² und Schleicher³, weiterhin noch die von Bleich⁴ und von Rode⁵ zugrunde gelegt. Berechnet wurde die Stabilität der Plattenfelder unter der Wirkung der Schubkräfte am Auflager und unter der Wirkung der Biegungsdruckspannungen in Feldmitte; ferner die vertikalen Aussteifungen am Auflager und an den Zwischenpunkten, schließlich noch die Längsaussteifungen am Auflager unter der Wirkung der Schubkräfte und in Feldmitte unter der Wirkung der Biegungsdruckspannungen. Die Ausstei-

Die Fahrbahntafel wurde nach der in Bayern üblichen Art ausgeführt⁶. Für die Abdeckung zwischen den Schienen wurden jedoch bombierte Waffelbleche der Firma Werdener Metallwerke in Essen-Werden, verwendet, die ohne Längshölzer unmittelbar auf den Schwellen befestigt werden. Die Schienenstöße wurden geschweißt und zum Ausgleich der Längenänderungen Schienenauszüge über jedem Pfeiler eingebaut. Da die gesamte Brückenslänge 50 m überschreitet und die Obergurte der Überbauten unter der Fahrbahn liegen, wurden entsprechend den Oberbauvorschriften Schutzschienen gegen Entgleisung der Fahrzeuge angeordnet.

Um die Innenseite der Hauptträger, sowie die Fahrbahnkonstruktion jederzeit untersuchen zu können, wurde zwischen den

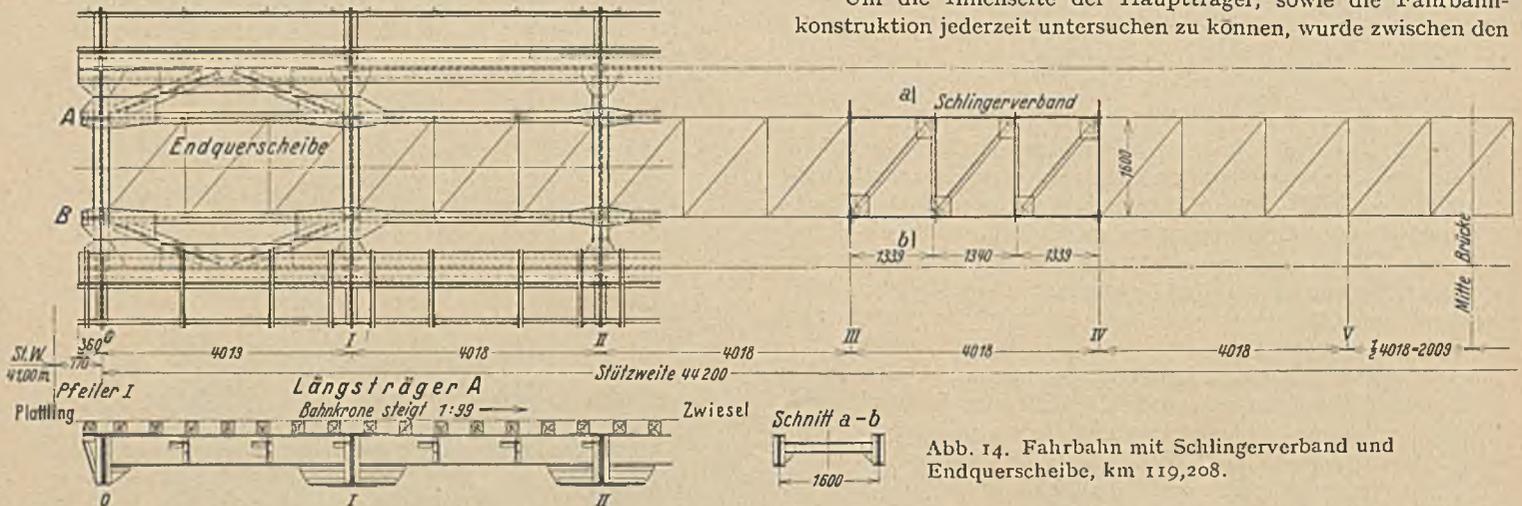


Abb. 14. Fahrbahn mit Schlingerverband und Endquerscheibe, km 119,208.

fung der hohen Wandbleche ist hiernach in reichlichem Maße gesichert.

Die Querträger wurden als Blechträger, zusammengesetzt aus Stehblech und Winkeln, ausgeführt, für die Längsträger konnte noch ein normales I-Profil verwendet werden. Der Abstand der

Hauptträgern ein Besichtigungssteg eingefügt, der auf den Querstäben der unteren Verspannung lagert (Abb. 15). Als Belag wurden „Wema“-Gitterroste der Firma Eberspächer in Eßlingen verwendet. Für die Außenseite der Hauptträger und die Geländerkonstruktion wurden einseitige Besichtigungswagen mit je zwei Plattformen beschafft, die von Hand bedient werden und deren Tragschiene neben dem Untergurt mittels Konsolen an den Hauptträgern befestigt ist, während die waagerechte Führungsschiene oben an den Geländerkonsolen hängt. Die Wagen können über die drei Überbauten durchfahren.

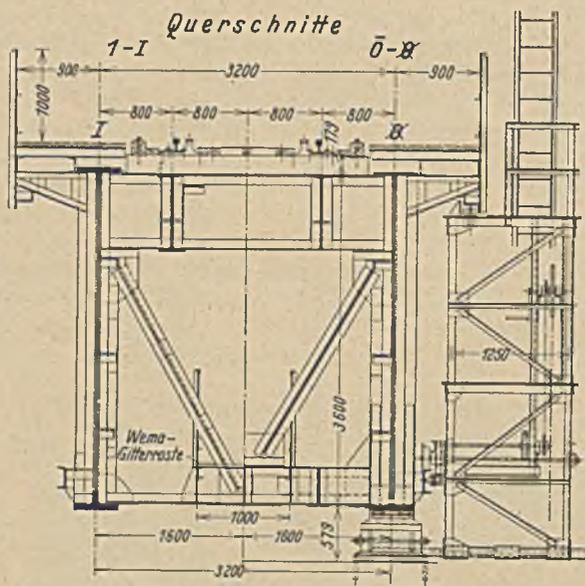


Abb. 15. Querschnitte mit Besichtigungswagen, km 119,208.

Längsträger beträgt 1,6 m. Über die Querträger hinweg wurden die Längsträger oben mit durchgehenden Laschen verbunden, unten wurden kräftige Konsolen angebracht zur Durchleitung der aus den Endquerscheiben kommenden Längskraft. Der Schlingerverband wurde zwischen den Längsträgern versenkt angeordnet, um mit der Schwellenlage nicht in Berührung zu kommen (Abb. 14).

Da bei Brückenbauten aus neuerer Zeit mehrfach festgestellt wurde, daß seit Einführung der Nietformen nach DIN 124 (1922) die Zahl der schlechtsitzenden Niete und zwar sowohl der in der Werkstätte, als auch der auf der Baustelle geschlagenen, anteilmäßig zugenommen hat, wurde mit den Lieferfirmen vereinbart, daß bei den Regenbrücken ein Versuch mit stärkeren Nietten, ähnlich den früheren bayrischen Nietten, gemacht werden sollte. Die neuen Nietten sind am Setzkopf 0,5 mm, am zylindrischen Teil 1,0 mm dünner als die Bohrung, während die entsprechenden Maße bei den DIN-Nietten 1,0 mm bzw. 2,0 mm betragen. Der Versuch hat gezeigt, daß mit den stärkeren Nietten eine bessere Nietung erzielt wird. Voraussetzung ist, daß die Bohrungen ihr richtiges Mindestmaß haben, da sonst die Einbringung der erwärmten Niete Schwierigkeiten bereitet. Mit den neuen Nietten konnten auch die längsten Niete, die in den Montagestößen der Gurtungen in der Mittelöffnung bei einem Durchmesser von 26 mm eine Länge bis zu 113 mm = 4,35 d erreichten, mit Preßlufthämmern ohne Vorstauchen noch einwandfrei fest geschlagen werden. Der Anteil der auszuwechselnden Niete ist durch die Verwendung stärkerer Niete wieder auf das übliche Maß zurückgegangen. Soweit bekannt ist, werden in dieser Hinsicht auch bei außerbayrischen Dienststellen und Brückenbauanstalten schon seit längerer Zeit Versuche unternommen, die ähnliche Ergebnisse zeitigten.

Die Ausführung der Überbauten geschah nach dem bekannten bayrischen Zulageverfahren⁷, so daß auf der Baustelle nur die erst nach Freihängung der Überbauten zu schließenden Bohrungen in den Anschlüssen der Längsträger und der Verspannungsstäbe aufgegeben werden mußten.

(Fortsetzung folgt.)

² Timoschenko: Eisenbau (1921.) Seite 155 u. f.; hierzu Beantwortung von Prof. Kapsch.

³ Schleicher: Bauingenieur (1928.) S. 258 u. Diskussionsbeitrag zum Pariser Kongreß 1932, Schlußber.

⁴ Bleich: Theorie und Berechnung eiserner Brücken, S. 286.

⁵ Rode: Eisenbau (1916.) S. 210.

⁶ Wittenzellner: Bautechnik (1933.) Heft 43.

⁷ ebenda.

DER 314 m HOHE FUNKTURM IN BUDAPEST.

Vom Bauleiter, Dipl.-Ing. Karl Massányi, Ingenieur der Brückenbauabteilung der Königl. ung. Staatlichen Eisen-, Stahl- und Maschinenwerke in Budapest.

Übersicht. Im November 1933 wurde in Budapest die neue Senderanlage von 120 kW in Betrieb gesetzt.

Für Zwecke dieser Anlage wurde ein 314 m hoher Funkturm errichtet, der nicht bloß ein Tragwerk der Antenne, sondern selbst die Antenne ist.

Im Folgenden werden die wichtigsten Konstruktionsteile und die Ausführung der Baustellenarbeiten beschrieben.

Für die neue Budapester Senderanlage wurde als Antenne das System Blaw-Knox¹ gewählt, das sich in Amerika bereits bewährt hat. Die in dem Bericht unter Fußnote 1 erwähnten Dimensionen sind natürlich den Verhältnissen des ungarischen Rundfunks und die Konstruktionsglieder den ungarischen Festigkeitsvorschriften entsprechend abgeändert worden, aber die Gestalt des Mastes und das System der Abspannungen wurde beibehalten.

Die Vorteile, die diesem Mast als Antenne eigen sind, liegen darin, daß er bei gleichzeitiger Abminderung der Raumstrahlung eine erhöhte Oberflächenstrahlung ermöglicht und dadurch die Zone des selektiven Fadings bis auf 150 km hinauschiebt. Dieses Ziel ist derzeit nur mit der Vertikalantenne zu erreichen, und da sich das behandelte System der Vertikalantennen für alle mittleren Wellenlängen eignet — fast alle europäischen Radiostationen gehören dahin — besteht die Möglichkeit, daß noch etliche Antennenmaste dieser Art errichtet werden. Deshalb erscheint es lohnenswert, einiges über die Konstruktion und die Ausführung des Funkturmes zu berichten.

1. Die Stahlkonstruktion.

Die Stahlkonstruktion hat die Gestalt von zwei, mit den Grundflächen übereinander gesetzten, quadratischen Pyramidenstümpfen (Abb. 1). Der größte Querschnitt liegt in rd. 141 m Höhe, seine Seitenlänge mißt 14,65 m. Von dieser Stelle aus verjüngt sich die Konstruktion nach oben und unten, so daß die Fußbreite 0,65 m und die Gipfelbreite in einer Höhe von 284 m 1,35 m beträgt. Acht vom mittleren Querschnitt ausgehende Stahl-drahtseile spannen den Turm an mächtige Betonfundamente ab und sichern seine Stabilität. In der unteren Hälfte ist der Eckstiel in einer, in der oberen Hälfte in drei, zur Vertikalen verschieden geneigten Geraden geführt. Die Seitenflächen sind mit Fachwerk ausgefüllt. Die Art der Vergitterung ist verschieden: dort wo die Turmbreite gering ist, ist ein einfaches, an anderen Stellen aber ein doppeltes Diagonalsystem angewendet, welches letzteres als Zugdiagonalsystem berechnet wurde.

Die Schußhöhe beträgt mit Ausnahme des untersten und des obersten Schusses durchweg 7,60 m. Zur Sicherung der Quersteifigkeit sind in jeder zweiten Etage, also rd. alle 15 m Querverbindungen angebracht und außerdem sind alle Ecken, in denen Horizontalstreben zusammentreffen, mit Winkeleisen versteift.

Wie bereits erwähnt, ergreifen die Abspannseile die Konstruktion in der Höhe des größten Querschnittes. An dieser Stelle ist ein Trägersystem ausgebildet, das sowohl die waagerechten wie

auch die lotrechten Seilkraftkomponenten aufzunehmen vermag. Dieses System besteht aus einem Gürtelträger und einem mit dessen Obergurt verbundenen waagerechten Rahmen (Abb. 2). Die inneren Eckpunkte des Rahmens sind auf die Untergurtnotenpunkte des Gürtelträgers abgestützt.

Die acht Seile sind so angeordnet, daß sie im Aufriß mit den Diagonalen des Mastes Winkel von 22,5° einschließen. Die Seile

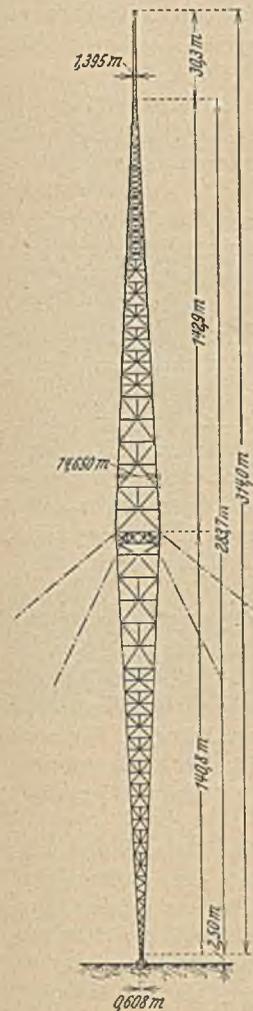


Abb. 1. Seitenansicht des Turmes.

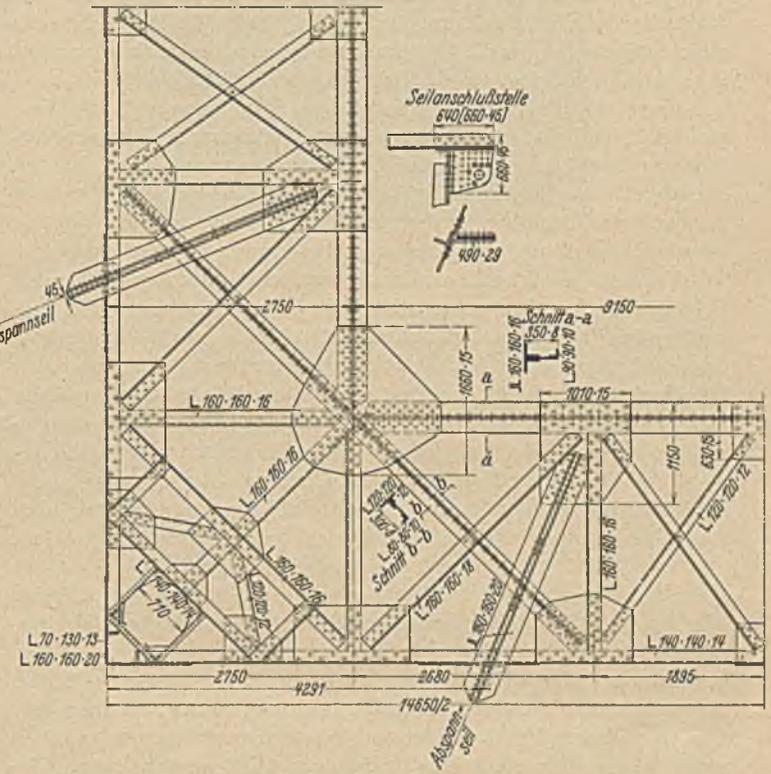


Abb. 2. Waagerechter Querrahmen an der Seilanschlußstelle

ergreifen den Turm also nicht an den Eckstielen, welcher Umstand die mächtigen Dimensionen der vorerwähnten Anschlußkonstruktion bedingt.

Der als Gitterkonstruktion ausgebildete Turmteil erstreckt sich bis zu einer Höhe von 284 m. Ein die Gitterkonstruktion um 30 m überragendes, sich ständig verjüngendes Stahlrohr bildet die Spitze des Mastes. Sein Durchmesser nimmt von 325 auf 80 mm ab. Das Stahlrohr ist zwischen den im obersten Turmteil eingebauten Führungsröhren verschiebbar und in diesem Bereiche an beliebiger Stelle zu befestigen. Diese Einstellbarkeit der Mastspitze bezweckt die jedenfalls in Grenzen gehaltene, elektrische Abstimmbarekeit der Antenne, sie bietet also die Möglichkeit zur Änderung der Wellenlänge.

In einer Turmecke führt eine mit Schutzgurt versehene Leiter bis zum Gipfel hinauf. In Abständen von 40—60 m sind kleine Plattformen zum Ausruhen angebracht.

Als Belastung wurde bei der statischen Berechnung ein nach oben zunehmender Winddruck angenommen, u. zw.

von 0—40 m	120 kg/m ²
„ 40—100 m	150 „
„ 100—150 m	175 „
„ 150—200 m	200 „
über 200 m	250 „

Die dem Winde ausgesetzten Flächen wurden der wirklichen Lage gemäß angenommen, und es wurde dabei für die im Windschatten liegenden Flächen ein Zuschlag von 50% der direkt getroffenen Flächen in Rechnung gezogen.

¹ Vgl. die kurze Abhandlung über dieses System in Jg. 14 (1933), H. 23/24 d. Zeitschrift.

Das Konstruktionsmaterial ist Flußstahl mit der Mindestfließgrenze von 2400 kg/cm². Als zulässige Spannungen waren zugrunde zu legen:

- für Zug und Biegung 1600 kg/cm²
- für Druck im Falle $l : i = 100$ $\sigma_k \leq 1600 - 9 (l : i)$ kg/cm²
- für Druck im Falle $l : i = 100$ $\sigma_k > 7\,000\,000 (l : i)^2$ kg/cm²

Die Eckstiele sind mit Ausnahme der obersten Schüsse, wo einfache Winkeleisen Verwendung fanden, durchweg aus drei Winkeleisen und zwei Stegblechen zusammengesetzt (s. Abb. 2). Die Stäbe wurden im Werk vernietet, bei der Montage wurden jedoch zu den Anschlüssen ausschließlich Schrauben verwendet. Die Breite der Eckstiele ist in der unteren Masthälfte, wo sich die maßgebenden Kräfte kaum ändern, bis auf eine kurze Strecke gleichbleibend; gegen die Mitte zu ist sie wegen der größeren Knicklänge erhöht; in dem Oberteil nimmt sie allmählich ab.

Zum Anschluß der Diagonalen und Streben wurden im allgemeinen keine Knotenbleche verwendet. Solche waren nur zur Verbindung der Glieder des Seilanschlußträgers und noch in den obersten Schüssen notwendig, wo die Eckstielbreite zum Einsetzen der erforderlichen Schraubenanzahl nicht ausreichte. Gerade zwecks Vermeidung der Knotenbleche wurden alle aus einfachen Winkeleisen bestehenden Diagonalen mit dem abstehenden Schenkel nach außen gelegt. Die mit Querverbindung nicht versteiften Horizontalstreben bestehen zwar aus je zwei Winkeleisen; da sie aber ausschließlich Druckkräfte übertragen, hat man sich bei ihren Anschlüssen begnügt, das äußere Winkeleisen auf dem Eckstiel zu führen, während das innere durch einen Winkel angeschlossen wurde. Es muß jedoch hierzu bemerkt werden, daß sowohl die Diagonalen, als auch die Horizontalstreben verhältnismäßig kleine Stabkräfte zu übermitteln haben, so daß bei ihren Anschlüssen stets auch überzählige Schrauben vorhanden sind.

Die Stahlkonstruktion hat ein Gesamtgewicht von 230 t. Sie steht auf einem Grundisolator, um von der Erde isoliert zu sein. Für den Fall, daß dieser Grundisolator auf irgendwelche Weise beschädigt werden sollte, ist eine Hebevorrichtung vorgesehen. Diese besteht aus einem Portalrahmen, dessen Horizontalriegel durch Schrauben am Turmfuße befestigt werden kann. Zwischen den Stielen und dem Fundamente sind Wasserpressen einzusetzen, mit welchen das Heben des Mastes bewerkstelligt werden kann. Obwohl der Hub nur einige Zentimeter zu betragen braucht, muß hiermit gleichzeitig ein entsprechendes Nachlassen der Abspannseile verbunden werden.

Die Turmkonstruktion ist nicht nur ein Tragwerk, sie ist auch zugleich die Antenne selbst. Deshalb müssen wir auch auf ihre elektrische Ausstattung hinweisen, wobei vorerst erwähnt werden muß, daß es sich hier nicht um eine verzinkte, sondern um eine anzustreichende Konstruktion handelt, welche ihren ersten Grundanstrich noch vor der Montage erhalten hatte. Da infolgedessen die elektrische Leitfähigkeit, besonders an den Anschlußstellen, nicht vollkommen gesichert erschien, wurden an den vier Ecken Kupferkabel von je 150 mm² Querschnitt, weiter an den Seitenflächen des mittleren, sich auf 140 m Länge erstreckenden Bereiches noch acht Seile von je 50 mm² Querschnitt ausgespannt und mit der Konstruktion und untereinander in elektrische Verbindung gebracht. Die vier Eckkabel sind mit der feuerverzinkten Stahlrohrstange gleichfalls verbunden.

Der Turm ist mit Rücksicht auf die Luftfahrt bei Nacht beleuchtet. Die zu diesem Zwecke notwendigen, wie auch jene Kabel, welche zur elektrischen Fernregistrierung der in rd. 240 m Höhe aufgestellten meteorologischen Instrumente benötigt werden, sind zur Erleichterung ihrer Zugänglichkeit in jener Turmecke hochgezogen, in welcher die Leiter hinaufführt.

2. Der Mittelpfeiler und die Verankerungsblöcke. Der vom Turme herrührende Auflagerdruck beträgt im ungünstigsten Falle rd. 480 t. Um dieses Gewicht der Tragfähigkeit des Baugrundes entsprechend zu verteilen, wurde das Eisenbetonfundament unterirdisch auf 6×6 m Querschnitt erweitert. Die Gründungstiefe beträgt 3,5 m. Die Bodenbeanspruchung bleibt unter 2 kg/cm².

Die Verankerungsblöcke sind vom Mittelpfeiler 178 m weit entfernt. Die den Block angreifende Seilkraft mißt im maßgebenden Falle 72,5 t; ihre Richtung schließt mit der Horizontalen einen Winkel von 40° ein. Die Gestalt und die Dimensionen des Ankerblockes (Abb. 3) wurden so gewählt, daß die aus der Seilspannung und dem Fundamenteigengewicht resultierende Kraft auf der Gleitfläche nahezu normal steht und daß der Gleitwiderstand zwei-

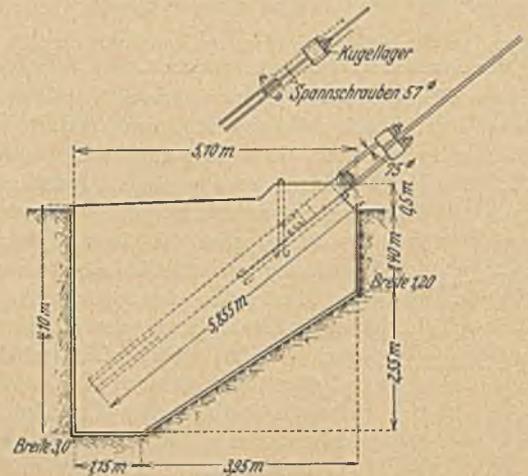


Abb. 3. Der Verankerungsblock mit der Seilbefestigungs- und Spannvorrichtung.

fache Sicherheit bietet. Bei der Beurteilung der Gleitsicherheit wurde der passive Erddruck nicht in Betracht gezogen. Sein Wert wurde als eine Reserve für den Fall einer evtl. Bodendurchnässung behandelt, in welchem Falle sich nämlich der Gleitkoeffizient verringern würde. Der Betonblock ist im Aufriß keilförmig ausgestaltet worden, um seinen Schwerpunkt nach hinten zu verschieben.

Die Seilkraft wird durch Flacheisenlaschen in das Innere des Betonkörpers geführt. Die möglichst tief angebrachten Querdone übertragen die Kraft. Die Flacheisenlaschen laufen vom Seilanschluß an zuerst parallel in einem Abstände von 100 mm, divergieren aber, nachdem sie in das Fundament eingedrungen sind. Der Baugrund ist reiner Sand, der Rauminhalt eines Abspannfundamentes beträgt rd. 40 m³.

3. Die Abspannseile. Die Ermittlung der Seilkräfte geschah durch den mit der Kontrolle der Entwurfs- und Ausführungsarbeiten betrauten Ministerialrat, Dipl.-Ing. Paul T a n t ó nach der von Dr.-Ing. Josef B a r t a stammenden und im „Bauingenieur“ (1933) Heft 33/34 veröffentlichten Theorie. Wie nach der Montage festgestellt werden konnte, hat diese Berechnungsweise tadellose, mit der Wirklichkeit recht gut übereinstimmende Resultate ergeben.

Als den die Höchstbelastung erzeugenden Fall wurde der bei -5° C wirkende gesamte Winddruck und ein gleichzeitiger Eisbeschlag an den Seilen betrachtet. Der aus diesen Umständen berechnete Wert der Seilkraft, einschließlich der Vorspannkraft von 32 t, hat sich für das obere Seilende mit rd. 75 t ergeben, die das Seil nach den Vorschriften mit einer 3,5fachen Sicherheit zu tragen hat.

Das aus feuerverzinkten, 3,8 mm starken Drähten geflochtene Seil wurde in sieben Litzen zu je 19 Drähten hergestellt. Der Durchmesser des fertigen Seiles mißt 58 mm.

Die Gesamtlänge eines Seiles beträgt 221 m. Um den Turm und auch die Seile von der Erde zu isolieren, ferner um die Möglichkeit einer auf die Funkwellenlänge einwirkenden elektrischen Abstimmung der Seile auszuschließen und somit die Strahlungsverluste auf ein Mindestmaß zu beschränken, wurden die Seile aus kürzeren Stücken zusammengesetzt. Die Verbindung dieser Seilstücke geschah durch Porzellanisolatoren, welche in Stahlgußformen derart eingefast sind, daß sie auf Druck beansprucht werden.

Das Seilmaterial hatte eine Bruchfestigkeit von 170 kg/mm²; die Elastizitätsgrenze lag bei 2/3 der Bruchfestigkeit, die Fließgrenze

bei 135 kg/mm^2 , und der Elastizitätsmodul wurde zu mindestens $14\,000 \text{ kg/mm}^2$ festgestellt. Die elastische Dehnung sollte 4—6% auf einer Meßlänge von 200 mm betragen.

Um die bleibende Dehnung zu eliminieren und dieses Maß bei der Längenbestimmung der Seile in Rechnung nehmen zu können, und schließlich zur Prüfung der Seile wurden sie mit einer Kraft von 150 t vorgereckt. Dann wurden die nach unten zu liegenden kommenden, 30 m langen Seile an ihren untersten, also auch nach der Montage erreichbaren Stellen mit je zwei Gußringen aus Blei-Zinklegierung versehen. Der Abstand der beiden Gußringe war 5,0 m. Dann wurden die Seile wieder einzeln mit 32 t angespannt; in diesem Zustande wurde die Länge eines aus dem Seilmaterial hergestellten Meßstabes (5 m) auf die polierten Flächen der Gußringe aufgetragen. Mit diesem Vorgehen hat man eine sehr einfache Methode zur Messung einer Seilkraft von dieser Größe gefunden, denn es ist klar, daß der Zeichenabstand mit der Meßstablänge nur dann wieder übereinstimmt, wenn die Seilkraft den Wert von 32 t erreicht.

Die vorher entsprechend gespreizten Seilenden wurden für die Anschlüsse mit Zinklegierungen kegelstumpfförmig abgeschlossen. Diese konischen Endstücke bildeten sehr sichere Anschlüsse an die Stahlgußformen der Seilisolatoren.

4. Die Isolatoren. Der Grundisolator hat eine Höchstbelastung von 480 t zu tragen und dabei auch den Erfordernissen hinsichtlich Hochfrequenzspannungen (Isolation, Kapazität und Erwärmung) zu entsprechen. Die an dieser Stelle herrschende Hochfrequenzspannung beträgt im Höchstfalle 18 000 V.

Der Grundisolator besteht aus vier Stahlgußstücken, welche mit hohlen, kegelstumpfförmig ausgebildeten Porzellankörpern so zusammengesetzt sind, daß sie ein Kugelgelenk darstellen (Abb. 4). Zur Aufnahme des Horizontal-schubes ragt aus der unteren Stahlhalb-kugel ein Zapfen in die entsprechende Höhlung des oberen Gelenkteiles. Das hier verwendete Stahlmaterial ist Vanadium-stahl, dem für die Gelenkteile noch Chrom und Nickel zugesetzt ist. Die Lücke zwischen dem Stahl und dem Porzellan ist mit Zement ausgefüllt.

Die Konstruktion der Seilisolatoren ist aus Abb. 5 zu entnehmen. Bei einem Seile sind deren insgesamt fünf angeordnet, und

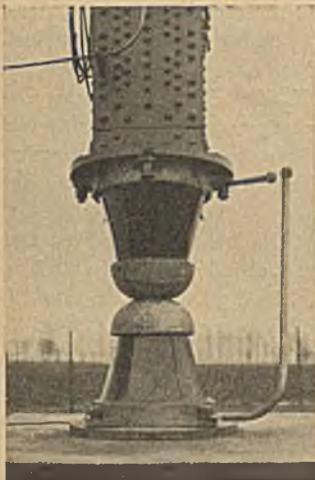


Abb. 4. Der Grundisolator.

zwar zwei gleich beim Anschlusse an die Konstruktion und drei auf die Seillänge verteilt.

In Anbetracht der Größe der Seilkraft wurde das Material der Stahlgußkörper so gewählt, daß ihr Gewicht möglichst gering ausfiel. Es sind Stoffe von $6\text{—}10 \text{ t/cm}^2$ Bruchfestigkeit verwendet worden. Das Porzellanmaterial erwies sich bei den Proben äußerst widerstandsfähig, seine Bruchfestigkeit erreichte den Wert von $5,6 \text{ t/cm}^2$. Das untere Ende des tiefstliegenden Seilstückes ist nicht isoliert, es schließt sich unmittelbar an eine Stahlgußform an, welche zur Aufnahme der Befestigungs- und Spansschrauben geeignet ist.

5. Die Montagearbeiten. Die Gründungsarbeiten wurden im Frühjahr 1933 begonnen, so daß beim Beginn der Montagearbeiten vollkommen abgebundene Fundamente zur Verfügung standen. Nachdem der Grundisolator auf seinen Platz gestellt war, wurde die Montage mit dem Hochziehen des untersten, aus dem Werke vollständig vernietet gelieferten, 12 m hohen Schusses begonnen. Dieser Teil wurde provisorisch abgespannt, dann wurde ein hölzerner Hilfsmast eingezogen, mit dessen Hilfe drei Etagen der Konstruktion montiert und die Bestandteile des Montagekranes an Ort und Stelle befördert werden konnten.

Der Montagekran (Abb. 6) war auf einem eisernen Krankorb aufgebaut, welcher durch Drahtseilflaschenzüge an die Turmkonstruktion gehängt war und der zur Aufnahme der elektrischen Hebevorrichtung konstruiert wurde. Aus seiner Mitte erhob sich ein 12 m hoher stählerner Rohrmast und ein um diesen drehbarer 14,5 m langer Auslegerarm. Die beiden standen auf einem gemeinsamen Kugelgelenk. Die Spitze des Kranmastes war an die Stahl-

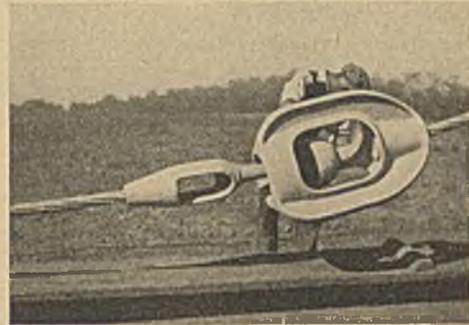


Abb. 5. Der Seilisolator.

konstruktion abgespannt, so daß er den Auslegerarm fest zu halten vermochte. Das Lastseil war über Auslegerarm- und Mastspitze, dann durch das Innere des Mastrohres zum Antrieb (System H e c k e l) geführt und trug am untersten Ende ein Gegengewicht, das zur Erzielung der nötigen Seilreibung verwendet wurde. Das Gegengewicht bewegte sich im Inneren des Turmes. Der Kran wurde für eine Nutzlast von 1,35 t konstruiert.

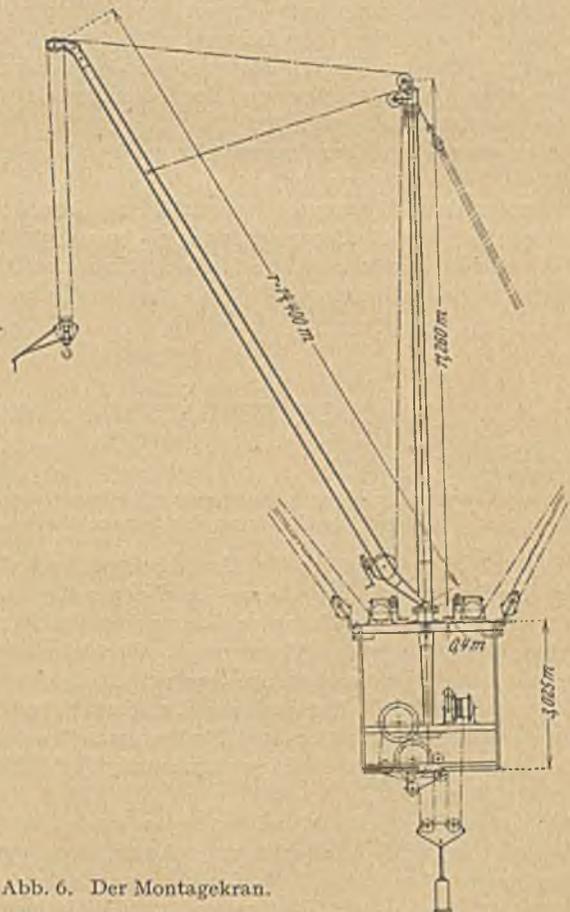


Abb. 6. Der Montagekran.

Mit dieser Vorrichtung wurde die Montage fortgesetzt, und mit dem Auslegerarm selbst konnten die weitest entfernten Konstruktionsecken erreicht werden. Der Kran wurde nach Errichtung einer jeden Etage durch handbetriebene Winden und die oben erwähnten Drahtseilflaschenzüge höher befördert. Die Stabilität des Turmes wurde, solange man die endgültigen Abspannseile nicht an-

bringen konnte, durch provisorische Seile gesichert. Diese wurden nach Maßgabe des Baufortschrittes immer höher und höher befestigt.

Die behelfsmäßigen Verankerungsseile wurden von 35 m Turmhöhe angefangen an den endgültigen Ankerblöcken befestigt.

Es waren zu jedem Fundament zwei, zusammen also 16 provisorische Abspannseile in Verwendung, die den Mast in zwei verschiedenen Höhen erfaßten. Jedes Seil war über eine am Betonkörper befestigte Seilscheibe geführt. Die beiden Seilzweige wurden in der Nähe der Scheibe durch Rollen dicht nebeneinander geführt, so daß sie gegenseitig verklemmt werden konnten. In diesem Falle konnte das zur Anspannungsvorrichtung führende Seilende freigelassen werden, d. h. jene wurde zum Anspannen eines anderen Seiles freigegeben.

War nun die Konstruktion mit 2—3 Etagen über das obere Abspannseil hinaus gewachsen, so bedurfte sie einer von ihrem höchsten Punkte ausgehenden neuen Verankerung. Zu diesem Zwecke wurde das untere der übereinanderliegenden Seile herangezogen. Das freie Seilende wurde dann angespannt, die Klemmen entfernt und das Seil ganz nachgelassen. Dann wurde die Verbindung zwischen dem oberen Seilende und der Konstruktion gelöst, und nach Höherbeförderung an der passenden Stelle wieder hergestellt, sodann das freie Seilende angespannt und die beiden Seilzweige verklemmt.

Die Stahlkonstruktion mußte während der Errichtung möglichst genau lotrecht stehen. Zur ständigen Kontrolle dieser Bedingung waren zwei Instrumentenstellungspunkte fixiert. Beim Umspannen der Abspannseile waren gleichzeitig stets vier solcher Punkte beobachtet worden, deren Horizontalkomponenten sich gegenseitig aufhoben und so keine Drehung des Turmes bewirkten. Mit diesen vier Seilen konnte man — bevor sie verklemmt wurden — den Turm in die richtige Lage bringen. Für den Fall, daß eine Regulierung nach der Verklemmung notwendig werden sollte, waren zwischen den Seilscheiben und den Betonfundamenten einfache Spansschrauben angebracht.

Die provisorischen Verankerungsseile gingen stets von quer-verstrebten Turmknotenpunkten aus.

Die endgültigen Abspannseile wurden in Stücken, so wie sie geliefert worden waren, hochgezogen, denn ein komplettes Seil wog 4,2 t. Die Verbindung der einzelnen Teile mußte in der Höhe vorgenommen werden. Nachdem alle Seile an den Turm gehängt

waren, wurden sie zu viere, von den je zwei in derselben Vertikalebene hingen, angespannt. Das Anspannen der Seile wurde in verschiedenen Stufen durchgeführt: zuerst wurde zu diesem Zwecke eine Winde mit einem einfachen Drahtseil verwendet, dann wurde ein Seilflaschenzug eingeschaltet, und als die Spannung noch größer wurde, hat man noch je einen Kettenflaschenzug zur Hilfe herangezogen. Das Abspannseile erreichte die Spansschrauben bei einer rechnungsmaßigen Seilspannung von 7 t. Es wurden pro Seil zwei Spansschrauben von 57 mm Durchmesser verwendet (Abb. 3).

Nachdem alle acht Seile die gehörige Spannung erhalten hatten, wurden die behelfsmäßigen Abspannseile entfernt. Die Montage war inzwischen fortgesetzt worden, und die Konstruktion wurde auf dem bereits beschriebenen Wege bis nahe der Spitze fertiggestellt. Im obersten Mastteile hatte der Krankorb keinen Platz, und da man hier den für die übrige Arbeit zu großen Auslegerarm auch entbehren konnte, wurde er abmontiert. An seiner Stelle wurde an die Spitze des Kranmastes ein kleiner drehbarer Arm aufgesetzt und die Montage mit dessen Hilfe beendet. Während dieser letzten Arbeitsperiode blieb der Krankorb samt Antrieb an derselben Stelle, es wurde nur der Kranmast immer wieder höher befördert.

Als letztes Stück der Konstruktion wurde der 36 m lange Stahlrohrstab hochgezogen. Das Rohr wurde in zwei Stücken in die Höhe gebracht und an seiner endgültigen Stelle zusammengesetzt.

Der Grundisolator war während der Dauer der Montage gegen evtl. herabfallende Gegenstände mit Pfosten fest umkleidet. Diese Vorsicht erwies sich zwar nachträglich als nicht notwendig, denn die Monteure haben auch in dieser Beziehung tadellos gearbeitet. Sie wurden jedenfalls von schwierigen, ermüdenden Arbeiten womöglich verschont; sie hatten z. B. den Turm nicht zu besteigen um an ihre Arbeitsstelle zu gelangen, sondern hierfür war ein Aufzugkorb vorgesehen. Dieser Gedanke bezweckte in erster Linie die Sicherheit der Leute und die bessere Ausnützung der Arbeitszeit.

Die Baustellenarbeiten nahmen samt allen Nebenarbeiten vier Monate in Anspruch. Sie wurden, wie auch die Entwurfsarbeiten, durch die Brückenbauabteilung der Königl. Ung. Staatl. Eisen-, Stahl- und Maschinenwerke Budapest ausgeführt; der Verfasser nahm an ihnen lebhaften Anteil.

DER NEUBAU DER ALZBRÜCKE IN SEEBRUCK AM CHIEMSEE.

Von Dipl.-Ing. E. Lewicki.

Übersicht. Allgemeine konstruktive Anordnung. Fundierung. Ausbildung des Überbaus. Beschreibung der Bauausführung.

Die alte Holzbrücke über die Alz in Seebruck am Chiemsee im Zuge der Staatsstraße Rosenheim—Salzburg genügte mit ihrer Breite von nur 4 m dem außerordentlich starken Verkehr auf der genannten Straße in keiner Weise mehr. Der bayrische Staat ersetzte sie deshalb im vergangenen Sommer durch eine neuzeitliche Eisenbetonbrücke. Entwurf und Bauleitung des Neubaus lagen in der Hand des Straßen- und Flußbauamts Traunstein, die Ausführung erfolgte durch die Bauunternehmung J. Wahler & Co. G. m. b. H., München.

Die Entwurfsbearbeitung, bei der besonders auf einen wenig tragfähigen Baugrund Rücksicht zu nehmen war, ergab eine 115,60 m lange Eisenbeton-Balkenbrücke nach dem Gerberträger-System, die auf acht Pfeilern und zwei Widerlagern ruht. Die neun Brückenöffnungen haben je 12,80 m Stützweite. Drei Längsbalken tragen die 6 m breite Fahrbahn, aus der auf jeder Seite ein 1,45 m breiter Gehsteig auskragt (Abb. 1). In flachem Bogen schwingt sich die Brücke mit paralleler Ober- und Unterkannte über den Fluß und fügt sich in ihrer Schlichtheit unauffällig in das Landschaftsbild ein (Abb. 2).

Die Pfeiler und Widerlager sind innerhalb teils hölzerner, teils eiserner Spundwände auf 8 m langen Holzpfählen von 30 cm Durchmesser gegründet, deren jeder eine Tragfähigkeit von etwa 9—10 t besitzt. Es machten sich so für die einzelnen Pfeiler Roste von bis zu 42 Pfählen erforderlich, die auf einer Fläche von 10 × 3 m unterzubringen waren. Die Pfeileraufstandsflächen sind als tragend nicht in Rechnung gestellt worden.

Der Eisenbeton-Berechnung des Überbaus ist ein Spannungsverhältnis von 60/1200 kg/cm² zugrunde gelegt, was den Nachweis einer 28tägigen Beton-Würfeldruckfestigkeit von 210 kg/cm² erforderlich machte. Die Armierung der Hauptbalken bilden Rundstahleisen \varnothing 36 mm in zwei Lagen (Abb. 3). Durch feste und bewegliche Stahlgußlager aus Stg. 52/81 ist sowohl auf den Pfeilern und Widerlagern, als auch in den Balkengelenken eine den statischen Annahmen genau entsprechende Auflagerung erzielt worden.

Die Fahrbahnisolierung besteht aus zwei geklebten Lagen asphaltierter Gewebeplatten, die Abdichtung der Gelenkfugen aus Kupferblechrinnen, die gleichzeitig der Innenentwässerung dienen (Abb. 4). Eine Betonschicht von 4 cm Stärke schützt die Isolierung und bildet die Unterlage für die 4 cm starke Teertränkdecke der Fahrbahn. Die Gehsteige sind mit 2 cm starkem Gußasphalt be-

legt und durch Granitrandsteine gegen die Fahrbahn abgegrenzt. Das Brückengeländer wird durch zwei Lärchenholz-Holme zwischen Eisenbeton-Pfosten gebildet. Durch 20 gußeiserne Einfallschächte erfolgt die Oberflächenentwässerung der Brücke.

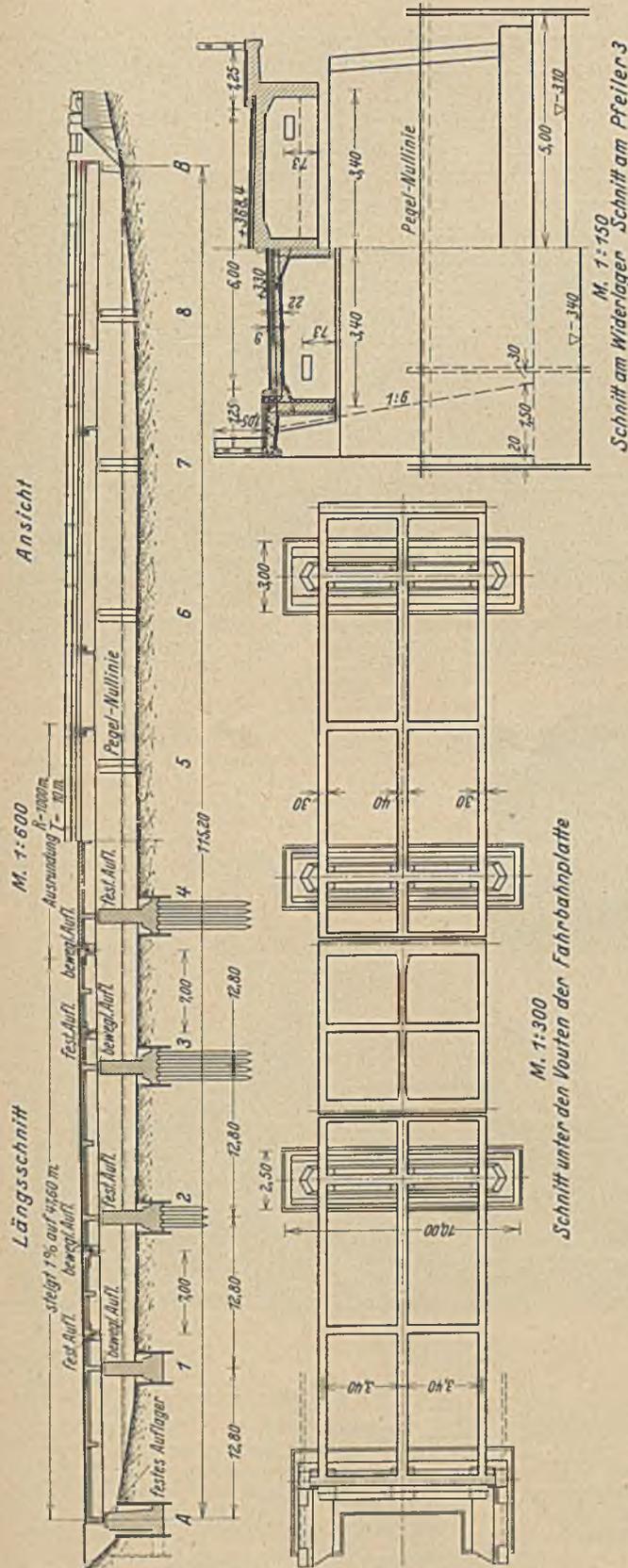


Abb. 1. Längs- und Querschnitt, Ansicht und Grundriß.



Abb. 2. Ansicht der fertigen Brücke.

gerüstpfählen in 27 Jochen begonnen. Die fertigen Lehrgerüstjoche dienten zunächst zur Herstellung eines Arbeitsgerüsts für die zu den Gründungsarbeiten erforderlichen Baumaschinen. Auf

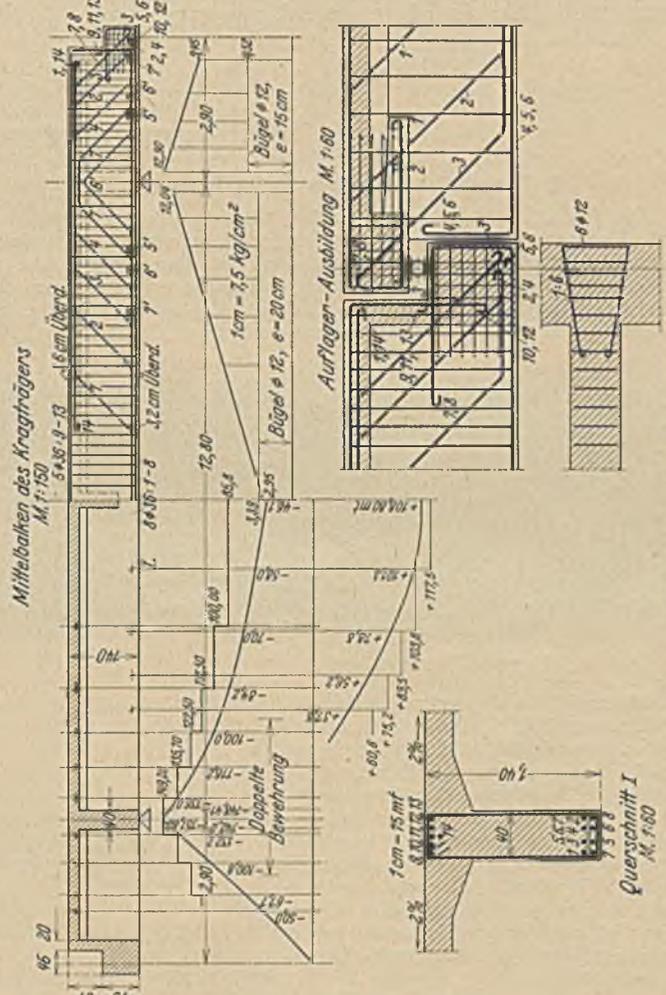


Abb. 3. Armierung eines Hauptbalkens.

Im März 1933 begann die Bauausführung, nachdem bereits im Winter vorher unmittelbar oberhalb der Neubaustelle eine Notbrücke errichtet worden war, bei der die alte hölzerne Überbaukonstruktion Wiederverwendung gefunden hatte. Nach Sprengung der alten Joche wurde vom rechten Ufer aus mit einer schwimmenden elektrisch betriebenen Freifallramme die Rammung von 185 Lehr-

diesem Gerüst rückte eine zweite Freifallramme zur Rammung der Spundwände vor. Fünf Baugruben konnten mit 10 cm starken Holzspundwänden umschlossen werden, dann aber machte der nach dem linken Ufer zu immer größer werdende Rammwiderstand (Rollkiesschichten) die Verwendung eiserner Spunddielen erforderlich (System Larssen II). Durch elektrisch betriebene Kreiselpumpen erfolgte die Wasserhaltung in den Baugruben. Ein kleiner Greifer mit Rohölmotor förderte vom Arbeitsgerüst aus den Baugrubenaushub. Auf einem längs der Brücke gebauten Transportsteg wurde in Muldenkippern das Aushubmaterial zur Kippstelle gefahren, wo es zur Aufhöhung des Ufers Verwendung fand.

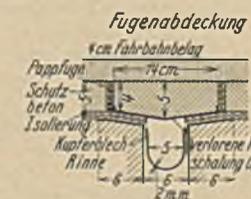


Abb. 4. Fugenabdeckung.

Für die Rammung der 270 Stück Fundamentpfähle hatte man eine Klein-Dampftramme von 700 kg Bärge wicht mit getrennten, fahrbaren Dampfkessel gewählt. Ein eigens für diesen Zweck gebauter Ramm-Untervagen überbrückte die volle Breite der Baugruben und ermöglichte eine von keinem Gerüst behinderte Bestreichung der Rammfläche.

Der gesamte Beton wurde in einer stationären Mischanlage am rechten Widerlager gemischt und mit Muldenkippern teils auf dem Arbeitsgerüst, teils auf dem seitlichen Transportsteg zur Verwendungsstelle befördert. Der Betonkies mußte aus einer nahen Grube angefahren werden. Für die Eisenbetonkonstruktion war auf Grund von Versuchen über die günstige Kornzusammensetzung eine Verbesserung des Grubenkieses durch Aussortieren der großen Steine und durch Zusatz von Kieselsteinen 15/25 mm notwendig. Der Wasserzusatz des Eisenbetons betrug 11% und ergab bei der Setzprobe ein Ausbreitmaß von 55 cm. Bei Verwendung von Handelszement des Werks Lengfurt-Wetterau erreichte man eine mittlere Druckfestigkeit von $W_b 28 = 215 \text{ kg/cm}^2$.

Die Überbau-Schalung wurde auf eisernen Trägern aufgestellt, die sich zwischen den Lehrgerüstjochen auf etwa 4,30 m frei spannten, als Absenkvorrichtung waren Schraubenspindeln eingebaut. Die Herstellung der Lehrbinder erfolgte serienmäßig auf dem Zimmerplatz.

Die zur Verfügung stehende Bauzeit erlaubte es, die Schalung des ersten Brückendrittels für das letzte Drittel wieder zu verwenden.

Für das Schneiden und Biegen der 75 t Rundeisenlagen standen Maschinen mit elektrischem Antrieb zur Verfügung. Gestoßene Eisen kamen nicht zur Verwendung, sondern sämtliche Eisen wurden in ganzen Längen (bis zu 25 m) eingebaut.

Sämtliche Lehrgerüstpfähle und Spundwände mußten in Höhe der Flußsohle abgeschnitten werden, wozu für die eisernen Larssendielen Taucher mit Unterwasserschneidgerät eingesetzt wurden.

Nach reibungslose m Verlauf der Bauarbeiten konnte die Brücke im Oktober 1933 dem Verkehr übergeben werden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE

Wasserkraftanlage Safe Harbor.

Die Wasserkraftanlage Safe Harbor auf dem Flusse Susquehanna liegt 16 km unterhalb der Stadt Columbia, 50 km von der Flußmündung, oberhalb der Wasserkraftanlagen Holtwood und Conowingo. Die drei Wasserkraftanlagen nutzen zusammen ein Gefälle von über 60 m aus, davon Safe Harbor ein Bruttogefälle von rd. 17,0 m bei einer für den endgültigen Ausbau vorgesehenen Leistung von 510 000 PS.

nur ein Teil derselben zur Wasserableitung vorgesehen und der Rest als Staumauer ausgebildet. Die Krone des Wehrteiles liegt dementsprechend besonders tief (+59,44 m). Durch diese Anordnung sollen beträchtliche Ersparnisse erzielt werden sein, da das Volumen der Staumauer geringer als das des Wehrüberlaufes + Wehrpfeiler ist, das Volumen des Wehrteiles bei tieferliegender Krone sowie das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion der Verschlüsse bei geringerer Anzahl der Öff.

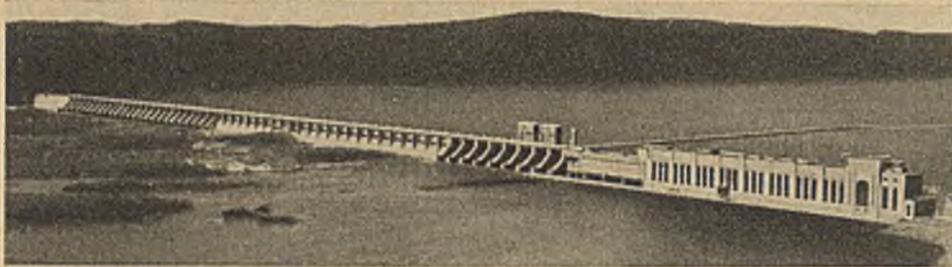


Abb. 1. Ansicht vom Unterwasser.

Während die Wasserkraftanlage Conowingo ausführlich beschrieben und besonders durch die Weltkraftkonferenz 1930¹ in den Fachkreisen bekannt wurde, ist über die Einzelheiten der Wasserkraftanlage Safe Harbor, an der mit dem Betonieren am 1. August 1930 begonnen wurde — am 7. Dezember 1931 ist bereits das erste Aggregat dem Betriebe übergeben worden — in E.N.R. vom 11. Januar 1934 zum ersten Male ein Bericht erschienen, dem wir die folgenden Angaben entnehmen.

Das Tal ist an der Baustelle rd. 1500 m breit, die Sohle besteht aus frei anstehendem gesunden Fels, bis auf die Insel, die den Fluß in zwei Arme teilt (Abb. 1), auf der der Fels überdeckt war. Die Koten der Flußsohle sind 44,20 bis 58,80 m, der Wasserspiegel schwankt zwischen +50,30 und +58,20 m und liegt bei einem Mittelwasser von 1130 m³/sec auf Kote 52,42 m. Das HHW (1889) betrug 20 500 m³/sec. Bei der Ausarbeitung des Entwurfes wurde mit einem HHW von 25 500 m³/sec gerechnet. Von den 1500 m der Talbreite verbleiben nach Abzug der Längen des Krafthauses und der Anschlußteile rd. 1100 m für die eigentliche Stauanlage, durch die bei HHW — abgesehen vom Durchlaßvermögen der Turbinen — im ersten Ausbau (Staukote 68,58 m) 27 500 m³/sec und im zweiten Ausbau (Staukote 69,19 m) 32 600 m³/sec durchgelassen werden sollen. Im endgültigen Bauentwurf wurde im Gegensatz zu den ersten Vorschlägen nicht die ganze Länge der Stauanlage, sondern

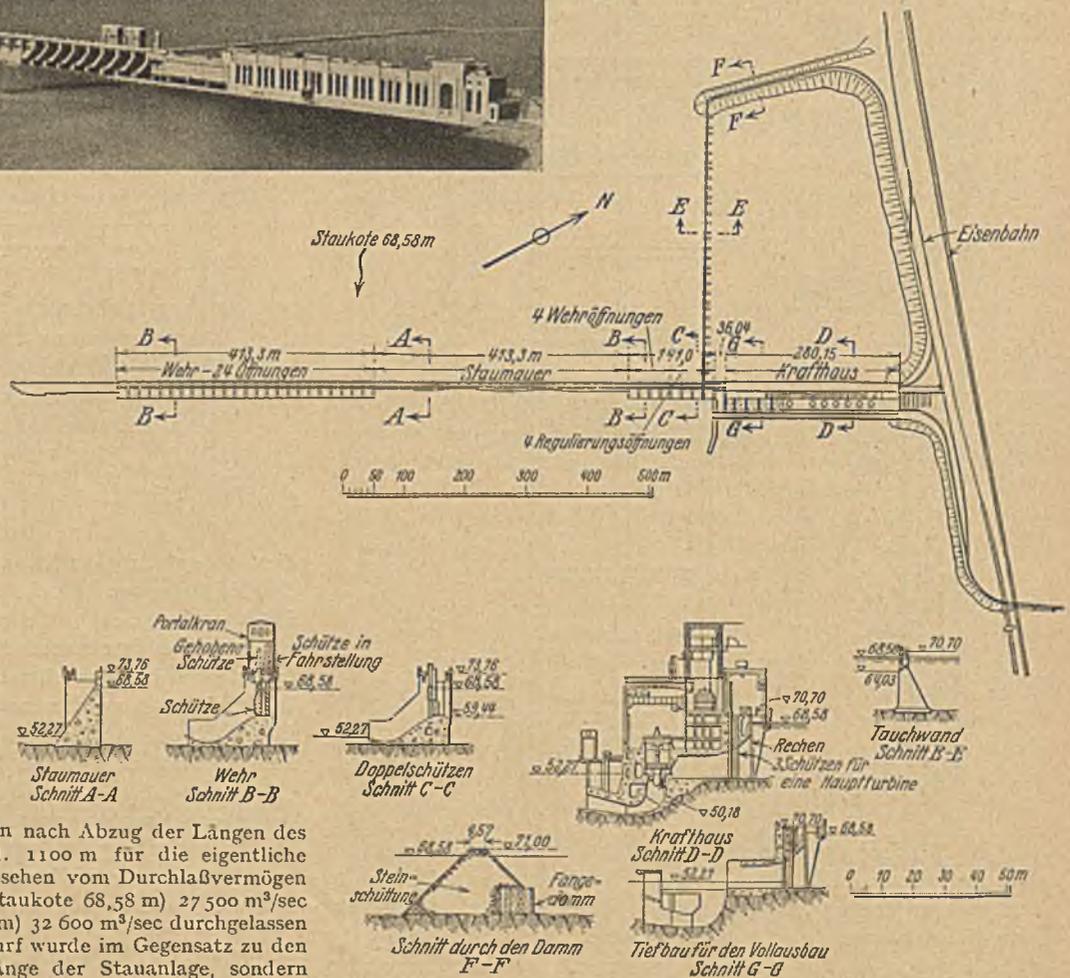


Abb. 2. Lageplan und Schnitte.

¹ Vgl. Zweite Weltkraftkonferenz, Bd. II, S. 186.

nungen sich vermindert, trotz des größeren Einzelgewichtes für jede Öffnung. Der Wehrteil besitzt insgesamt eine lichte Weite von 450 m, die in einzelne Öffnungen von je 14,63 m eingeteilt wurde. Diese Einzellichtweite wurde zur besseren Eisabfuhr gewählt, während man die wirtschaftlichste Teilung mit 12,20 m errechnete. Der Eisdruck wurde mit

vermeiden, ebenfalls als Eisenkonstruktion ausgebildet (Abb. 4), die nachträglich einbetoniert wurde. Sie hat doppelte Kippsicherheit beim Eisdruck 6 t/lfm vom Oberwasser und 3 t/lfm vom Unterwasser. Dehnungsfugen sind in jeder vierten Öffnung vorgesehen. Die Tauchwand ist also als durchlaufender Träger über drei Öffnungen von je 16,15 m Spannweite mit 4,60 m Auslegearm an jedem Ende ausgebildet. Sie hat sich im ersten Betriebsjahr sehr gut bewährt, wie es ein Vergleich mit den Betriebserfahrungen der Wasserkraftanlage Holtwood, die ohne Tauchwand arbeitet, zeigte.

Das Krafthaus nimmt mit rd. 300 m Länge etwa 20% der Flußbreite ein und liegt im linken Hauptstrom des Flusses. Für den endgültigen Ausbau sind 12 Haupt- und zwei Hausturbinen vorgesehen, während im ersten Ausbau fünf Haupt- und die zwei Hausturbinen aufgestellt wurden.

Der hochbauliche Teil des Kraftwerkes wurde sowohl für diese sieben als auch für weitere zwei Hauptturbinen fertiggestellt; wobei die am Ufer liegenden zwei Turbinennester für die spätere Montage vorgesehen sind. Für die restlichen fünf Hauptturbinen ist der Tiefbau soweit fertiggestellt worden, als es zur Vermeidung von Unterwasserarbeiten beim Vollausbau erforderlich war. Der unterwasserseitige Teil des Krafthauses dient somit während des Vollaubaues als Fangedamm, was bei seiner Bemessung zu berücksichtigen war. Da der Tiefbau an Aussparungen 46% des Gesamtvolumens aufwies, war eine genaue Berechnung seiner Teile und eine einwandfreie Betonzusammensetzung erforderlich. Die Niederspannungseinrichtung liegt zwischen den Turbinen und dem Einlauf. Der dadurch geschaffene lange Weg des Wassers erlaubt einen allmählichen Übergang der Rohrquerschnitte. Am Einlauf sind die Öffnungen für je eine Turbine durch Zwischenpfeiler, die, wie auch die Hauptpfeiler, eine starke Bewehrung erhielten, in drei Teile unterteilt. Die Einläufe wurden so tief gelegt als die örtlichen Verhältnisse es zuließen, um Störungen durch das Eis möglichst zu vermeiden.

Da die Kaplan-Turbinen ohne Schaden auch größere Körper durchlassen, wurde der Achsenabstand der Rechenstäbe mit 18 cm gewählt. Auch bei dieser Entfernung und der geringen Wassergeschwindigkeit erwies es sich als zweckmäßig, den Stäben die Stromlinienform zu geben. Die Rechen sind für einen Überdruck von 4,5 m bemessen und sind elektrisch beheizbar.

Die Einlaufschützen sind alle gleich ausgebildet, jedoch von je drei Schützen eines Turbineneinlaufes besitzt nur die mittlere eine Motor-Hebevorrichtung, während die zwei äußeren Gleitschützen von einem der zwei fahrbaren Portalkrane des Einlaufbauwerkes bedient werden. Die äußeren Schützen können erst nach den mittleren gezogen werden. Für den Fall eines Bruches am Hebewerk der mittleren Schütze dient ein 20-cm-Schieber — durch langsame Wasserfüllung — dem Druckausgleich.

Die Hauptturbinen sind Kaplan-Turbinen mit fünfteiligen, automatisch verstellbaren Propellern. Es ist die erste Anwendung von großen Kaplan-Turbinen in U. S. A. Die Kaplan-Turbinen wurden den Francis-Turbinen vorgezogen wegen des größeren Leistungskoeffizienten bei teilweiser Belastung und des geringeren Raumbedarfs. Bei 16,75 m Gefälle und 109,1 Umdrehungen in der Minute leistet die Hauptturbine 42 500 PS. Der Durchmesser des Laufrades beträgt 5,60 m, seine Mittellinie liegt unterhalb des Unterwasserspiegels, um zu große Kavitation zu vermeiden. Die Generatoren sind direkt gekuppelt, ihre Daten sind: drei Phasen, 13 800 V, 31 111 kVA bei 0,8 Wirkungsgrad und 60° C Temperaturerhöhung. Die zwei Hausturbinen nehmen den Platz einer Hauptturbine ein, es sind Francis-Turbinen zu je 3100 PS bei 16,75 m Gefälle und 118 Umdr/min.

Durch besondere konstruktive Maßnahmen gelang es, den Hochbau des Krafthauses besonders gedrängt zu gestalten (vgl. Abb. 2, Schnitt DD). Die Kranbahn liegt tief, es werden Portalkrane benutzt. Das Trafohaus liegt zwischen dem Krafthaus und dem Einlaufbauwerk. Die neuen Transformatoren kommen im Krafthaus an und werden vom Trafoportalkran (250 t Tragkraft) umgeladen. Die Kranträger liegen in derselben Höhe wie die Trafodecke, so daß die waagerechten Krankräfte keine Biegemomente in den Säulen hervorrufen. Die zwei Krafthauskrane haben jeder zwei Haken von je 125 t Hubkraft. Das schwerste Einzelstück wiegt 400—450 t.

Der Schnitt HH der Abb. 2 zeigt, daß bei Safe Harbor, wie seinerzeit bei Conowingo, die in Amerika so beliebten Kistenfangedämme Verwendung gefunden haben.

S. Steuer mann.

Die beweglichen Brücken über den Kanal Groningen-Zuidersee.

Allgemeines.

Der schon um 1575 angelegte und in den Jahren 1862—79 für 250- bis 300 t-Schiffe ausgebaute Kanal von Groningen nach der Zuidersee ist eine der wichtigsten Verkehrsadern der Provinzen Groningen und Friesland. Der Schiffsverkehr, der 1878 etwa 500 000 t im Jahre betragen hatte, nahm nach der Erweiterung stark zu und erreichte im Jahre 1930 rund 2,25 Mill. t. Da die bestehenden Anlagen diesen Anforderungen nicht mehr gewachsen waren, wurde ein weiterer Ausbau notwendig. Die geplanten und z. T. bereits abgeschlossenen Arbeiten umfassen den Bau eines neuen, etwa 16 km langen Kanals von Nordhornerga nach Groningen mit Anschluß an den Emskanal, Vergrößerung

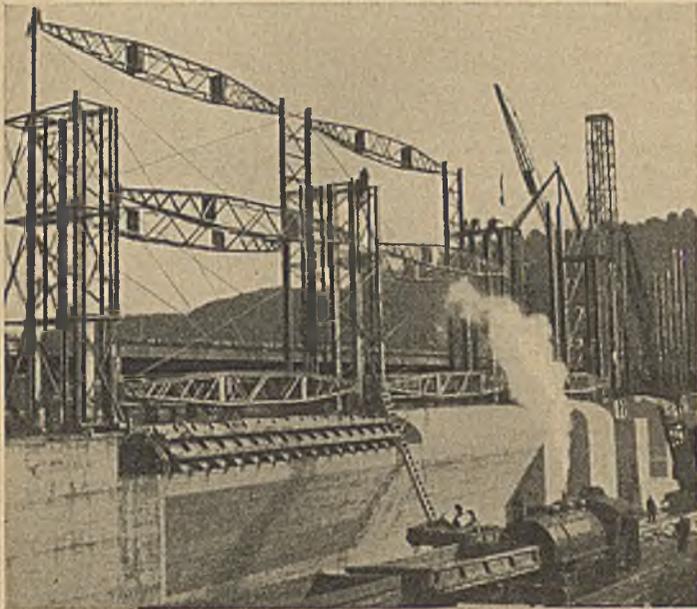


Abb. 3. Freier Aufbau der Eisenkonstruktion der Schützenführungen. Oben: Montage-Fachwerkträger. — Rechts: Einer der Schlütze zur Wasserableitung während der Bauausführung.

6 t/lfm auf die geschlossenen Schützen und mit 15 t/lfm auf die Stau-mauer in Rechnung gesetzt, was eine Bewehrung des oberen Teiles der Stau-mauer erforderlich machte. Die Wirkung des Revisionsstollens (Abb. 2) auf die Entwässerung der Mauer ist bei der Einführung des Auftriebes in der statischen Berechnung berücksichtigt. Die Form des Wehres wurde so gewählt, daß die Auskolkungen möglichst weit vom Wehrfuß wegverlegt sind. An jedem Pfeiler sind Dehnungsfugen angeordnet mit U-förmigen Kupferplatten als Dichtung.

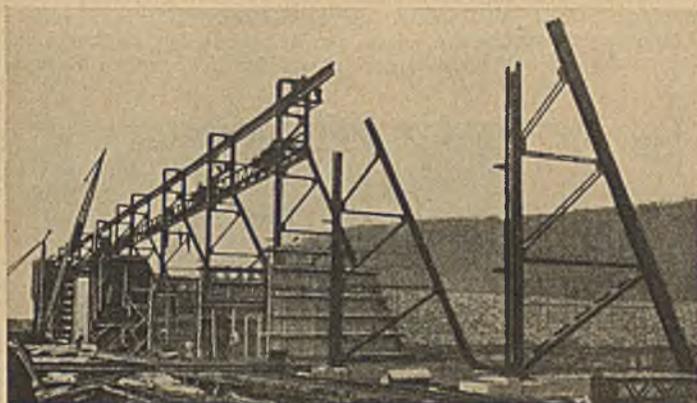


Abb. 4. Eisenkonstruktion der Eisenbeton-Tauchwand.

Die Wahl der Stoneyschützen für die Verschlüsse wird in E.N.R. ausführlich begründet. Die dem Kraft Hause am nächsten liegenden vier Wehröffnungen sind mit zweiteiligen Schützen versehen, deren obere Teile eine Fernsteuerung vom Krafthaus aus erhielten. Werden diese vier oberen Schützen voll geöffnet, so fließen 736 m³/sec durch sie ab. Die Fernsteuerung erlaubt, bei Wassermengen von 700—4000 m³/sec den Betriebswasserspiegel bis auf einige Zentimeter genau einzuhalten. Die wichtigsten Teile der Schützen sind elektrisch beheizbar, für die Ketten wurde nichtrostender Stahl verwendet. Die Schützenführung ist eine Eisenkonstruktion, die frei aufgestellt und erst nachträglich einbetoniert wurde, wodurch man große Zeitersparnisse erreichte (Abb. 3).

In Safe Harbor wurde von Anfang an eine Tauchwand angeordnet, bestehend aus Pfeilern und einer Wand, die 4,50 m tief in das Wasser eintaucht. Wie üblich wurde auf der Tauchwand ein Gehweg angeordnet. Im endgültigen Ausbau soll die Wassergeschwindigkeit an der Tauchwand 0,5 m/sec betragen. Die Tauchwand ist, um Rüstungen zu

der Schleusen, Ausbau des alten Kanalstücks Nordhornerga-Stavoren und des Seitenkanals Stavoren-Harlingen. Hand in Hand damit geht die Erweiterung des Neuen Wilhelmshafens in Harlingen, das seit dem Kriege einen großen Aufschwung erlebt hat.

Im Jahre 1930 wurde mit diesen Arbeiten begonnen. Der Kanal und die Schleusen werden für 1000 t-Schiffe bemessen, doch wird gleichzeitig die Möglichkeit einer späteren Erweiterung für 2000 t-Schiffe vorgesehen. Eine der beiden großen Schleusen mit 190 m Länge, 12 m Breite und 3 m Drempeltiefe ist bereits fertig.

Abgesehen von den Brücken über die Schleusen müssen 2 feste Eisenbahnbrücken mit 7 m lichter Höhe und 10 bewegliche Straßenbrücken errichtet werden. Diese Brücken, von denen 7 als Hub- und 3 als Pontondrehbrücken ausgebildet sind, verdienen besonderes Interesse, da sie zwei bisher selten oder gar nicht ausgeführte Systeme verkörpern. In allen Fällen wurde ihre lichte Weite mit 22 m so bemessen, daß sie auch bei Umstellung auf den Verkehr von 2000 t-Schiffen nicht ausgetauscht zu werden brauchen.

Hubbrücken.

Die Hubbrücken dienen zur Überführung der wichtigeren Straßen. Sie haben 6—9 m Breite und in Ruhestellung 4 m lichte Höhe, so daß die Mehrzahl der Schiffe ohne Bewegung der Brücken passieren kann. Da die Hubhöhe nur 3 m beträgt, konnte der ganze Hubmechanismus, die Gegengewichte, die Tragscheiben für die Gegengewichtsketten und die Führungsschienen in Kellerräumen untergebracht werden.

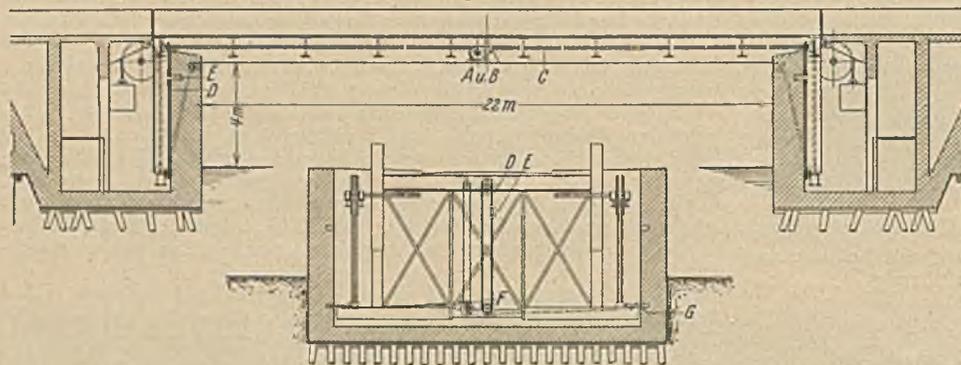


Abb. 1. Hubbrücke, Schnitt.

Die Hauptträger sind als vollwandige Portalrahmen ausgebildet, deren Stiele unten paarweise durch kräftige Querträger miteinander verbunden und durch Fachwerkverbände versteift sind. An den überkragenden Enden dieser Querbalken greifen die vier Tragketten mit den gußeisernen Gegengewichten an. Das Hubwerk besteht aus einem in Brückenmitte unter der Fahrbahn angeordneten Elektromotor A (Abb. 1), der über eine Übersetzung B die in der Brückenachse liegende Welle C und damit zwei Gallsche Ketten D antreibt. Diese Ketten

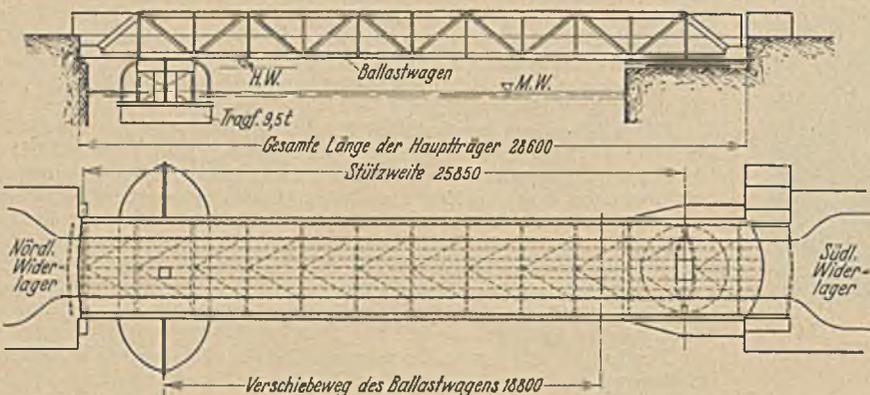


Abb. 2. Pontondrehbrücke.

laufen über zwei an den oberen Endquerträgern und an den unteren Querbalken gelagerte Kettenräder und sind in den Punkten E fest im Unterbau verankert. Die Hubzeit beträgt 25 sec. Ungleichmäßiges Heben und Senken der Brückenden ist ausgeschlossen, da die gemeinsame Antriebswelle vollkommen verdrehungsfest ist. Eine Schiefstellung der Brücke infolge der Einwirkung von Seitenwind wird durch Kupplung der Tragscheibenachsen ebenfalls verhindert.

Die Auflagerentfernung der geschlossenen Brücke beträgt 22,5 m, die Gesamtlänge der Fahrbahn dagegen 26,22 m. Die Brücke muß daher auch in der unteren Ruhelage verriegelt werden, da sonst durch Belastung des etwa 2 m langen Kragarmes am einen Ende ein Abheben des anderen Endes vom Auflager möglich wäre. Die Verriegelung erfolgt durch die Riegel G, die durch einen weiteren Elektromotor ebenfalls von

Brückenmitte aus betätigt werden. Beide Antriebsvorrichtungen können bei Ausfall des Stromes auch von Hand bedient werden.

Der Unterbau der Brücken ruht auf Pfahlrosten. Die Keller und die anschließenden Flügelmauern bestehen aus Eisenbeton mit Klinkerverblendung. Die sichtbaren Kanten sind mit Granit eingefast. Hinter den Kellerräumen sind Kammern abgeteilt, die zur Erzielung einer gleichmäßigeren Druckverteilung mit Sand gefüllt sind. Die Keller werden durch eine Eisenbetonbalkendecke mit Asphaltbelag nach oben abgeschlossen.

Pontondrehbrücken.

Im Zuge der weniger bedeutenden Straßen werden Pontondrehbrücken gebaut, die verhältnismäßig billig sind und zur Bewältigung des geringen Verkehrs vollständig ausreichen. Die hier gewählte Anordnung, die bisher wahrscheinlich erst einmal ausgeführt worden ist¹, bietet den Vorteil, daß der Gegengewichtsarm fortfällt, und infolgedessen der Überbau leichter und die Lagerung einfacher wird. Die erste der drei geplanten Brücken befindet sich bereits im Betriebe und hat sich gut bewährt.

Die Brücke (Abb. 2) besteht im wesentlichen aus dem Brückenträger, einem Schwimmkörper, einem Ballastwagen und der Antriebsvorrichtung. Die Hauptträger sind zur Verminderung des Winddruckes als Fachwerkträger ausgebildet und für eine Höchstbelastung durch vier

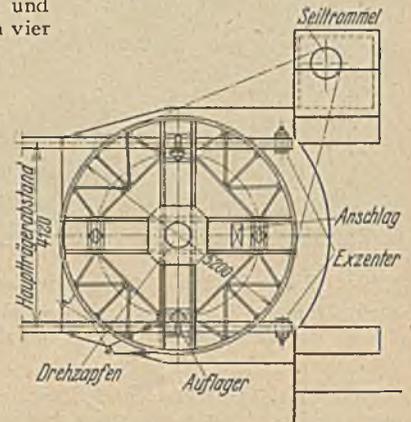


Abb. 3. Drehkranz der Pontondrehbrücke.

hintereinanderfahrende Fahrzeuge von je 14,4 t bemessen. In geschlossenem Zustande ruht die Brücke auf den Widerlagern, die auf Eisenbetonpfähle gegründet sind. Beim Ausschwenken dreht sie sich um einen im südlichen Widerlager verankerten Drehzapfen, während das freie Ende von einem Schwimmkörper getragen wird. Dieser besteht aus einem ständig vollkommen untergetauchten, in 7 wasserdichte Schotts eingeteilten Ponton, einem nur teilweise eingetauchten Halbstück von 1,4 m² Querschnitt und einem darüberliegenden Reserve-



Abb. 4. Ansicht des geschweißten Hauptträgers.

behälter, der nur im Falle des Leckspringens des eigentlichen Tragkörpers in Tätigkeit tritt. Die Umriss des unter Wasser liegenden Pontons werden durch 6 Drahtbügel gekennzeichnet.

Das Anheben und Senken des freien Brückendes sowie die Einstellung der gewünschten Höhenlage bei Änderung des Wasserstandes wird durch Verlagerung des Brückenschwerpunktes erreicht. Dazu dient ein Ballastwagen, der unter der Fahrbahn auf Schienen läuft und von Land aus in jede beliebige Stellung gefahren werden kann. Bei geschlossener Brücke muß das Gewicht so eingestellt werden, daß das

¹ Pontondrehbrücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Holtenu. Länge etwa 13 m. Sie war nur während des Baues des Kanals in Betrieb. (Vgl. Handbuch d. Ing. Wissensch. 3. Aufl. 1907, II. Bd., 4. Abt., S. 198.)

freie Ende mit einem Druck von etwa 1 t auf dem nördlichen Auflager ruht. Vor dem Öffnen wird das freie Ende durch Verschiebung des Wagens in Richtung des Drehzapfens um etwa 0,2 m angehoben. Der Schwimmkörper und der Ballast sind so bemessen, daß in der Ausschwenkstellung das freie Ende bei Belastung durch einen Menschen nicht mehr als 0,1 m heruntergedrückt wird.

Mit Rücksicht auf die vertikalen Bewegungen der Brücke sind Brückenträger und Drehkranz gelenkig miteinander verbunden. Der Drehkranz läuft auf vier Rollen um einen einbetonierten Drehzapfen. Zwei dieser Rollen sind besonders kräftig ausgebildet und tragen gleichzeitig die Lager der Brücke. Beim Heben oder Senken des freien Endes findet also eine Drehung des Brückenträgers um die Achse dieser Rollen statt, wobei der Drehkranz seine Lage aber nicht ändert.

Der Antrieb erfolgt durch einen 15 PS-Elektromotor über eine Seiltrommel, die auf einem seitlichen Vorbau des Widerlagers untergebracht ist (Abb. 3). Bei mittlerer Windstärke dauert das Ausschwenken der Brücke 70 sec. Dazu sind 7—8 PS erforderlich.

Der kurze, über den Drehzapfen auskragende Arm, dessen Länge durch die Brückenbreite gegeben ist, wird in geschlossenem Zustande der Brücke durch Exzenter unterstützt, um ein Abheben des freien Endes vom Auflager bei Belastung des Kragarmes zu verhindern. Gleichzeitig mit den Exzentern wird am freien Ende ein Riegel betätigt, der die Brücke gegen seitliche Verschiebung sichert.

Schweißkonstruktion.
Bei der Ausschreibung der Brücke wurde eine geschweißte Konstruktion angeboten, die 12 1/2% billiger als eine Nietkonstruktion war. Man wählte daher die geschweißte Ausführung. Für die Gurte wurden hochstegige T-Profile verwendet, an die sich die aus zwei L-Eisen zusammengesetzten Diagonalen leicht anschließen ließen. Die aus U-Profilen bestehenden Vertikalen sind an den Enden im Steg geschlitzt, über die Stege der Gurte geschoben und mit diesen verschweißt. Knotenbleche wurden nicht verwendet. Die Querträger sind auf die Gurte gelegt und an die Vertikalen angeschweißt (Abb. 4).

Trotz anfänglicher Bedenken wurden für die Schweißverbindungen die gleichen Spannungen zugelassen wie für den Grundwerkstoff, nachdem die ausführende Firma nicht nur eine höhere statische Festigkeit, sondern auch eine größere Dehnung und Dauerfestigkeit der Schweißung garantiert hatte. Durch Versuche wurden diese Angaben bestätigt. Danach ist bei gleicher zulässiger Spannung für die Schweißnaht (umhüllte Elektroden Arcos Stabilend) tatsächlich ein größerer Sicherheitsfaktor vorhanden als für den Grundwerkstoff:

	Streckgrenze kg/cm ²	Zugfestigkeit kg/cm ²	σ zul. kg/cm ²	Dauerfestigkeit kg/cm ²	Sicherheitsfaktor.
St 37	2000—3000	3700	1200	1870	3,1
Arcos Stabilend	4000—4200	5500	1200	2500	4,5
Blanke Elektrode	2300—2400	3400	800	1100	4,25
			(Holland) 900		3,8
			(Amerik.)		

Die Hauptteile wurden vollständig in der Werkstatt geschweißt und auf Schuten an die Baustelle gebracht. Bei der Probelastung blieben die Durchbiegungen hinter den errechneten Werten zurück.

Der Schwimmkörper wurde ebenfalls vollständig geschweißt und unter 2 at Druck auf seine Dichtigkeit geprüft. Dabei zeigten sich auf eine Nahtlänge von rund 100 m etwa 20 kleine Leckstellen, und zwar in der Regel dort, wo mit einer neuen Elektrode begonnen worden war. Die Lecks konnten durch Hämmern aber leicht gedichtet werden. — Der Drehkranz wurde genietet, da man unbedingt Verwerfungen vermeiden wollte. (Nach Der Ingenieur vom 15. Sept. 1933.) B o o s.

Eisenbetonbau in Rotterdam.

Für die Handelskammer Rotterdam wurde 1932/33 am rechten Maasufer an der Vierhavenstraat ein Lager- und Speichergebäude errichtet, welches sowohl durch seine Größe als auch durch seine bauliche Ausbildung bemerkenswert ist.

Infolge der Lage zwischen Kaimauer am Lekhau und vorgenannte Straße ist der Gebäudegrundriß im Keller- und Erdgeschoß ein lang gestrecktes Rechteck von etwa 115/15 m Größe. Darüber erheben sich 4—7 Stockwerke, welche z. T. eine beiderseitige Auskragung von 2,30 m aufweisen. Hierdurch wird in den oberen Geschossen eine Vergrößerung der Bodenflächen von etwa 15% erreicht. Aus den Abb. 1 u. 2 geht die hauptsächlichste Gliederung und Einteilung des Gebäudes hervor. Etwa in der Mitte desselben liegt der neungeschossige Speicher, gekennzeichnet durch seine das Bauwerk beherrschende Höhe. Der kürzere Gebäudeflügel, erkennbar an den breiten Fensterbändern, enthält vorwiegend Büroräume, während in dem längeren größtenteils Lagerräume untergebracht sind. Eine Durchfahrt im Erdgeschoß verbindet Straße und Verladekai am Hafen.

Das als Eisenbetongerippe ausgebildete Bauwerk ist auf Eisenbetonpfählen gegründet, welche hauptsächlich unter den Innen- und Umfassungstützen liegen. Sie besitzen eine Länge von 17,5—19,0 m und es mußte bei deren Anordnung auf die unmittelbare Nähe der Kaissons der Kaimauer Rücksicht genommen werden. Der Kellerfußboden und die Geschoßdecken sind Rippentragwerke. Die Wände sind ebenfalls aus Eisenbeton hergestellt. Die Möglichkeit späterer Aufstockung ist vorhanden.

Bei der Ausführung wurde der Beton nach den Verwendungsstellen mittels Pumpen befördert. Durch geeignete Auswahl der Zuschlagsstoffe konnte ein vollständig dichtes Gefüge erreicht werden, so daß die Sichtflächen keines Putzes bedurften, sondern steinmetzmäßig bearbeitet werden konnten. (Nach La Technique des Travaux (1934), Heft 1.)

Dr.-Ing. l' A l l e m a n d.

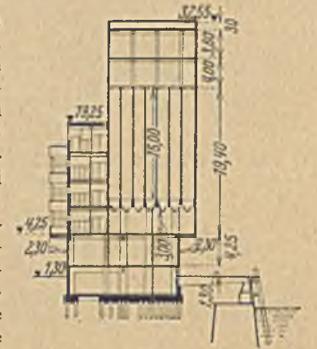


Abb. 2. Querschnitt.

Bau einer Mole aus Eisenbetonzellenkästen im Hafen von Fiume.

Im Hafen von Fiume befindet sich eine bereits 1873 gegründete bedeutende Industrie für Whiteheadtorpedos. Für die zahlreichen Motorschiffe, welche die zur Abnahme versuchsweise über und unter Wasser abgeschossenen Torpedos wieder auffischen, dient ein kleiner, durch einen Wellenbrecher abgeschlossener Hafen. Die alte Mole verlief gemäß Lageplan Abb. 1. Ihr Unterbau war aus Gußbeton zwischen Holzkästen unter Wasser monolithisch hergestellt. Darauf waren in doppelten Reihen Betonblöcke von 15 m³ Inhalt versetzt. Im Laufe der Jahre wurde die Mole durch chemische Wirkung und den Anprall der Brandung soweit zerstört, daß sie in einer Länge von 60 m einzustürzen drohte.

Da der Beton zu geringe Widerstandsfähigkeit gezeigt hatte, mußte jeder Gedanke an eine Wiederherstellung der Mole aufgegeben werden. Ein Neubau außerhalb der alten Mole wäre wegen des Wellenschlags bei Erweiterung der Gründung sehr kostspielig gewesen. Deshalb mußte der Neubau auf die Innenseite verlegt werden, womit zwar eine noch tragbare Verkleinerung des Hafens verbunden war, aber der alte Deich während der Arbeit Schutz bot. Es wurde der aus Abb. 2 zu ersiehende Querschnitt gewählt, der bei möglichst geringer Einschränkung des Wasserspiegels doch große Standsicherheit und Tragfähigkeit besaß.

Da im alten Binnenhafen eine Werft vorhanden war, die während des Krieges zum Zusammenbau der in Deutschland hergestellten Unterseeboote gelient hatte, wurde eine Bauweise gewählt, bei der Eisenbetonzellenkästen der in Abb. 2 dargestellten Form auf der Werft hergestellt, vom Stapel gelassen, im Wasser gedreht, schwimmend an den Bestimmungsort gebracht und nebeneinander versenkt wurden.

Auf der Werft wurden (Abb. 3) zwei 4,20 m voneinander entfernte, je 40 cm breite und 56,5 m lange Laufbahnen aus mit Hartholz abgedeckten Kanthölzern hergestellt, die für den gleichzeitigen Bau zweier Kästen hintereinander ausreichten. Jeder Kasten wurde auf einem mit

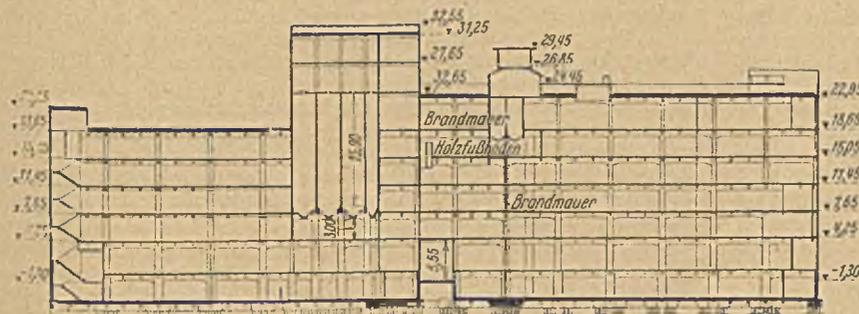


Abb. 1. Längsschnitt.

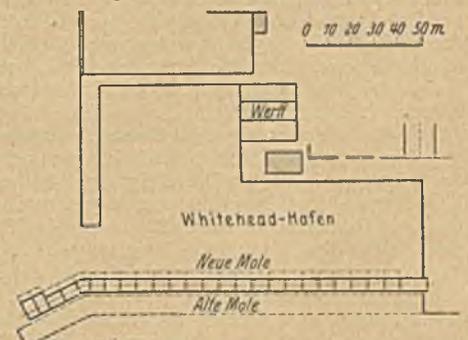


Abb. 1. Lageplan.

Schlittenkufen versehenen Böden, der zunächst auf 3 m voneinander entfernten Sandtöpfen ruhte, gebaut. Auf diese Weise konnte kurz vor dem Stapellauf die Laufbahn unter dem Boden mit dem Schmiermittel, das aus Talg mit Pottascheseife bestand, versehen werden. Beim Ab-

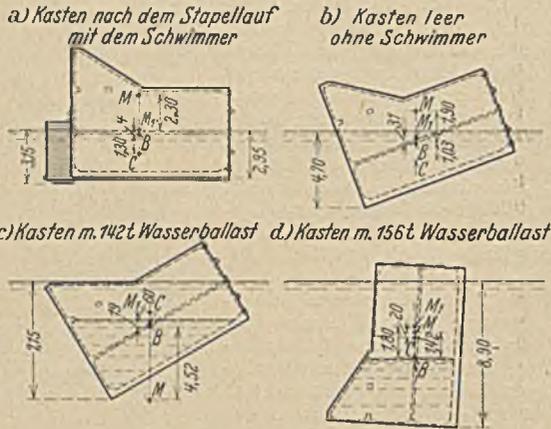


Abb. 2. C = Auftriebszentrum. B = Schwerpunkt des Kastens ohne Ballast. M = Metazentrum nach dem Längssinn. M₁ = Metazentrum nach dem Quersinn.

lassen auf die Bahn erhielt der Schlitten deren stärkere Neigung, die vorher durch Ablaufversuche mit einem Gewicht ermittelt wurde, das den vorgesehenen Einheitsdruck auf der Bahn erzeugte. Das gesamte vom Stapel laufende Gewicht betrug 213,5 t, der Einheitsdruck 2,65 kg/cm², die Komponente längs der Bahn 43,5 t.

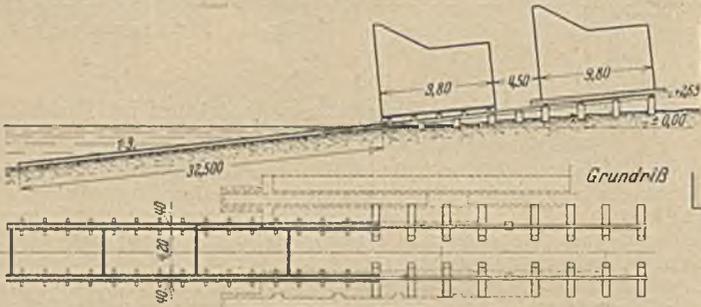


Abb. 3.

Der Kasten wurde vor seinem Ablauf zur Verminderung des Tiefgangs am Vorderrande mit einem Schwimmer versehen und hinten durch Holzdeckel verschlossen (Abb. 2). Durch Entfernung des Schwimmers und durch Einlassen des natürlichen Wasserballastes drehte sich der Kasten an seinem endgültigen Platz um etwa 90° und wurde durch Einbringen von Beton ganz auf die von Tauchern verbreitete Sohle versenkt.

Zweiundzwanzig Kästen gleicher Bauart (Abb. 1) waren notwendig, außerdem ein Kasten für den Anfang mit ganz senkrechten Wänden, ein Kasten für den Knick, zwei größere Kästen für den Kopf der Mole.

Diese Kästen wurden auf der Werft gleich in senkrechter Stellung, jedoch des Tiefgangs wegen nicht sogleich in voller Höhe gebaut, vom Stapel gelassen, in schwimmendem Zustande ganz hochgeführt und durch Einwerfen von Beton an der vorgesehenen Stelle versenkt.

Alle Kästen wurden durch Eisenbetonbalken von I-förmigem Querschnitt miteinander verbunden, welche genügend Arbeitspielraum ließen.

Zur Vorbereitung des Bodens und zur Ausräumung der Trümmer der alten Mole waren Taucher nötig, die mit Luftdruckhämern und Sprengungen die Arbeit unter Wasser ausführten. Den monolithischen Unterbau ließ man jedoch stehen. Die Trümmer der Betonblöcke auf ihm wurden z.T. für den Schutz des Molenkopfes verwendet, z.T. zur Füllung der Betonkästen. (Nach „Annali dei Lavori Pubblici, Oktober 1933.)
Dr. W. I h l e n b u r g.

Englische Vorschriften für Stahlbauten.

Die bestehenden englischen Vorschriften für Stahlbauten gelten als reich zur Überprüfung, und die Vereinigung der Bauingenieure hat daher Vorschläge zu ihrer Verbesserung gemacht. Sie beziehen sich zunächst auf die Belastung von Fußböden und Decken, für die die Belastung in neun Abstufungen festgesetzt wird. Für Schlafzimmer in Fremdenhöfen wird z. B. eine Belastung der Fußböden mit 147 kg/m² vorgeschlagen (die unrunde Zahl ergibt sich durch die Umrechnung der Angaben in Fuß und Pfund auf metrische Einheiten) während die Londoner Bauvorschriften hierfür 195 kg/m² verlangen. Für Treppen, Vorräume und Gänge wird vorgeschlagen, dieselbe Belastung anzunehmen wie für die Räume, zu denen sie führen; jedoch soll die Belastung nicht größer als 489 kg/m² angenommen werden. Jede Treppenstufe soll aber einer Einzellast von 136 kg an beliebiger Stelle gewachsen sein.

Für den Winddruck galt bisher, daß er bis zu einer Höhe von 9,15 m über dem Erdboden mit 73 kg/m² auf die senkrechte, rechtwinklig zur Windrichtung stehende Fläche angesetzt würde; darüber sollte der Winddruck mit 97 kg und für Türme und Aufbauten mit 146 kg/m² angenommen werden. In Zukunft soll der Winddruck auf dem untersten 1,5 m hohen Streifen mit 25 kg/m² angesetzt werden, und es soll für je 3,15 m Höhe um 5 kg/m² zunehmen, so daß er bei 30 m Höhe 73 kg/m² beträgt. Für geneigte Flächen, also im wesentlichen für Dächer, ist die so ermittelte Zahl mit einem Wert zu vervielfaltigen, der nach der Neigung des Daches abgestuft ist. Eine Zusammenstellung, die diesen Wert von 5 zu 5° enthält, gibt ihm z. B. für 45° zu 0,9 an. Ein entlang einer Fläche streichender Wind soll mit einer saugenden Wirkung von 10% der nach vorstehenden Angaben ermittelten Werte eingesetzt werden.

Nach weiteren Angaben über die Belastung einzelner Bauteile wird für die zulässige Beanspruchung von auf Biegung beanspruchten Balken der Wert 1240 kg/cm² vorgeschlagen, und zwar soll im Gegensatz zu dem bisherigen Gebrauch, die Fläche unter Abzug der Nietlöcher einzusetzen, in Zukunft die ganze unversehrte Fläche der Berechnung zugrunde gelegt werden. Die früheren Bestimmungen ließen für die volle Fläche nur eine Beanspruchung mit 1050 kg/cm² zu. Für in Beton eingehüllte Träger darf die Beanspruchung bis 1395 kg/cm², bei 7,5 cm Überdeckung mit Beton sogar auf 1860 kg/cm² gesteigert werden.

Die neuen Vorschläge weichen bewußt von den bisher geltenden Vorschriften ab; sie werden aber in der Fachpresse (z. B. Engineering vom 25. August 1933) als dem neuzeitlichen Stande der Erkenntnis entsprechend begrüßt. Ihre Anwendung bei zukünftigen Berechnungen wird empfohlen, wobei vorausgesetzt wird, daß die Baupolizeibehörden die neu aufgestellten Regeln als anwendbar und zulässig anerkennen, was sie deshalb sehr wohl können, weil die neuen Regeln, auf den alten aufbauend, sehr sorgfältig ausgearbeitet worden sind.

W e r n e k k e.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Sitzung des Ständigen Ausschusses, April 1934.

Die diesjährige Sitzung des Ständigen Ausschusses der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau fand unter der Leitung des Präsidenten der Vereinigung, Herrn Prof. Dr. A. Rohn (Zürich) in Stresa statt; die Tagung vereinigte 40 Delegierte aus 12 Ländern. Erfreulicherweise ist trotz der allgemeinen wirtschaftlichen Schwierigkeiten die Zahl der Mitglieder der Vereinigung in steter Zunahme begriffen. Z. Z. umfaßt sie rund 1500 Einzelmitglieder und Körperschaftsmitglieder, die insgesamt 46 Staaten vertreten.

Die Sitzung in Stresa beschäftigte sich neben der Erledigung laufender Angelegenheiten der Vereinigung insbesondere mit den Fragen der Vorbereitung und Durchführung des nächsten Kongresses für Brückenbau und Hochbau, der im Frühjahr 1936 in Rom stattfinden soll. Ähnlich wie auf dem Kongreß in Paris im Jahre 1932 werden an je 3 halben Tagen vorbereitete Referate über Themen des Stahlbaues und des Eisenbetonbaues behandelt, bzw. diskutiert. Ein Thema betrifft Fragen, die beide Bauweisen interessieren. Ferner ist beabsichtigt, neben der Behandlung der festgelegten Themen auch freie Vorträge (hierfür sind zwei halbe Tage reserviert) zuzulassen.

Einen breiten Raum in den Verhandlungen in Stresa nahm die Festlegung der technisch-wissenschaftlichen Verhandlungsthemen ein. Für den Stahlbau wurde als erstes Thema die Bedeutung der Zähigkeit des Stahles für die Berechnung und Bemessung von Stahlbauwerken festgelegt. Ein halber Verhandlungstag ist den praktischen Fragen bei geschweißten Stahlkonstruktionen gewidmet. Es werden besonders Fragen behandelt werden, die das praktische Konstruieren und die Ausführung von geschweißten Bauwerken betreffen. Der Einfluß dynamischer Lastwirkungen, ferner Fragen der Kontrolle der Schweißnähte, sowie konstruktive Maßnahmen zur Herabminderung der Formänderungen infolge Wärmespannungen usw. sollen innerhalb dieses Themas zur Abklärung kommen. Schließlich wurde als dritte Frage des Stahlbaues die Theorie und Versuchsforschung der Einzelheiten der Stahlbauwerke und zwar sowohl für genietete als auch für geschweißte Konstruktionen bestimmt.

Die Themenliste für den Eisenbetonbau sieht in erster Linie die Frage der Beanspruchungen und Sicherheitsgrade im Eisenbetonbau vor, wobei besonders der Standpunkt des Konstrukteurs maßgebend sein soll. Der Einfluß dauernder und wiederholter Belastung, Mittel zur Erhöhung der Zugfestigkeit und zur Verminderung der Rissebildung des Betons,

Anwendung von hochwertigem Stahl usw. sind Unterthemen für diese Frage. Ein zweites Thema wird sich mit neueren Gesichtspunkten für die Berechnung und Konstruktion von Eisenbetonbauten beschäftigen, wobei insbesondere Flächentragwerke (Hallen, Kuppeln, Silos usw. und andere große Bauten, wie weitgespannte Brücken usw. berücksichtigt werden sollen. Referate über die Anwendung des Betons und Eisenbetons im Wasserbau (Stauauern, Rohrleitungen Druckstollen, Behälter usw.) werden den dritten Diskusstag für Eisenbetonbau füllen. Für beide Bauweisen von Interesse ist die Baugrundforschung, die auf dem Kongresse in Rom besonders eingehend diskutiert werden soll.

Das genaue Programm der Themen mit den entsprechenden eingehenden Erläuterungen wird in dem im Juni erscheinenden zweiten Heft der „Mitteilungen“ den Mitgliedern der Vereinigung bekannt gegeben werden.

Gelegentlich der Sitzung in Stresa wurden die soeben erschienenen Bücher, nämlich der „Schlußbericht“ des Kongresses in Paris und der 2. Band der von der I. V. B. H. herausgegebenen „Abhandlungen“ fertig vorgelegt.

Auf Vorschlag des italienischen Vizepräsidenten der Vereinigung verfaßte der Ständige Ausschuß eine Eingabe an den Präsidenten des Ministerrates des Königreichs Italien, um den Kongreß in Rom im Jahre 1936 unter Mitwirkung des Faschistischen Italienischen Syndikates der Ingenieure und dem Europäischen Bund der Ingenieurvereine in Rom abzuhalten.

Die Sitzung in Stresa war umrahmt von verschiedenen Empfängen, Exkursionen und Besichtigungen, die von den Behörden des gastgebenden Landes und den italienischen Mitgliedern der Vereinigung in großzügiger und liebenswürdiger Weise veranstaltet wurden.

PATENTBERICHT.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 20 vom 17. Mai 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 10. W 85 607. Hermann Waltemate, East St. Louis, Illinois, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schienenbefestigung auf Querschwellen unter Verwendung von Schienenabstandshaltern. 7. IV. 31. V. St. Amerika 12. V. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 26. S 104 810. La Soudure Electrique Autogène S. A., Brüssel; Vertr.: Dr. K. Köhler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Stoßverbindung von Schienen mittels einer unter die Schienenfüßenden angeschweißten Unterlegplatte. 1. VI. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 28/56. G 76 389. Gewerkschaft Michel, Großkayna. Tragvorrichtung für die Schub- und Hubrollen von Brückengleisrückmaschinen. 13. V. 29.
- Kl. 19 c, Gr. 9/20. T 39 352. Friedrich Thiele, Ypern, Belgien; Vertr.: Jul. Küster, Aachen, Schanz 14. Stampfmaschine für Betonstraßen. 26. VIII. 31. Belgien 26. VIII. 30.
- Kl. 20 h, Gr. 1, A 66 261. Alfred J. Amsler, Schaffhausen, Schweiz; Vertr.: Dr. A. Mestern, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Vorrichtung zur fortlaufenden Messung der Krümmung von Eisenbahngleisen. 13. VI. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 13. O 20 850. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Überwachungseinrichtung für elektrische Weichen- und Signalstellwerke; Zus. z. Anm. O 20 799. 16. IX. 33.
- Kl. 80 a, Gr. 8. L 81 666. Kurt Lüer, Hannover, Termak-Sachsen G. m. b. H., Freiberg i. Sa., u. Alfelder Eisenwerk Otto Wesselmann & Co., Alfeld/L. Maschine zum Herstellen einer für Straßenbauzwecke und Bodenbeläge geeigneten Masse. 20. VII. 32.
- Kl. 84 a, Gr. 3/02. P 65 232. Preußischer Staatsfiskus, Berlin, vertreten durch den Leiter der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin. Einrichtung zur Verminderung von Schwingungen bei Überfallwehren. 27. IV. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. B 160 000. Enno Becker, Bremen. Rammpfahl aus Profileisen. 8. III. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. V 26 442. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Eiserner Gründungspfahl. 23. II. 31.
- Kl. 84 c, Gr. 2. V 28 292. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Eiserner Gründungspfahl; Zus. z. Anm. V 26 442. 11. VI. 32.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 21 vom 24. Mai 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. H 136 490. Hamburger Gaswerke G. m. b. H., Hamburg-Grasbrook. Entlüftungseinrichtung für wasserlose Gasbehälter; Zus. z. Pat. 584 770. 9. VI. 33.

- Kl. 19 a, Gr. 28/56. H 137 295. August Hermes, Leipzig. Vorrichtung zur Begrenzung der Schließbewegung der an einer Schiene angreifenden, als Hub- und Schubrollen oder nur als Hubrollen wirkenden, Zwängrollen für Gleisrückmaschinen. 29. VIII. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 28/56. H 137 382. August Hermes, Leipzig. Selbsttätige Seitenverstellung des Rollenkopfes von nach beiden Seiten rückenden Gleisrückmaschinen. 5. IX. 33.
- Kl. 19 e, Gr. 5. W 91 938. Karl Weinhold, Schwedt a. d. O. Schutzvorrichtung an Bahnsteigen. 27. V. 33.
- Kl. 20 h, Gr. 1. S 82 410. Sperry Development Company, Dover, Delaware, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Vorrichtung zum Aufspüren von Rissen in metallenen Leitern. 29. X. 27. Großbritannien 22. VII. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 28. V 29 364. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Streckenblocktastensperre. 30. III. 33.
- Kl. 20 h, Gr. 34. H 132 867. Erwin Heinrich, Berlin. Zugsicherungseinrichtung; Zus. z. Anm. 20 i, H 170 30. 15. VIII. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 38. V 28 531. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke Ges. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Selbständiges Streckenblocksystem; Zus. z. Pat. 522 395. 10. VIII. 32.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. S 110 124. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Fahrdrachtklemme. 12. VII. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 3. B 156 994. Albert Benzinger, Karlsruhe, Adolf Benzinger, Neudorf b. Bruchsal u. Hugo Benzinger, Düsseldorf. Drahtgeflecht mit eingeflochtenen Versteifungsstäben für Bauzwecke. 15. VIII. 32.
- Kl. 37 e, Gr. 9/04. G 82 219. Johann Grünhäuser, Düsseldorf. Gleitschalung zum Herstellen konischer Ringbauwerke. 19. III. 32.
- Kl. 37 f, Gr. 7/01. G 81 959. Gesellschaft für neue Bauweisen (Geneba) G. m. b. H., Karlsruhe i. B. Verfahren zum Einbau von Installationsteilen im Gebäude. 20. II. 32.
- Kl. 42 b, Gr. 22/06. Sch 95 578. Dr.-Ing. e. h. Hans Schmuckler, Berlin-Frohnau. Lehre zum Messen von Schweißnähten. 7. X. 31.
- Kl. 80 a, Gr. 43/01. Sch. 371,30. Otto Schneller, Groß-Wischstaden, Pegau-Land i. Sa. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Formlingen aus Beton, Eisenbeton o. dgl. 16. X. 30.
- Kl. 80 b, Gr. 18/03. N 34 461. Henrik Nielsen, Oslo; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Huß, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Leichtziegeln. 11. XI. 32. Schweden 16. XI. 31.
- Kl. 80 b, G. 25/06. G 86 889. I. R. Geigy A.-G., Basel, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kring, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zum Stabilisieren von wässrigen Bitumenemulsionen. 20. XI. 33.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Bieberbach, Ludwig: Vorlesungen über Algebra. 5. vermehrte Auflage. Unter Benutzung der 3. Auflage des gleichnamigen Werkes von Gustav Bauer †. 16 × 24 cm. X/358 Seiten mit 15 Abb. im Text und auf 1 Tafel. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1933. Preis geb. RM 14,—.

Das Buch ist auf Grund von Vorlesungen entstanden, die Gustav Bauer von 1870—1897 in München gehalten hat. Die ursprüngliche Absicht des Buches, eine Darstellung der Theorie der algebraischen Gleichungen zu geben, ist auch bei der neuen Auflage dieselbe geblieben.

Das Buch ist in fünf Abschnitte eingeteilt, in denen die grundlegenden Eigenschaften der algebraischen Gleichungen, die Theorie der Determinanten und deren Anwendung, die symmetrischen Funktionen, die numerische Auflösung der Gleichungen und die algebraische Auflösung der Gleichungen behandelt werden. Ein Anhang enthält das Wichtigste über Kettenbrüche. Der hier am meisten interessierende Abschnitt ist der über die numerische Auflösung der Gleichungen; die fünf Kapitel

dieses Abschnitts beschäftigen sich mit der näherungsweise Ermittlung von reellen Wurzeln, der Anzahl der reellen Wurzeln in einem Intervall, der Anzahl der Wurzeln in einem Bereich, dem Graeffeschen Verfahren zur Bestimmung von sämtlichen Wurzeln einer Gleichung und mit verschiedenen Sätzen über die Lage der Gleichungswurzeln. Das für den Ingenieur wichtigste Kapitel ist das über die näherungsweise Ermittlung von reellen Wurzeln.

Das für den Mathematiker geschriebene Buch kann auch dem mathematisch interessierten Ingenieur wertvolle Anregungen bieten. Ein Stichwortverzeichnis erleichtert die Benutzung des Buches.

P. Werkmeister.

Konetschny, K.: Einrichtung der Instrumente für die optische Längenmessung und für das tachymetrische Meßverfahren. 15 × 23 cm. 92 Seiten.

mit 86 Textabb. Verlag von Rudolf M. Rohrer, Brünn, Prag, Leipzig und Wien 1933. Preis geh. RM 4,—.

Dadurch, daß man an verschiedenen Stellen dazu übergegangen ist, auch bei Messungen für Katasterzwecke die Aufnahme der Punkte nach Polarkoordinaten vorzunehmen, hat die optische Streckenmessung an Bedeutung zugenommen; dies äußerte sich insbesondere darin, daß in den letzten Jahren mehrere Werkstätten Theodolite mit brauchbaren Einrichtungen für die optische Streckenmessung hergestellt haben. Diese Instrumente und die älteren Instrumente für denselben Zweck behandelt der Verfasser in dem vorliegenden Heftchen. Er teilt dabei ein in winkelführende Entfernungsmesser oder Entfernungsmesser mit dem mikrometrischen Winkel im Standpunkt und der Basis im Zielpunkt und in basisführende Entfernungsmesser oder Entfernungsmesser mit der Basis im Standpunkt und dem mikrometrischen Winkel im Zielpunkt. Bei den — geodätisch wichtigeren — Standwinkelentfernungsmessern werden Einbild-, Zweibild- und Dreibildentfernungsmesser beschrieben.

Dem Ganzen vorangestellt ist ein kurzer Abschnitt über die wichtigsten strahlenableitenden Teile der optischen Entfernungsmesser.

Der Bauingenieur kann die optische Streckenmessung — wenn man von der selbstverständlichen Verwendung des Fadenentfernungsmessers bei tachymetrischen Geländeaufnahmen absieht — insbesondere bei der Messung der Seiten von Polygonzügen verwenden. Die optische Streckenmessung bietet dabei u. a. den Vorteil, daß man frei von Messungshindernissen ist.

Das vorliegende Heftchen, das eine vorhandene Lücke ausgefüllt hat, kann jedem Bauingenieur, der sich mit Messungen der angegebenen Art zu beschäftigen hat, bestens empfohlen werden.

P. Werkmeister.

Bleich, F.: Stahlhochbauten. Ihre Theorie, Berechnung und bauliche Gestaltung. Zweiter Band. 4^o. VIII, 376 Seiten mit 509 Textabbildungen. Berlin: Julius Springer 1933. Preis geb. RM 46,50.

Dem die theoretischen Probleme des Stahlhochbaues behandelnden, bereits besprochenen ersten Band¹ des Verfassers folgt nun der zweite, der sich vorwiegend mit der Berechnung und baulichen Gestaltung einzelner Bauteile und ganzer Bauwerke befaßt.

Den größten Teil nimmt der den Hallenbauten gewidmete neunte Abschnitt ein, der alles auf diesem Gebiet Wissenswerte in gewohnter Klarheit behandelt. Die mannigfachsten Ausführungsformen der tragenden Querschnitte werden an Hand zahlreicher Bauausführungen beschrieben. Leider fehlt hier eine grundsätzliche Wertung der Bogen- und Rahmentragwerke gegenüber Balkenbindern auf eingespannten Stützen. Erfreulich knapp und geschickt ist die Beleuchtungsfrage behandelt.

Hervorzuheben sind außerdem die Untersuchungen einiger wichtiger Sonderprobleme, beispielsweise über die Lage von Winkelprofilen zu den Kraftachsen und die Berechnung von Stützenfüßen und Verankerung. Wissenschaftlich und praktisch gleichermaßen wertvoll ist das Kapitel 3 dieses Abschnittes über Berechnung und Bemessung der Vollwandbinder, insbesondere deren gekrümmte Gurtungen, die Berechnung der Zwischenknoten mehrstieliger Rahmen und über die Knicksicherheit, welche in der vom Verfasser gegebenen Form ohne weiteres für praktische Fälle angewendet werden können. Hervorzuheben ist ferner die für den in der Praxis stehenden Ingenieur wertvolle eingehende Behandlung von 12 Ausführungsbeispielen. Für die vom Verfasser empfohlenen U-Profil-Anker halte ich eine zusätzliche Angabe über Einrichtungen zum Vorspannen für notwendig.

Der folgende Abschnitt „Räumliche Dachtragwerke“ befaßt sich zunächst mit der Theorie räumlicher Tragwerke und geht dann ebenfalls an Hand von Ausführungsbeispielen zur Berechnung und baulichen Durchbildung über. In der gleichen Anordnung werden im elften Ab-

¹ Bauing. (1932) S. 624.

schnitt Leitungsmaste und Funktürme behandelt. Diese beiden Abschnitte stellen sich dem ersten über Hallenbauten ebenbürtig an die Seite.

Der Anhang bringt noch eine kurze Untersuchung des Sohnes des Verfassers zum Stabilitäts-Problem des I-förmigen Stabes.

Ausstattung und Druck zeigen die gewohnte Sorgfalt des Verlages und tragen nicht wenig zum Gelingen dieses ausgezeichneten Werkes bei. Wie alle Bücher des Verfassers wird auch dieses Werk von einem großen Leserkreis geschätzt werden.

Rein.

Baukunde für die Praxis. I. Band: Rohbauarbeiten. Herausgegeben von der Staatlichen Beratungsstelle für das Baugewerbe beim Württ. Landesgewerbeamt, Stuttgart. DIN A 4, 240 Seiten mit 533 Textabb. (meist Detailkonstruktionen). Verlag: Beratungsstelle für das Baugewerbe, Stuttgart-N, Kanzleistraße 28. Preis in Leinen geb. RM 9,—.

Das Werk „Baukunde für die Praxis“ wird in zwei Bänden erscheinen, von denen vorerst der I. Band „Rohbauarbeiten“ vorliegt. Der II. Band „Ausbauarbeiten“ ist in Vorbereitung.

Zweck des Buches ist es, allen im Hochbaugewerbe praktisch, insbesondere handwerklich Tätigen, sowie dem jungen Nachwuchs ein alle Vorgänge — von den Vorbereitungen eines Bauvorhabens bis zum Verlegen des letzten Dachziegels — umfassendes Hilfs- und Anschauungsbuch in die Hand zu geben.

Unbeschwert von wissenschaftlichen und theoretischen Betrachtungen und Feststellungen wurde das Werk bewußt darauf abgestellt, die grundlegenden handwerklichen Elemente des Wohnungs- und Hausbaues entsprechend ihrer zeitlichen Reihenfolge auf der Baustelle zusammenzufassen. Vielseitige zeichnerische Darstellungen der verschiedensten Aufgaben des Bauhandwerks erläutern in über 500 sorgfältig durchgearbeiteten, lehrreichen Abbildungen das im Text Gesagte.

Dipl.-Ing. E. Ringwald.

NEUERSCHEINUNGEN.

VDI-Jahrbuch 1934. Die Chronik der Technik. DIN A 5. XII/189 Seiten. VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin 1934. Preis brosch. RM 3,50.

Stern, O.: Zielsichere Betonbildung. Herausgegeben auf der Grundlage der Versuchsberichte des Unterausschusses für zielsichere Betonbildung (U A B b) im Österr. Eisenbetonausschuß. 2. erweiterte Auflage. 16 × 23 cm. VI/96 Seiten mit 18 Textabbildungen und 9 Abb. auf 5 Tafeln. Verlag von Julius Springer, Wien und Berlin 1934. Preis st. brosch. RM 5,—.

Roš, M.: Die Superbeton-Röhre der A.-G. Hunziker & Co., Baustoff-Fabriken, Zürich—Brugg—Olten. Ergebnisse von Versuchen der Eidg. Materialprüfungsanstalt in den Jahren 1931—1933. Bericht Nr. 72. Juni 1933. 21 × 30 cm. 27 Seiten mit 24 Abb.

Roš, M.: Die Unionstahl-Schiene der Dortmund-Hörder Hüttenverein-Aktiengesellschaft, Dortmund. Ergebnisse der an der Eidg. Materialprüfungsanstalt der E. T. H. in Zürich in den Jahren 1932 bis 1933 durchgeführten Untersuchungen. Bericht Nr. 74. August 1933. 21 × 30 cm. 23 Seiten mit 22 Abb.

Krupp-Siemens: Nebenerwerbs-Siedlungen für Kurz- und Vollarbeiter. Neue Wege industrieller Siedlungspolitik, praktische Erfahrungen, Ziele und Forderungen. Im Auftrag der Firmen Krupp und Siemens herausgegeben von Regierungsbaumeister a. D. Walter Bolz, Berlin-Nikolassee. 15 × 21 cm. IV/102 Seiten mit 24 Textabb. Verlag von Julius Springer, Berlin 1934. Preis geh. RM 3,60.

PERSONALNACHRICHTEN.

DR.-ING. ROBERT SCHMIDT †.

Der frühere Direktor des Siedlungsverbandes Ruhrkohlenbezirk, Dr.-Ing. Robert Schmidt, ist kürzlich ganz unerwartet gestorben.

Schmidts Bedeutung und Verdienste liegen darin, daß er als einer der ersten, ja vielleicht als Erster überhaupt, erkannte, daß der Begriff des Städtebaues und der Stadterweiterung an den engeren Grenzen der Stadt nicht Halt machen dürfe, sondern daß darüber hinaus die Kreise, Regierungsbezirke und Provinzen in den größeren Rahmen einer allgemeinen Planung mit hineinbezogen werden müßten. Diese einmal klar erfaßte und mit seiner ganzen Überzeugung gegen alle Gegner verfochtene Idee setzte Schmidt mit der ihm eigenen Energie und weit

vorausschauendem Blick, verbunden mit einem reichen Schatz technischer Kenntnisse, im Ruhrgebiet in die Tat um.

Seine überlegene weltgewandte Persönlichkeit, ausgestattet mit vorzüglichen Sprachkenntnissen, befähigte ihn in seltener Weise, das Schaffen und Streben des deutschen Städtebaues auch im Ausland zur Geltung zu bringen.

Schmidt war lange Jahre hindurch Präsident der Freien Deutschen Akademie des Städtebaues. Sein Hinscheiden bedeutet einen schweren Verlust für die gesamte deutsche Fachwelt.