

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 19. August 1932

Heft 36

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Abwasserhebwerke der Stadt Breslau.

Von Magistratsbaurat Karl Gewecke, Breslau.

Durch die nach dem Kriege einsetzende rege Bautätigkeit und durch die umfangreiche Eingemeindung im Jahre 1928 wurden die Kanalisationswerke der Stadt Breslau vor neue Aufgaben gestellt. Abgesehen von dem neuen Siedlungsgebiet Pilsnitz im Westen der Stadt, für das eine Kläranlage mit vorgeschaltetem Hebewerk erforderlich wurde, konnten bisher die großen, für Siedlungsbauten vorgesehenen und eingemeindeten Geländeflächen durch Anschluß an die vorhandenen Kanäle entwässert werden. Da aber die Siedlungen am Rande des alten Stadtgebietes liegen und da wegen der flachen Lage des Stadtgebietes die Kanäle im allgemeinen ein nur geringes Gefälle haben, war für einige große Siedlungen der Anschluß an das vorhandene Kanalnetz erst durch Zwischenschaltung eines Hebewerkes möglich. Es wurden bisher die Hebewerke Zimpel, Tschansch und Pilsnitz — letzteres gleichzeitig mit einer Kläranlage — ausgeführt.

Im Gegensatz zu den Abwasserhebwerken im Ruhr- und Emschergebiet, die durch Kreiselpumpen mit vorgeschaltetem Rechen betrieben werden, wurden die Hebewerke Zimpel und Tschansch als rein pneumatische ausgeführt. Sie sind zwar in der Anlage teurer als ein Hebewerk mit Kreiselpumpe, haben aber den großen Vorzug, ohne Rechen und ohne Geruchbelästigung die Abwässer einschließlich aller mitgeführten festen und halbfesten Stoffe (Steine, Flaschen, Brettstücke, Lappen, Säcke u. dgl.) restlos und sicher fördern zu können. Außerdem sind die Unterhaltungskosten einer pneumatischen Anlage sehr niedrig, da das Abwasser bei seiner Förderung nicht mit empfindlichen und verschleißbaren Maschinenteilen in Berührung kommt.

Das Hebewerk Pilsnitz ist ebenfalls mit einer pneumatischen Anlage ausgestattet worden, besitzt aber als gleichstarke Ausnahme eine Kreiselpumpe besonderer Bauart mit vorgeschaltetem Rechen. Durch diese Ausgestaltung der Maschinenanlage sind die Vorteile der pneumatischen Anlage gewährleistet und gleichzeitig durch die Verwendung einer Kreiselpumpe statt einer zweiten pneumatischen Anlage an den Kosten für Maschinen etwa 19 000 RM erspart worden. Außerdem wurde hierdurch eine erhebliche Ersparnis an den Kosten des Bauwerkes erzielt; denn die Aufstellung einer zweiten pneumatischen Anlage hätte größere Abmessungen des Bauwerkes bedingt.

Die Wirkungsweise des selbsttätigen pneumatischen Hebewerkes (z. B. nach der Bauart Radlik) ist kurz folgende (Abb. 1):

Die Anlage besteht aus zwei Förderkesseln mit einem Saugwindkessel, einer Luftpumpe verbunden mit einem Elektromotor, einem Druckwindkessel, den erforderlichen Umsteuerungsgeräten und den Saug- und Druckleitungen für Luft und Abwasser. Durch einen Schwimmer, der auf dem Spiegel des Abwassers ruht, wird ein Schnappschalter betätigt, der den Elektromotor und damit die doppelt wirkende Schieberluftpumpe einschaltet. Von ihr gehen eine Saug- und eine Druckluftleitung aus, die zunächst mit den Umsteuerungsgeräten und dann mit den beiden Förderkesseln verbunden sind. Die Schieberluftpumpe bewirkt durch die Saugluftleitung in dem einen Förderkessel einen Unterdruck und damit ein Hineinsaugen des Abwassers und gleichzeitig durch die Druckluftleitung in dem anderen Förderkessel, der sich bereits in dem vorangegangenen Förderspiel gefüllt hat, ein Hinausdrücken des Abwassers. Das Förderspiel wird durch die Schwimmer in den Förderkesseln und durch die von

ihnen betätigten Umsteuerungsgeräte ständig derart gewechselt, daß jeder Förderkessel das eine Mal als Saugkessel, das andere Mal als Druckkessel wirkt. Auch die Saug- und Druckluftleitungen wechseln hierbei ständig ihre Tätigkeit. Die Förderung des Abwassers hört erst dann auf, wenn der Schwimmer den Betrieb der Maschinen ausschaltet. Die in der Anlage verwendete Druckluft ist immer eingeschlossen und wird nicht abgelassen, sie wechselt ständig ihren Aufenthaltsraum von dem einen Förderkessel in den anderen. Statt zweier Förderkessel können auch deren vier angeordnet werden, die dann paarweise wirken.

Die Wirkungsweise pneumatischer Hebewerke anderer Bauart ist im wesentlichen der beschriebenen gleich.

I. Das Abwasserhebwerk Zimpel.

Die im Osten der Stadt gelegenen Siedlungsgebiete Zimpel-Süd, Bischofswalde und Bartheln sind etwa 300 ha groß, von denen zukünftig etwa 210 ha bebaut sein werden. Die Einwohnerzahl beträgt zur Zeit etwa 14 000 (endgültig 25 000 bis 30 000). Das gesamte Gebiet wird nach dem Trennverfahren entwässert. Es sind nur einige Regenwasserkanäle gebaut worden, deren Vorfluter Deichgräben sind. Die Brauchwässer werden dem selbsttätig wirkenden pneumatischen Hebewerk zugeführt, das die Abwässer in einen höher gelegenen Vorflutkanal hebt. Die Sohle des Sammlers von 400 mm Durchm. liegt auf + 111,00, die des Vorflutkanals von 300 mm Durchm. auf + 115,78. Durch ihn gelangen die Abwässer mit natürlichem Gefälle nach dem Pumpwerk Scheitnig, von dem aus sie durch eine 400 mm weite Druckrohrleitung nach dem im Osten der Stadt gelegenen, etwa 8,5 km entfernten Rieselfeldern Steine-Wüstendorf befördert werden (Abb. 2).

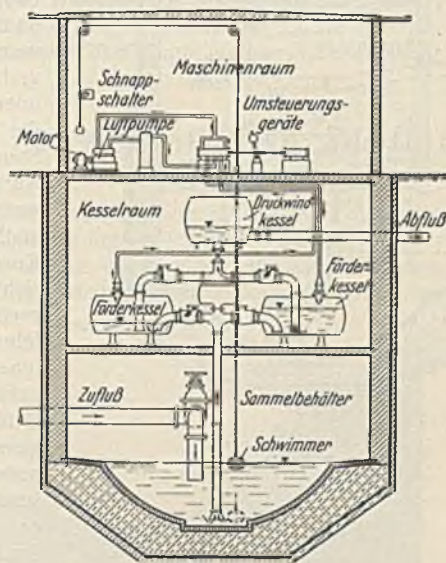


Abb. 1. Darstellung der Wirkungsweise eines pneumatischen Hebewerkes.



Abb. 2. Übersichtslageplan.

Da die Druckrohrleitung an dem Nordrande der Siedlungen vorbeiführt, lag es nahe, die Lösung der Entwässerungsfrage zunächst derart zu versuchen, daß die Abwässer durch ein Pumpwerk in der Nähe der Druckrohrleitung gehoben und in diese hineingedrückt werden. Dieses Verfahren hätte bedingt, daß die Maschinenanlage des Pumpwerkes Scheitnig, das die Druckrohrleitung nach den Rieselfeldern betreibt, verstärkt wird. Da das Pumpwerk Scheitnig nur 13 Stunden täglich in Betrieb ist, wäre von seiner Betriebszeit die des zweiten Pumpwerkes abhängig. Das Pumpwerk Scheitnig besitzt eine Sandfanganlage, für das zweite Pumpwerk wäre eine neue Sandfanganlage erforderlich geworden. Von der Ausführung des Hebewerkes nach dieser Lösung, die betriebstechnisch nicht einfach und sicher genug erschien und die auch keine Ersparnis an Kosten versprach, wurde abgesehen.

Der Berechnung der größten Abwassermenge wurde ein Wasserverbrauch von 100 l/Tag für den Einwohner zugrunde gelegt. Die Maschinenanlage wurde entsprechend einer endgültigen Einwohnerzahl von 25 000 bis 30 000 und einem 13stündigen Betrieb für eine größte Abwasser-

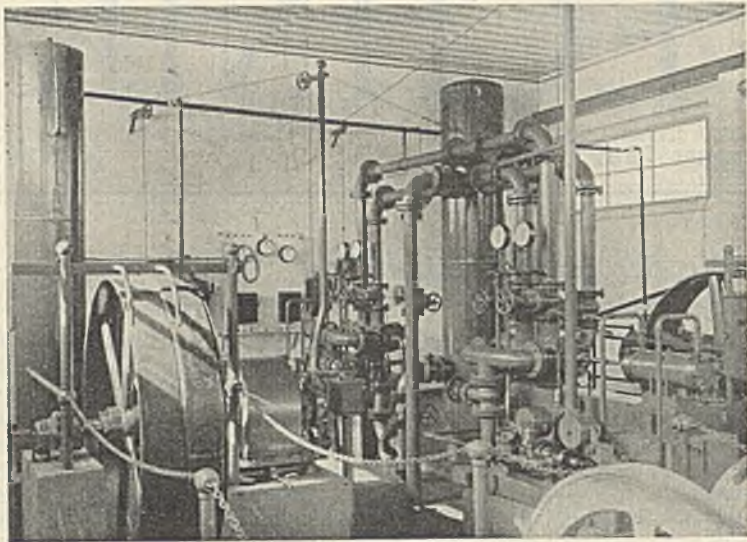


Abb. 3. Maschinenraum des Hebewerkes Zimpel.

menge von 60 l/sek bemessen. Als Aushilfe ist eine gleich starke Anlage vorgesehen.

Die manometrische Förderhöhe beträgt etwa 8 m, die geometrische etwa 7 m.

Die hauptsächlichsten Teile der Maschinenanlage sind (Abb. 3): zwei Elektromotoren von je 20 PS für Drehstrom mit 220/380 V Spannung (davon ein Motor als Aushilfe), zwei Leuchtgasmotoren (Deutz) von je 10 PS als Aushilfe, zwei Schieberluftpumpen (Amag-Hilpert), vier Förderkessel von je 2,25 m³ Inhalt mit den dazugehörigen zwei Saugwindkesseln, ein Druckwindkessel von 3,5 m³ Inhalt, Umsteuerungsgeräte, acht Rückschlagklappen, zwei Schwimmerschaltungen.

Es sind selbstschreibende Geräte vorhanden, die die Wasserstände im Sammelbrunnen, die geförderten Wassermengen und die Betriebszeiten der einzelnen Förderspiele aufzeichnen.

Beim Versagen des elektrischen Stromes oder bei sonstigen Störungen der Anlage wird durch eine Alarmvorrichtung ein Maschinist des etwa 20 min entfernten Pumpwerkes Scheitnig herbeigerufen. Der Betrieb mit den Gasmotoren wird von Hand aus eingeschaltet. Für ernstere Störungen und den Ausfall beider Kraftquellen steht eine fahrbare Diaphragmapumpe mit Benzolmotor und einer Leistung von 60 m³/h jederzeit fahrbereit zur Verfügung. Für die Unterhaltung der Maschinen ist es im übrigen erforderlich, daß ein Maschinist täglich etwa zwei Stunden tätig ist.

Die bauliche Durchbildung des Hebewerkes zeigen Abb. 4 bis 7.

Das Bauwerk besteht aus dem Sammelbehälter, dem Förderkesselraum und dem Maschinenraum. Die ersten beiden Räume haben kreisförmigen Querschnitt von 8 m Durchm. und liegen unter Gelände. Der Maschinenraum ist rechteckig und 8 x 10 m groß. Die beiden oberen Räume sind durch eine Treppe verbunden, während der Sammelbehälter durch einen Schacht vom Maschinenraum aus zugänglich ist. Der unterste Raum wird durch einen Luftschacht entlüftet.

Das Bauwerk wurde in trockener Baugrube hergestellt. Der Grundwasserspiegel lag 2 m unter Gelände, die festgelagerte Lette lag etwa 1,70 m unter der Unterkante des Bauwerkes, und die über der Lette lagernden Bodenschichten waren stark wasserführend. Die Trockenlegung der Baugrube war möglich entweder durch eine Absenkung des Grundwasserspiegels, für die die Bodenverhältnisse sehr geeignet waren, oder durch Rammen einer bis in die Lette reichenden eisernen Spundwand und darauf folgendes Auspumpen der Baugrube. Es wurde die zuerst genannte Herstellungsweise gewählt, da der Kostenvergleich — unter Berücksichtigung der damaligen Eisenpreise — ergab, daß dieses Verfahren erheblich billiger war als jenes. Durch eine Absenkungsanlage in drei Staffeln wurde der Grundwasserspiegel um 8,60 m gesenkt. Die erste Staffel war außerhalb der Baugrube, die beiden anderen waren innerhalb der Baugrube angeordnet. Die Baugrube wurde senkrecht ausgesteift, indem I-Träger gerammt und dazwischen Bohlen gesetzt wurden.

Die Abmessung der I-Träger war so gewählt, daß sie später zur Herstellung der obersten Decke und des Daches verwendet werden konnten. Die Sohle des Bauwerkes wurde wegen des Auftriebes aus Eisenbeton mit Kuppelbewehrung, das Mauerwerk aus hartgebrannten Steinen in Zementtraßmörtel hergestellt. Die Isolierung besteht aus vier bis drei Lagen Asphaltpappe, die aufeinandergeklebt sind. Sie ist durch 1/2 Stein starkes vorgeblendetes Mauerwerk geschützt.

Die Gesamtkosten haben 162 000 RM betragen und setzen sich wie folgt zusammen:

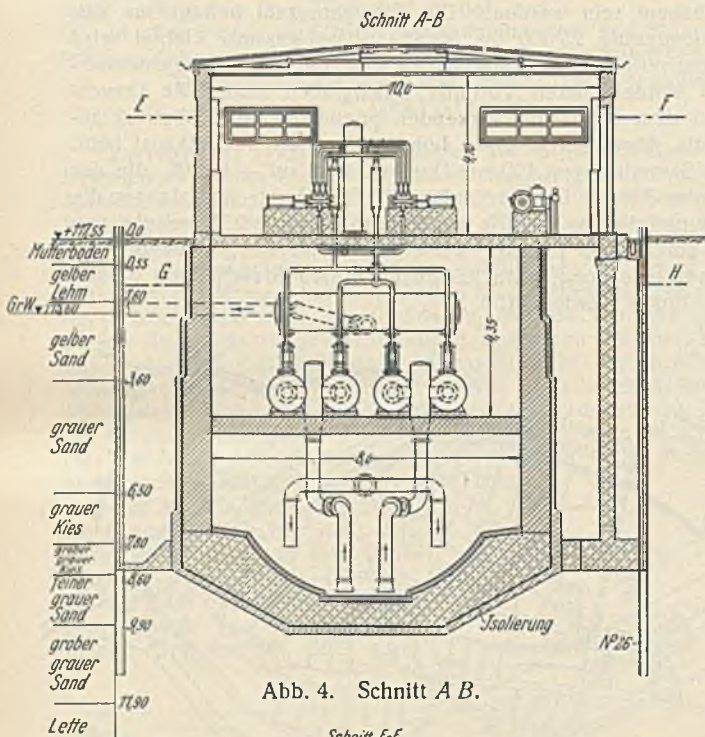


Abb. 4. Schnitt A B.

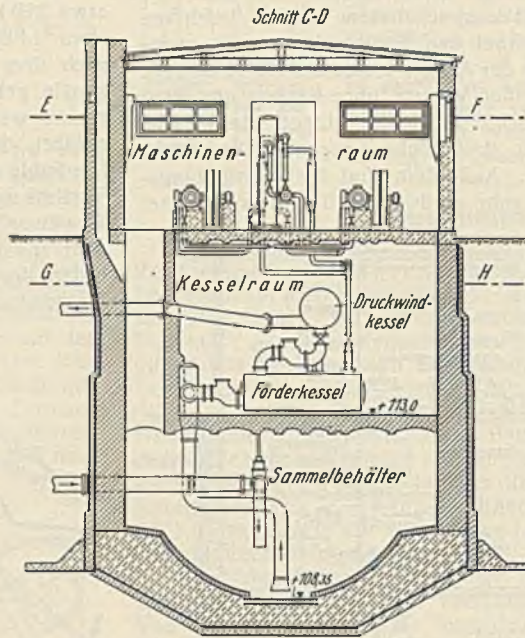


Abb. 6. Schnitt C D.

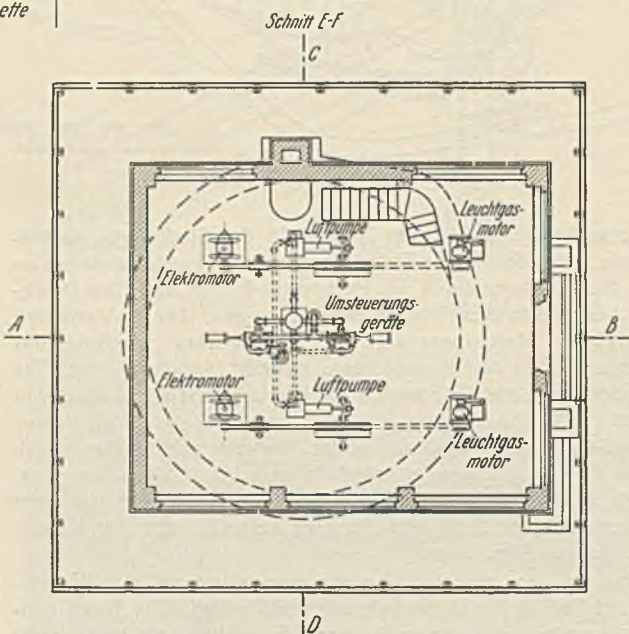


Abb. 5. Schnitt E F.

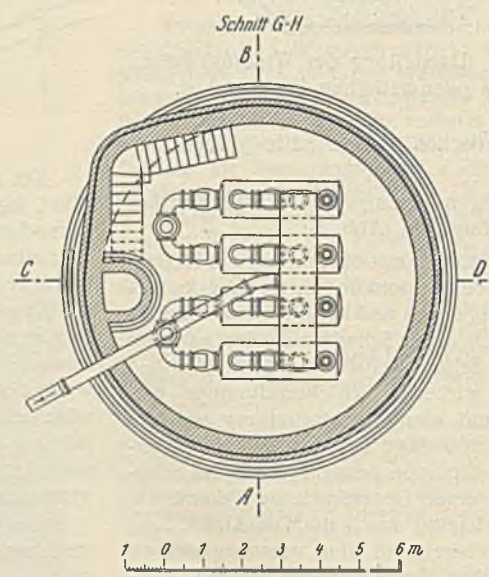


Abb. 7. Schnitt G H.

Erdarbeiten	16 000 RM
Grundwasserabsenkung	24 000 "
Bauwerk unter Geländehöhe	27 000 "
Bauwerk über Geländehöhe (Maschinenraum ohne den angebauten Transformatorraum)	22 000 "
Maschinenanlage (einschl. Strom-, Gas- und Wasseranschluß)	51 000 "
Nebenkosten	22 000 "
zusammen 162 000 RM.	

Die Betriebskosten (Löhne, Unterhaltung, Strom, Schmiermittel usw.) haben 6500 RM im Jahre 1931 betragen oder 1,2 Rpf für 1 m³ Abwasser bei einer Jahresfördermenge von zur Zeit 544 000 m³.

Die Tief- und Hochbauarbeiten wurden von der Firma Fritz Reimer, Breslau, ausgeführt. Die Maschinenanlage lieferte die Firma Radlik, Berlin.

Die Anlage ist im Dezember 1927 in Betrieb genommen worden und hat sich gut bewährt.

II. Das Abwasserhebwerk Tschansch.

Als im Jahre 1928 die im Südosten der Stadt gelegenen Gemeinden Klein- und Groß-Tschansch eingemeindet wurden und gleichzeitig in der Flur Klein-Tschansch eine Siedlungsfläche von 12 ha Größe durch den Bau von Kleinstwohnungen erschlossen werden sollte, war die Bearbeitung der Entwässerungsverhältnisse dieser Gebiete erforderlich. Der Entwässerungsentwurf erstreckte sich auch auf die benachbarte Gemeinde Brockau, die nicht eingemeindet wurde. Sie besitzt zwar eine eigene Entwässerung mit einer Kläranlage, jedoch werden die Vorfluter von den Abflüssen der vollkommen ungenügend arbeitenden Kläranlage so stark verunreinigt, daß eine anderweitige Beseitigung der Abwässer erforderlich werden wird. Als wirtschaftlichste Lösung empfiehlt sich die Änderung der Mischkanalisation in Trennkanalisation und die Aufnahme der Brauchwässer auch aus der Gemeinde Brockau in das städtische Kanalnetz. Die Ausführung dieser Lösung ist aus Mangel an Mitteln vorläufig zurückgestellt worden.

Die Gebiete von Klein-Tschansch, Groß-Tschansch und Brockau (Abb. 8) sind zusammen etwa 850 ha groß, von denen zukünftig etwa 360 ha bebaut sein werden. Die Regenwässer können nach vorhandenen Vorflutern abgeleitet werden. Die Brauchwässer dagegen werden durch Zwischenschaltung eines selbsttätig wirkenden pneumatischen Hebwerkes dem vorhandenen Kanalnetz und damit dem Hauptpumpwerk Zehndelberg

zugeführt, das die Abwässer auf die im Nordwesten der Stadt gelegenen Rieselgüter Oswitz, Ransern und Weidenhof fördert.

Die Leistung des Hebwerkes wurde der größten Abwassermenge entsprechend auf 110 l/sek bemessen. Eine gleich starke Maschinenanlage ist als Aushilfe vorgesehen. Für die Ausgestaltung des Hebwerkes Tschansch waren, da die Verhältnisse sich einander ähneln, die gleichen Erwägungen maßgebend wie für die Ausgestaltung des Hebwerkes Zimpel, über dessen Betrieb inzwischen schon günstige Erfahrungen vorlagen.

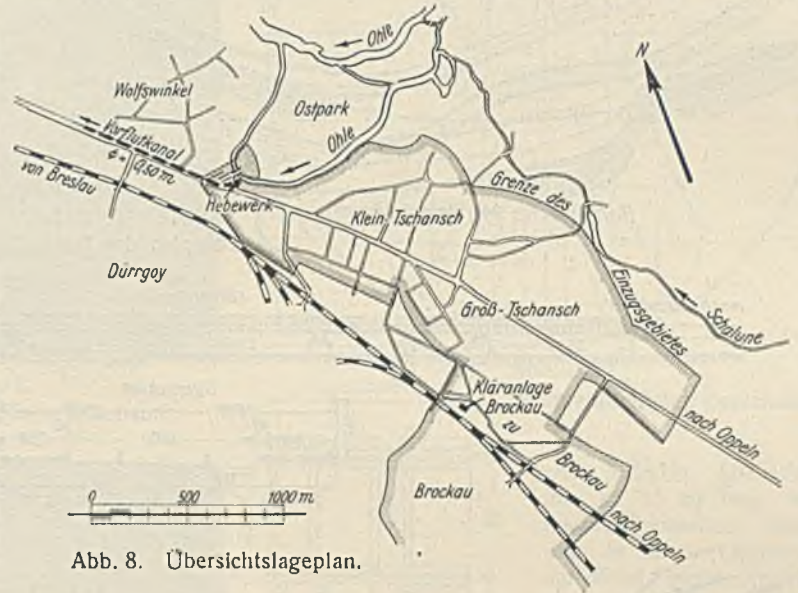


Abb. 8. Übersichtslageplan.

Die Sohle des in den Sammelbrunnen einmündenden Sammlers von 500 mm Durchm. liegt auf + 114,00, die Sohle des Vorflutkanals ebenfalls von 500 mm Durchm. auf + 119,30. Die manometrische Förderhöhe beträgt etwa 8,5 m und die geometrische etwa 7,2 m.

Die Maschinenanlage ist wie die Anlage in Zimpel nach der Bauart Radlik ausgeführt worden. Der größeren Leistung entsprechend haben die beiden Drehstrommotoren je 30 PS und die beiden als Aushilfe dienenden Deutzer Leuchtgasmotoren je 14 PS. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wiesentbrücke „Gleich und Rund“ in der Landschaft.¹⁾

Von Ministerialrat Hans Friedrich, Reichsbahndirektor in München.

Den Bau der Wiesentbrücke bei der Stempfermühle (Fränkische Schweiz) (Abb. 1), deren Vorgeschichte bereits im Stahlbau 1929, Heft 11, mit einigen Worten angegeben ist, hat die Deutsche Reichsbahn infolge der ungünstigen Finanzlage der Nachkriegs- und Inflationsjahre erst in den

Ergänzung und Verbesserung in tief- und wasserbautechnischer Hinsicht. Dieser Preisträgerin wurde — den Absichten des Wettbewerbs entsprechend — auch die Lieferung der eisernen Brückenüberbauten übertragen.

a) Grund- und Aufbau.

Auf die ganze Länge der Brücke verläuft die normalspurige Nebenbahn Gasseldorf—Behringersmühle in der Waagerechten und in einer Krümmung von 325 m Halbmesser (Abb. 2 3, u. 4). Die Brückenhöhe über der Talsohle beträgt durchschnittlich 6 m. Die Brücke ist als Blechbalkenbrücke mit oberliegender Fahrbahn gebaut. Infolge des einheitlich über die ganze Brücke hinweg sich erstreckenden Bogenhalbmessers werden die sechs gleich bemessenen Überbauten auch sämtlich gleich beansprucht, und es wird innerhalb der Brücke keine Änderung der Überhöhung des äußeren Schienenstranges notwendig.

b) Der Unterbau.

Neben den beiden normal ausgebildeten Widerlagern verdienen besondere Erwähnung die fünf massiven Zwischenpfeiler, für die, der Anschauung des Preisgerichts folgend, die kreisrunde Form als am zweckmäßigsten gewählt wurde. Dies geschah, nachdem die Reichsbahnverwaltung zuvor noch Modellversuche über die Sohlenbefestigung und die günstigste Form der Pfeilerunterbauten der geplanten Bahnbrücke über die Wiesent sowie über die Wasserströmungs- u. -Geschwindigkeitsverhältnisse an der Stelle der Brücke hatte anstellen lassen, ausgehend von der Erwägung, daß diese Versuche einerseits notwendig seien, um den Besonderheiten des Talüberganges beim Bau Rechnung tragen zu können, andererseits aber auch allgemein für das Bauingenieurwesen von Wert seien. Diese Modellversuche wurden vom Geheimen Oberbaurat Prof. Dr.-Ing. Rehbock, Karlsruhe, im dortigen Flußbaulaboratorium vorgenommen, und zwar mit zwei Modellen. Mit dem einen (Teilmodell) im Maßstabe 1:50 wurde die Einwirkung der Einbauten auf die Flußsohle (Kolkbildung) untersucht. Das andere (Vollmodell der Wiesentbrücke mit dem dort vorhandenen Flußprofil) im Maßstabe 1:100 und von etwa 4 m Länge diente zur Untersuchung der Abfluß- und Strömungsverhältnisse auf der ganzen Flußstrecke ohne und mit Rundpfeilern, wobei die Stauhöhen auf 1 bis 2 cm genau sich bestimmen ließen.



Abb. 1. Blick ins Wiesental bei der Stempfermühle vor Baubeginn.

Jahren 1929/30 ausführen können, als aus Krediten des Reichs und der Länder Mittel zur Fertigstellung stillgelegter Nebenbahnbauten flüssig gemacht wurden. Der baureife Brückenentwurf der Reichsbahnverwaltung lehnte sich im wesentlichen an den preisgekrönten Entwurf der Brückenbauanstalt Gg. Noell & Co. in Würzburg an, unter entsprechender

¹⁾ Vgl. Stahlbau 1929, Heft 11: „Heimatschutz beim Bahn- und Brückenbau“.

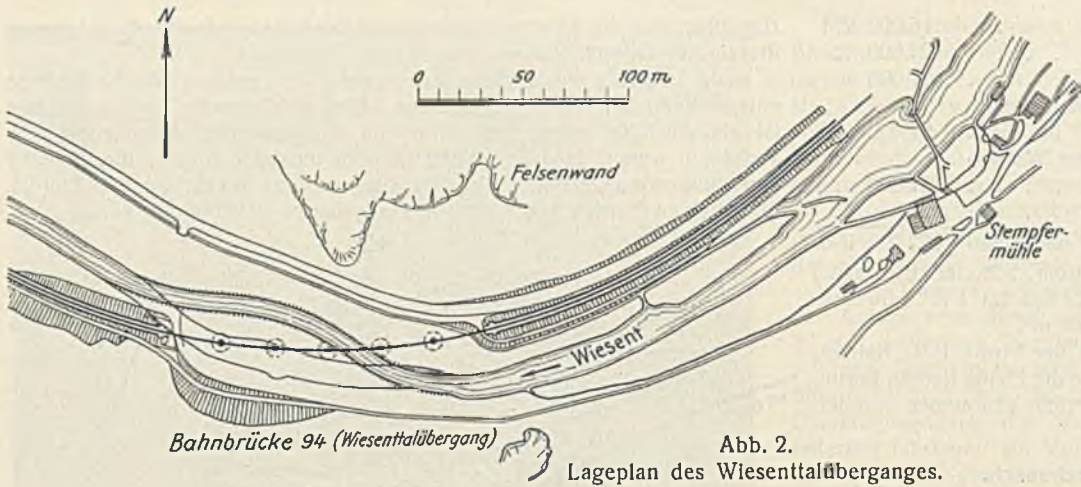


Abb. 2. Lageplan des Wiesentalüberganges.

einem halbelliptisch massiven Pfeilerunterbau flußaufwärts (Abb. 7) gemacht, dem sich dann solche mit geradlinig begrenzten Pfeilerunterbauten (Abb. 8), die sich für die Bauausführung mit Spundwänden besser eignen, angeschlossen haben. Es ergab sich, daß diese beiden Arten von Pfeilersockeln in bezug auf Kolkbildung fast genau die gleiche, günstige Wirkung hatten, dahingehend, daß bei einer solchen Sohlenbefestigung die Entstehung des Kolkes unmittelbar am Pfeiler verhindert und daher die Gefahr der Unterspülung bei Hochwasser geringer wird. Für die Ausführung des Pfeilerunterbaues wurde daher eine grundsätzlich der Abb. 9 entsprechende Form empfohlen.

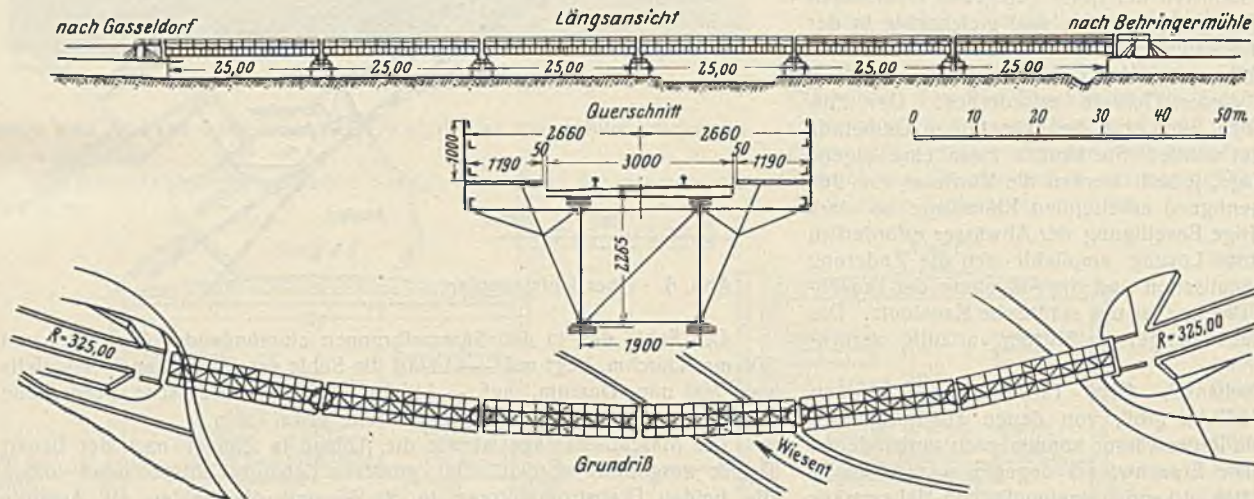


Abb. 3. Längenschnitt, Grundriß und Querschnitt der Wiesentbrücke.

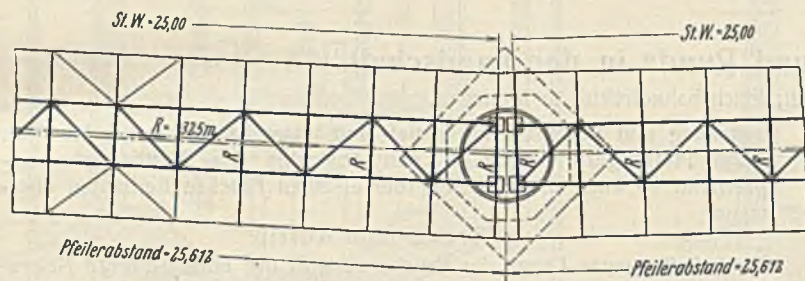


Abb. 4. Brückengrundriß.

Das Ergebnis dieser Modellversuche über Art und Form der Kolkwirkungen sowie über die darauf fußende Auffindung einer günstigen Form des Pfeilerunterbaues läßt sich dahin zusammenfassen, daß bei kreisrunden Pfeilern ein starker Steinsatz unterhalb der Pfeiler (Abb. 5) für die Sohlenbefestigung weniger Nutzen bringt als eine solche Befestigung der Pfeilersohle oberhalb (Abb. 6), da hier die größte Kolkentiefe unmittelbar am Pfeiler auftritt. Es wurden daher weitere Versuche mit

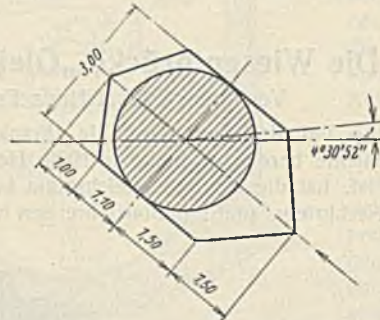


Abb. 9. Nach den Modellversuchen empfohlene Form des Pfeilerunterbaues.

die normalen Böschungen der Hochwassermulde durch schraubenförmige Flächen allmählich in die Neigung der Widerlagermauer übergeführt, um das Hochwasser möglichst ohne Wirbelbildungen von den Widerlagern vorbeizuleiten.

Die zylindrischen Pfeiler und die Widerlager der Brücke sind im Kern aus Stampfbeton hergestellt und im sichtbaren Teil mit raubossiertem Mauerwerk aus Kalkbruchsteinen verkleidet. An Stelle von Auflagerquadern traten 0,5 m starke Betonabdeckplatten (Schotter in Nußgröße) mit Rundeiseneinlagen (Abb. 12 u. 12a), die den Auflagerdruck gleichmäßig auf das darunterliegende Mauerwerk verteilen. Die Betonplatte der Pfeiler erhielt 2,90 m, der Pfeilerschaft 3,0 m Durchmesser. Die sichtbaren Flächen der Pfeiler und Widerlager sind im lagerhaften Bruchsteinmauerwerk möglichst rau gehalten, damit sich die Brücke gut in die Natur einpaßt.

In Anlehnung an die für die Verminderung des Kolkes am Pfeiler günstigen Ergebnisse der Modellversuche mit geradlinig begrenztem Unterbau wurde bei der Bauausführung dem oberen Pfeilerfundament eine achteckige, gegen den Schaft um 0,5 m vorspringende geradlinige Form gegeben, während der darunterliegende Fundamentsockel quadratisch gestaltet ist. Schließlich wurde zur weiteren Verringerung der Angriffe des Wassers auf das Flußbett rings um alle Pfeiler eine starke Sohlenpflasterung in elliptischer Form (Abb. 13) angeordnet, wobei die kleine Achse der Ellipse mit der Querachse des Pfeilers zusammenfällt und rd. 7 m lang, die große rd. 10 m lang ist. Bei dieser Ausbildung haben sich nach den

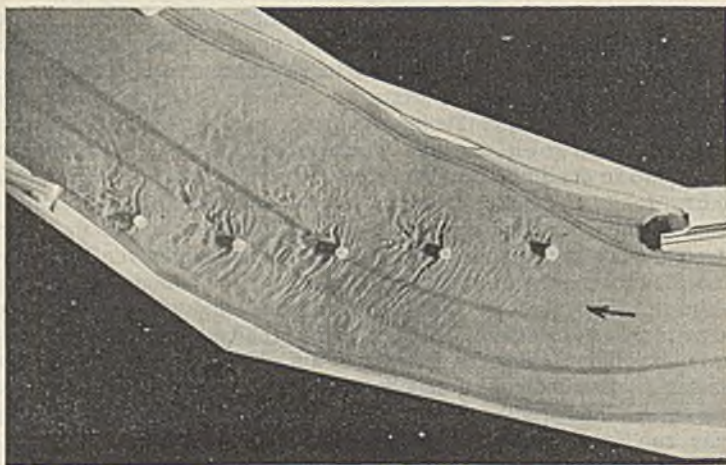


Abb. 10. Modellversuch für den Hochwasserabfluß von 330 m³/sek.

Das Vollmodell (Abb. 10) zeigt den Abfluß eines Hochwassers von 330 m³/sek, wobei die an den Pfeilern auftretenden und die hinter den Pfeilern vorhandenen Fließwirbel (Pfeilerwalzen) zu erkennen sind. Mit diesem Modell konnten genaue Aufnahmen der Strömungsrichtungen sowie der sich bildenden Pfeiler- und Uferwalzen gemacht werden. Der Brückenstau wurde bei rein strömendem Abfluß und einer Wassergeschwindigkeit von 1,43 m/sek zu 0,16 m ermittelt. Abb. 11 endlich gibt den Abguß eines Kolkversuches am Vollmodell wieder für eine Wasserabflußmenge von 113 m³/sek bei 20 min Überströmungsdauer.

Beim Brückenbau selbst wurde das Flußbett des Wiesentflusses unter tunlichst schlanker Linienführung flußaufwärts so verlegt, daß es durch das vierte Brückenfeld hindurchführt, damit der Wasserzudrang bei Hochwasser von den flußabwärts gelegenen Brückenöffnungen mehr nach den flußaufwärts gelegenen abgelenkt wird. Oberhalb und unterhalb der Brückenwiderlager sind



Abb. 5. Sohlenbefestigung unterhalb des Pfeilers.

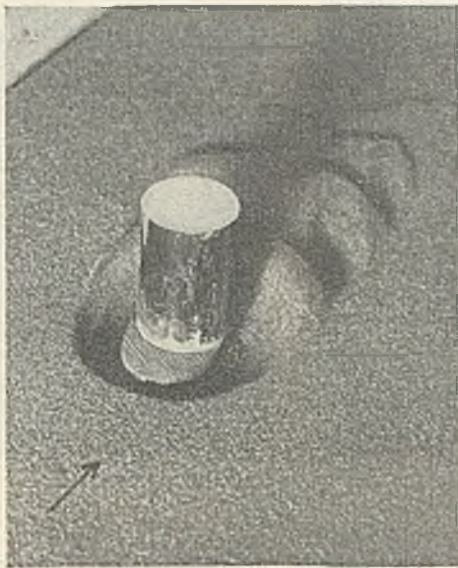


Abb. 7. Halbelliptischer Pfeilerunterbau.

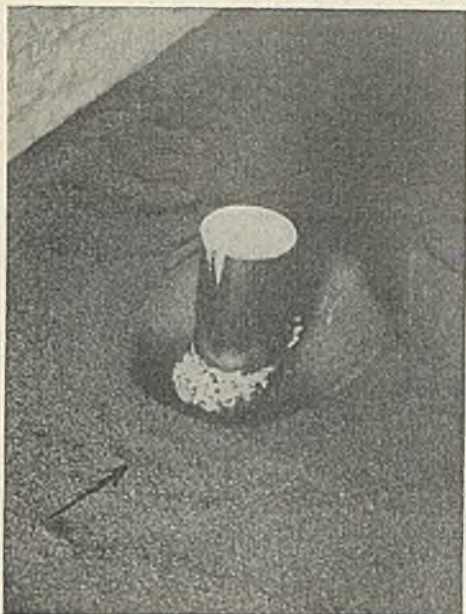


Abb. 6. Sohlenbefestigung oberhalb des Pfeilers.

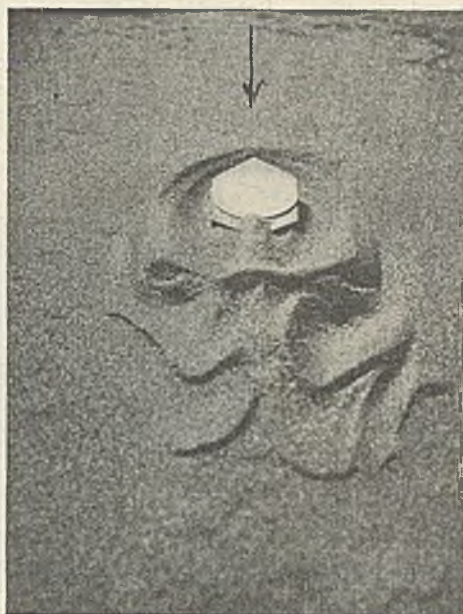


Abb. 8. Geradlinig begrenzter Pfeilerunterbau.

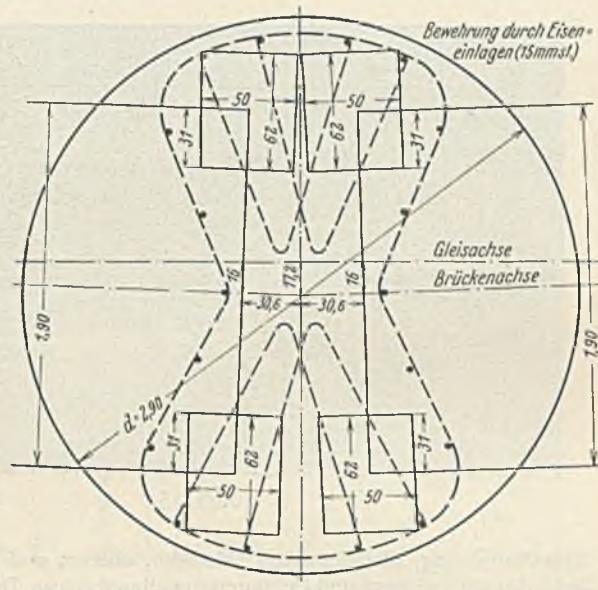


Abb. 12. Pfeileraufsicht und -bewehrung.

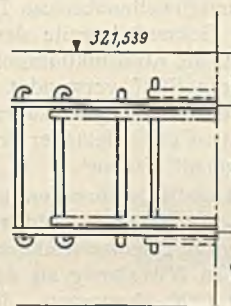


Abb. 12a.

und Talachse übermäßig (bis zu 15 m) lang und massiv geworden wären und in ihrer Längsseite auffallend große Ansichtflächen aufgewiesen hätten. Insbesondere hätten solche Langpfeiler sich hier kulis-

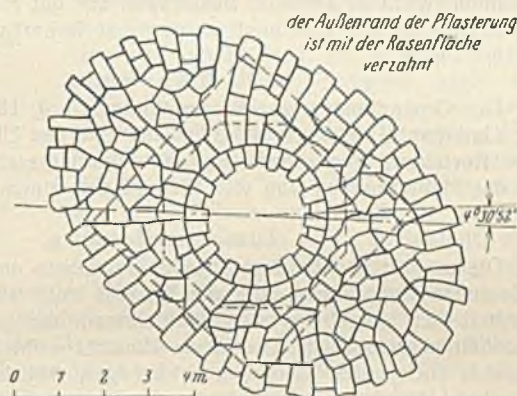


Abb. 13. Sohlenpflaster an den Pfeilern.

Rehbockschen Modellversuchen unter den gleichen Abfluß- und Überströmungsverhältnissen die ausgeschwemmten Massen des Kolktes auf die Hälfte und die Tiefe des Kolktes auf rd. 65% gegenüber einem Pfeiler ohne Umpflasterung verringert. In die Betonplatten der Pfeiler und Widerlager wurden Flacheisenbügel einbetoniert, auf denen die Achsen der Bahn und der Brückenüberbauten fixiert werden können.

Die eigenartige, bei Brückenpfeilern sonst nicht gewohnte Rund- (Tonnen-) form der Pfeiler wurde, wie schon erwähnt, aus schönheitlichen und hydrotechnischen Gründen gewählt. Diese Pfeiler wirken im Landschaftsbilde möglichst unauffällig und bieten dem Beschauer von allen Seiten und von jedem Standpunkt aus eine gleich große, tunlichst eingeschränkte Ansichtfläche dar, entgegen den sonst üblichen, gleichlaufend zur Flußrichtung und schräg zur Brückenachse eingestellten Pfeilern, die im vorliegenden Falle bei dem spitzen Winkel (36°) zwischen Brücken-

senartig aneinandergereiht und von der nahen Landstraße aus den Durchblick durch die Brücke stark beeinträchtigt. Die fertigen zylindrischen Pfeilerschäfte boten vor dem Aufbringen des Eisenüberbaues ein beim Brückenbau sonst nicht gewohntes Bild (Abb. 14), dessen sich sogar der Volkswitz bemächtigte, indem er sie gut bayerisch als „Maßkrugpfeiler“ betitelte.

c) Der eiserne Überbau.

Die Brücke hat sechs gleiche, oben wie unten waagrecht abschließende vollwandige Blechträgerüberbauten mit rechtwink-



Abb. 11. Modellversuch über die Kolkwirkung an der Brücke.



Abb. 14. Der fertige Brückenunterbau.

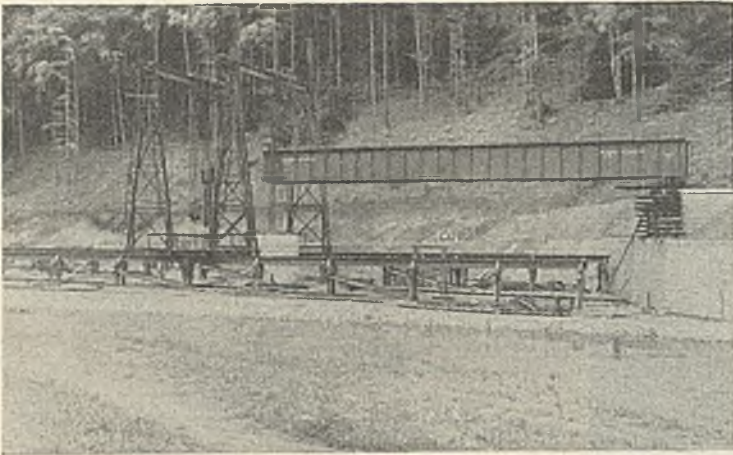


Abb. 15.

Einfahren der eisernen Öffnungsfelder.

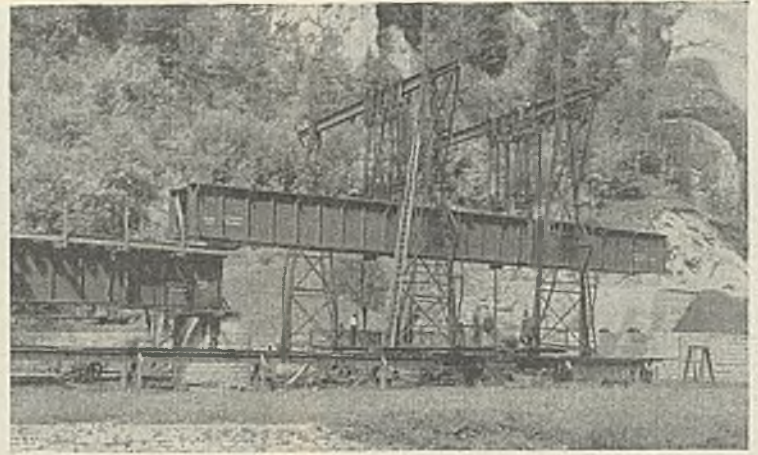


Abb. 16.

liger Anordnung, oberliegender Fahrbahn, oberem und unterem Verband, beiderseitige Fußwege und Holzquerschwellenoberbau. Die Stützweite jedes Öffnungsfeldes beträgt 25 m, die Gesamtlichtweite der Brücke 153,06 m. Der Hauptträgerabstand ist 1,90 m, die Konstruktionshöhe = 2,550 m. Als Baustoff für die Überbauten wurde St 37 verwendet. Als Verkehrslast ist der Festigkeitsberechnung der Lastenzug E zugrunde gelegt. Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion samt Geländer und Auflager beträgt rd. 285 t, die Gesamtanstrichfläche rd. 3000 m².

Der Eisenüberbau hat einen unauffällig stumpfen, gelbgrünen Anstrich erhalten, der in seinem naturnahen Farbton nicht aus der Umgebung herausfällt. Die Lieferung der ganzen Eisenkonstruktion war der Brückenbauanstalt Georg Noell & Co. in Würzburg als der Preisträgerin des Brückenwettbewerbes vom Jahre 1920 übertragen. Ihr oblag auch die fertige Aufstellung (Abb. 15 u. 16), die für jedes einzelne Öffnungsfeld (Versandgewicht 42,5 t) vom Bahnwagen aus mit Hilfe geeigneter Portalcrane in kürzester Zeit und in gewohnt fachmännischer Weise durchgeführt wurde.

d) Kosten.

Die Gesamtkosten der Brücke betragen rd. 186 000 RM, davon für den Unterbau = rd. 63 000 RM, für den eisernen Überbau = 123 000 RM. Eine Kostenmehrung ergab sich aus unvorhergesehenen Erschwernissen bei der Pfahlgründung von vier Pfeilern und einem Widerlager.

Zusammenfassung.

Die an sich und in ihren Einzelabmessungen und -anordnungen nicht bedeutende Bahnbrücke über die Wiesent stellt als Ganzes und als Bestandteil der Umgebung ein Ingenieurwerk dar, das in konstruktiver, schönheitlicher und wirtschaftlicher Hinsicht wohl befriedigt. Es zeigt, wie sich auch unter besonders schwierigen örtlichen Verhältnissen mit einfachen Mitteln geeignete Lösungen für ein technisches Werk finden lassen, so zwar, daß es tunlichst wenig als Fremdkörper in der Landschaft empfunden wird, vielmehr sich durch die Schlichtheit und Ruhe der Linienführung harmonisch und ungezwungen in die natürliche Umgebung einfügt. So bildet denn die fertige Wiesentbrücke „Gleich und Rund“ — gesehen an ihrer Einfachheit, Ebenmäßigkeit und Abrundung — nach ihrer

Art eine technische Zierde des Talgrundes, so daß mit der Art und Weise ihrer Gestaltung nun auch jene weiten Kreise des Heimatschutzes und der Naturpflege, die zuvor lebhaft Bedenken wegen der Beeinträchtigung des Landschaftsbildes hegten, einverstanden sein können. Dies um so mehr, als es auch gelungen ist, bei der anschließenden Linienführung der Bahn störende Einflüsse auf die 50 m oberhalb der Wiesentbrücke gelegene idyllische Stempfermühle und ihre reizvolle nächste Umgebung zu vermeiden, indem die dieser Mühle gegenüberliegenden pittoresken Felschroffen und Wände im wesentlichen unverändert erhalten bleiben konnten, ebenso wie der zur Stempfermühle über den Bach führende malerische Holzsteg, die Stau- und Wiesenbewässerungsanlage sowie die dortigen eigenartigen Eiben-Baumgruppen.



Abb. 17. Die fertige Brücke in der Landschaft.

Die Reichsbahnverwaltung kann sich mit dem schlichten, den heutigen Auffassungen über das Wesen der Schönheit bei Ingenieurbauten entgegenkommenden Bauwerk, das an einem der Widerlager die Anschrift trägt: „Wiesentbrücke, erbaut 1929/30, als von Hindenburg Reichspräsident war“, wohl sehen lassen (Abb. 17).

Beobachtungen bei den Höhenmessungen an der Nordschleuse und Columbusmauer in Bremerhaven.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur Karl Eicke, Wesermünde.

Als mit dem Bau der Nordschleuse begonnen wurde, war bereits bekannt, daß der Boden in Bremerhaven sehr der Bewegung ausgesetzt ist. Um während der Bauzeit jeder eintretenden Bewegung rechtzeitig entgegenzutreten zu können, wurden vor Beginn des Baues umfangreiche Sicherheitsmessungen vorgenommen. Meine Aufgabe war die Überwachung dieser Sicherheitsmessungen und deren weiterer Ausbau.

Bei Durchführung der Höhenmessungen, die zuerst ohne Berücksichtigung der Tide vorgenommen wurden, tauchten Unstimmigkeiten in den Messungen auf, die dazu führten, näher auf eine mögliche Tidenbewegung der Bauwerke einzugehen. Gemessen wurde mit einem Zeiss-Nivellierinstrument III mit Keilstricheinteilung und mit einer Präzisions-Nivellierlatte mit Invarband. Das Instrument gestattet das unmittelbare Ablesen von 20tel mm.

Zur einwandfreien Durchführung der Höhenmessung wurden Bohrpfahlfestpunkte hergestellt, die bis in den diluvialen Sand reichten und mit Eiseneinlagen versehen waren. Außerdem wurden an den bestehenden, ebenfalls im Sand gegründeten Kafen Mauerbolzen angebracht und diese in die Höhenbeobachtungen mit einbezogen. Angeschlossen wurden

diese neuen Festpunkte an einen von der Landesaufnahme eingetragenen Festpunkt.

Bald nach Beginn der Grundwasserabsenkung zeigten sich beträchtliche Höhenunterschiede innerhalb der neu gegründeten Festpunkte, was dazu veranlaßte, die Einmessung der Festpunkte in kurzen Zeitabständen zu wiederholen. Die Senkungen der in den diluvialen Sand gegründeten Festpunkte waren während der Bauzeit recht bedeutend¹⁾.

Höhenbolzen wurden zur Kontrolle der auftretenden Bewegungen auch sogleich in den neu fertiggestellten Baublöcken gesetzt und in die Höhenbeobachtungen mit einbezogen, die auch die anschließende, unmittelbar am offenen Weserstrom erbaute Columbusmauer umfaßte.

An dieser Mauer, an der im Durchschnitt ein Tidenhub von 3,00 bis 3,50 m auftritt, zeigten sich Höhenunterschiede von 3 bis 4 mm bei den in kurzen Zeitabständen vorgenommenen Messungen. Eine Messung, die danach bei HW und NW ausgeführt wurde, zeigte, daß die Mauer

¹⁾ S. Bautechn. 1931, Heft 28, Baurat Otto: Die Untersuchung des Baugrundes und die Wasserhaltung.

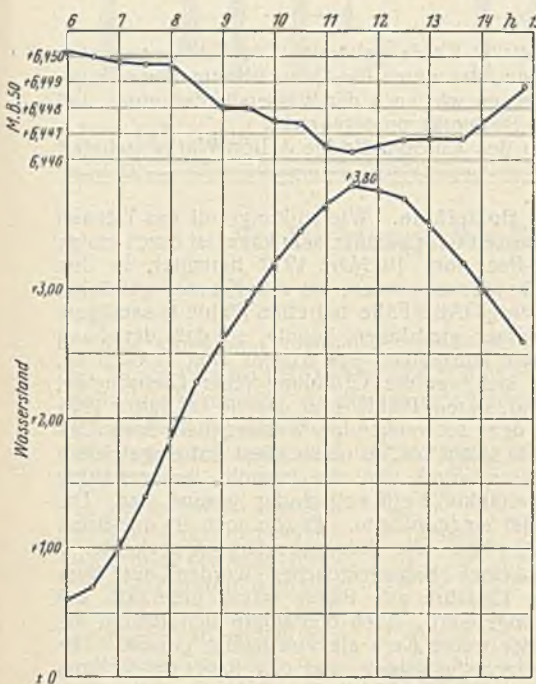


Abb. 1. Bewegung des Festpunktes M. B. 50 während einer Tide.

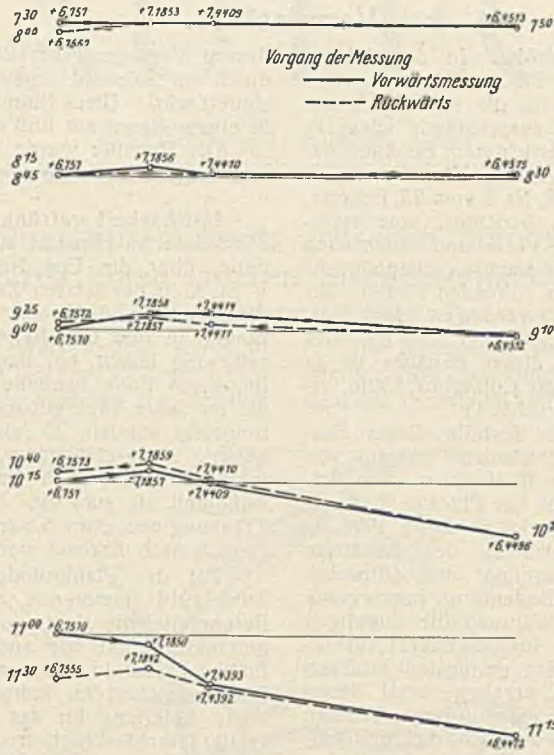


Abb. 2. Columbusmauer

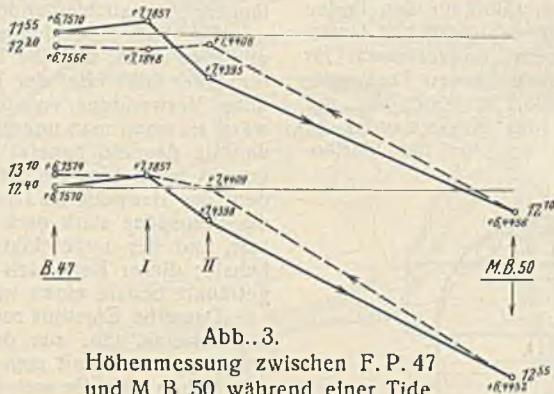


Abb. 3. Höhenmessung zwischen F. P. 47 und M. B. 50 während einer Tide.

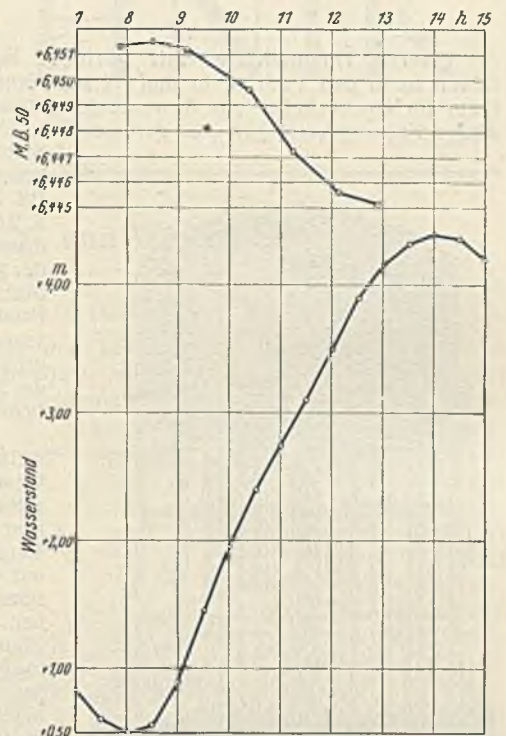


Abb. 4. Bewegung des M. B. 50 nach der Höhenmessung in Abb. 3 und die dazugehörige Tidenkurve.

bei HW rd. 4 mm tiefer lag als bei NW. Bei den dann wiederholt vorgenommenen Messungen bei HW und NW konnte ein ganz bestimmtes Verhältnis festgestellt werden gegenüber dem Höhenunterschiede von HW zu NW, wie nachstehende Tabelle zeigt.

Tag der Messung	Tageszeit	Niedrigwasser bzw. Hochwasser	Wasserstand	Tidenhub	Höhenunterschiede der Mauer zwischen HW u. NW. Mittel der B. v. 50 bis 84
12. 6. 1930	9 ⁰⁰ — 9 ²⁵	NW 8 ⁴⁰	+ 0,30	3,50	4
12. 6. 1930	14 ¹⁵ — 14 ³⁰	HW 14 ¹⁵	+ 3,80		
19. 8. 1930	14 ⁰⁰ — 15 ³⁰	NW 14 ¹⁵	+ 0,60	2,75	1,7
19. 8. 1930	7 ⁰⁰ — 8 ³⁰	HW 7 ¹⁵	+ 3,35		
10. 11. 1930	10 ⁰⁰ — 10 ³⁵	NW 10 ¹⁵	+ 0,95	3,60	4
10. 11. 1930	15 ²⁵ — 16 ¹⁰	HW 15 ⁵⁰	+ 4,55		
9. 12. 1930	9 ²⁰ — 10 ⁵⁰	NW 10 ¹⁰	± 0,0	3,55	4,1
9. 12. 1930	15 ¹⁵ — 16 ³⁵	HW 15 ¹⁵	+ 3,55		
13. 2. 1931	9 ⁵⁵ — 11 ¹⁵	HW 9 ⁵⁵	+ 3,80	2,95	3,1
13. 2. 1931	16 ¹⁰ — 17 ²⁰	NW 16 ¹⁰	+ 0,85		

Um die Bewegung der Mauer während einer Tide kennen zu lernen, wurde ein Bolzen an der Mauer alle halbe Stunde beobachtet. Diese ebenfalls wiederholt ausgeführten Messungen ergaben, daß die größten Bewegungen in den mittleren zwei Stunden auftraten. In Abb. 1 ist die Bewegung des Mauerbolzens Nr. 50 an der Columbusmauer und der dazu gehörige Wasserstand während einer Tide graphisch aufgetragen.

Die Höhenmessungen der Columbusmauer wurden angeschlossen an den neu gegründeten Bohrpfahlfestpunkt Nr. 47, der etwa 150 m landeinwärts liegt. Dieser Festpunkt Nr. 47 (Nr. 79 des Küstennivellements) durfte als fest angenommen werden, da er bei den einzelnen Beobachtungen

keine Senkungen zeigte gegenüber den Festpunkten der Landesaufnahme. Es wurde aber festgestellt, daß die Tidenbewegung nicht nur unmittelbar am Wasser wirkte, sondern daß diese Bewegung auch an Bauwerken auftritt, die weiter landeinwärts liegen. Zur Feststellung der Bewegung des Bohrpfahlfestpunktes Nr. 47 wurde wieder alle 1/2 bis 1 Std. gemessen; zwischen ihm und dem Bolzen an der Mauer wurden zwei weitere Punkte I u. II hergestellt, die bei jeder Hin- und Rückwärtsmessung als

Zwischenpunkte benutzt wurden (Abb. 2). Die Vor- und Rückwärtsmessung wurde dann ebenfalls graphisch aufgetragen, neben den graphisch dargestellten Bewegungen des Mauerbolzens und des Wasserstandes (Abb. 3 u. 4). Die auf diese Weise graphisch dargestellte Messung wurde ausgeführt einen Tag nach Springtide, um ein möglichst deutliches Ergebnis zu erzielen. Um diese Zeit ist bekanntlich der Tidenhub größer als bei Niptide, und dementsprechend muß auch die Mauer eine größere Bewegung machen. In der graphischen Darstellung der Vor- und Rückwärtsmessung (Abb. 3) sind die Höhenunterschiede um NW bzw. HW sehr gering, sie werden größer in halber Tide. Außerdem rückt der Ausgangspunkt F. P. Nr. 47, der bei Beginn jeder Messung in derselben Höhe angenommen ist, bei der Rückwärtsmessung nach unten. Hieraus ergibt sich, daß auch der Festpunkt Nr. 47 der Tidenbewegung ausgesetzt ist und diese sich wellenförmig nach hinten fortsetzt.

Auf Grund dieser Beobachtungen wurden die fertiggestellten Kajen an der Nordschleuse, bei denen die Bewegung nach der Hinterfüllung und der Freibaggerung sich sehr verlangsamt hatten²⁾ und teilweise schon der Tide unmittelbar ausgesetzt waren, nur um HW oder NW eingemessen. Nach der vollständigen Setzung der Baublöcke wurde auch hier die Tidenbewegung festgestellt. Die ausgeführten Langstreckenmessungen wurden danach ebenfalls nur um HW oder NW ausgeführt. Ein gutes Ergebnis war dadurch immer sichergestellt.

Aus diesen Beobachtungen geht hervor, daß man beim Nivellieren und bei der Auswahl der Festpunkte im Küstengebiet mit großer Vorsicht zu Werke gehen muß, da Geländeflächen und Höhenfestpunkte an Bauwerken, die durch die Tide eine Bewegung ausführen, zu recht weittragenden Fehlschlüssen führen können.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 25, Baurat Dr.-Ing. Agatz: Die Grundlagen der Entwurfbearbeitung und Bauausführung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven; sowie Bautechn. 1931, Heft 28, Baurat Otto: Die Untersuchung des Baugrundes und die Wasserhaltung.

Vermischtes.

Eiserne Hochbehälter mit geringer Bauhöhe. In den letzten Jahren ist in den V. St. A. in fünf verschiedenen Städten eine neuartige Form für Hochbehälter zur Anwendung gekommen, die sich durch ein großes Fassungsvermögen bei geringer Bauhöhe auszeichnet. Diese in Stahl errichteten Behälter haben, wie Eng. News-Rec. 1932, Bd. 108, Nr. 8 vom 25. Februar, S. 279, berichtet, eine zylindrische Form und einen nach der Mittelachse geneigten, auf Stützen ruhenden Boden. Ihr Fassungsvermögen liegt zwischen 5500 und 9100 m³. Der größte dieser Behälter ist in der Stadt Columbus, Ohio, errichtet (Abb. 1).

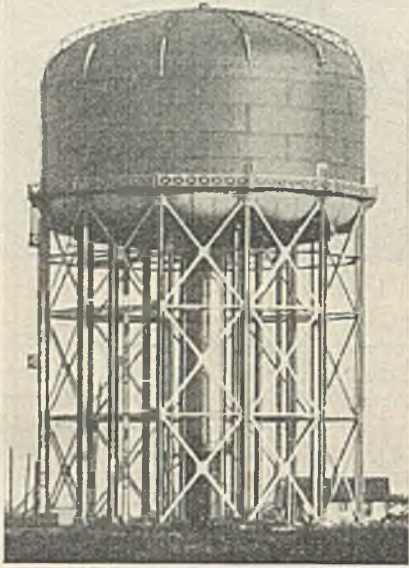


Abb. 1. Hochbehälter in Columbus. Ansicht.

Die Vorteile dieser Bauweise wurden zuerst von George T. Horton, dem Präsidenten der Chicago Bridge & Iron Works im Jahre 1929 im Vergleich zu den Behältern mit kugeliger und ellipsoidischer Bodenform hervorgehoben. Während die kugeligen Böden in hängender Ausführung den geringsten Stoffverbrauch ergeben, wird dieser bei den ellipsoidischen Formen bereits so hoch, daß der Aufwand an Stoff für den Boden und die erforderlichen Unterzüge dem Stoffverbrauch für die bei der neuen Form vorgesehene Bodenunterstützungen gleichkommt. Die Bauhöhe, die mit Rücksicht auf möglichst geringe Schwankungen des Wasserstandes im Vergleich zum Durchmesser niedrig zu halten ist, wird bei den Hortonbehältern am kleinsten.

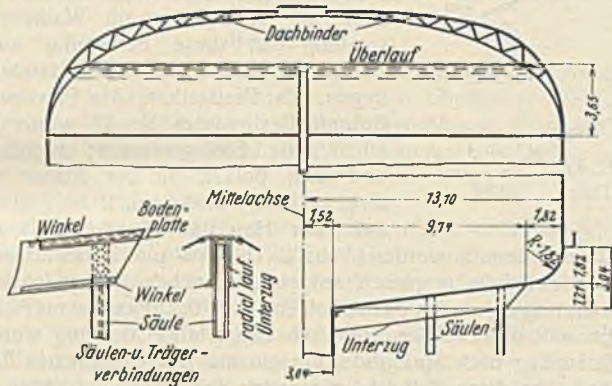


Abb. 2. Hochbehälter in Columbus. Schnitt und Einzelheiten.

Abb. 1 zeigt den in Columbus aufgestellten Behälter in der Ansicht. Aus dem in Abb. 2 wiedergegebenen Schnitt sind die Umrißformen und die besondere Anordnung der Dachsparren an der Außenseite der Dachhaut zu erkennen. Dadurch ist der untere Teil des Dachinnern bis zu etwa 3,5 m Höhe für die Wasseraufnahme ausgenutzt. Es sind zwölf außen radial liegende Sparren und diesen entsprechend verteilte Bodenunterstützungen vorgesehen. Das Steigrohr hat etwa 3 m Durchm., der Boden liegt rd. 23 m über der Oberkante des Grundbaues.

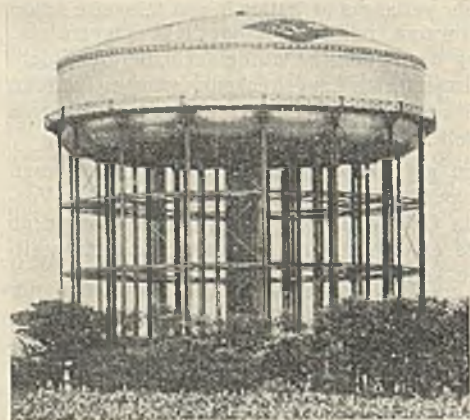


Abb. 3. Hochbehälter in Indianapolis. Ansicht.

Die gleiche Fachschrift enthält anschließend auf S. 281 einen weiteren Aufsatz über die neue Behälterform, worin der im Jahre 1931 in Betrieb genommene Versorgungsbehälter der Stadt Irvington der Indianapolis Water Co. (Abb. 3) beschrieben wird. Dieser zeichnet sich durch eine besonders flache Form bei dem verhältnismäßig großen Fassungsvermögen von rd. 6750 m³ aus. Die Gesamthöhe des Bauwerks beträgt 29 m, die Wasserhöhe 7,6 m. Der Behälter ist dem Hochdruckgebiete der Mittelstadt angeschlossen, zu

dessen Versorgungsbereich 50 000 Köpfe gehören. Die Schieber werden durch ein Solenoid angetrieben, das durch ein Quecksilbermanometer gesteuert wird. Diese Einrichtungen wie auch der Wasserstandanzeiger sind in einem Raum am Fuß des Bauwerks untergebracht.

Der Behälter wurde von den Chicago Bridge & Iron Works geliefert und aufgestellt. — Zs. —

Haltbarkeit getränkter Holzpfähle. Wie wirkungsvoll das Tränken des Holzes in Hinsicht auf dessen Lebensdauer sein kann, ist durch einige Fälle, über die Eng. News-Rec. vom 10. März 1932 berichtet, in den V. St. A. in der letzten Zeit bewiesen worden, wo mit Kreosot getränkte Pfähle ausgegraben worden sind. Alle Fälle betreffen Pfähle in sandigem Boden, in den das Regenwasser eindringen konnte, so daß der Sand zeitweilig feucht, bei längerem Ausbleiben des Regens aber trocken ist. Im ersten Falle handelte es sich um die Gründung einer Drehscheibe, die im Jahre 1911 gebaut war, deren Pfähle also, als sie im Jahre 1931 freigelegt wurden, 20 Jahre dem schwankenden Wassergehalt ihrer Umgebung ausgesetzt waren. Sie sahen aus, als ob sie eben erst eingetrieben worden wären. Beim Anbohren ergab sich, daß sowohl der getränkte Außenteil als auch der ungetränkte Kern vollständig gesund war. Die Tränkung war etwa 6,5 cm tief eingedrungen. Es war noch ein deutlicher Geruch nach Kreosot wahrnehmbar. Die Bohrspäne färbten noch ab.

Bei der Pfahlgründung eines Bahnsteigdaches wurden aus dem Jahre 1914 stammende, also 17 Jahre alte Pfähle 60 cm unterhalb der Betonplatte, die sie tragen, angebohrt. Auch hier zeigte sich sowohl die getränkte Schale wie auch der weiße Kern als vollständig gesund. Die Pfähle stehen in einer sandigen Schüttung, und das Regenwasser vom Dach versickert im Bahndamm, da die Abfallrohre frei ausmünden und keine Ableitung für das Wasser vorhanden ist; sie werden also sicher kräftig durchfeuchtet, trocknen aber andererseits, von Sand umgeben, bei längere Zeit ausbleibendem Regen kräftig aus.

Bei einer Bekohlungsanlage am Mississippi schwankt der Wasserstand um etwa 12 m, und die Pfähle, die den Aufbau tragen, reichen bis etwa 6 m über NW. Bei der Planung ergab sich, daß diese Art der Gründung unter Verwendung von mit Kreosot getränkten Pfählen erheblich billiger wäre, als wenn man ungetränkte Pfähle in Höhe NW abgeschnitten hätte, so daß sie dauernd benetzt blieben, und auf dieser Fläche den Bau aufgesetzt hätte. Im Dezember 1931 wurden diese Pfähle untersucht, nachdem das Bauwerk im Jahre 1917 errichtet worden war. Auch hier rochen die Bohrspäne stark nach Kreosot, das etwa 4 bis 5 cm tief eingedrungen war, und der ungetränkte Kern war ebenso gesund wie die getränkte Schale; dieser Kern roch sogar deutlich nach Harz, ein Beweis, daß die getränkte Schale einen wirksamen Schutz für ihn bildet.

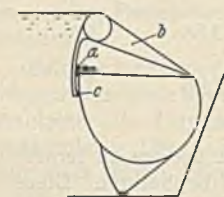
Dasselbe Ergebnis zeigte sich bei der Pfahlgründung eines 50 m hohen Schornsteins, die, aus dem Jahre 1919 stammend, im Jahre 1931 freigelegt wurde, damit man die Pfähle untersuchen könne.

Haben sich die mit Kreosot getränkten Pfähle einmal so lange gehalten und sich dann in unverändertem Zustande gezeigt, so darf man wohl annehmen, daß ihre Lebensdauer ebenso unbegrenzt ist wie die ungetränkter Pfähle, die dauernd vom Wasser umgeben sind.

Ein Getreidesilo in Chicago, der auf ungetränkten Pfählen steht, hatte sich nach der Flußseite geneigt, und als seine Pfahlgründung freigelegt wurde, zeigte sich, daß die obersten 15 cm der Pfähle vollständig verfault waren. Es erforderte einen Aufwand von 30 000 Dollar, um diese Teile der Pfähle zu beseitigen und an ihrer Stelle eine Betonschicht einzubringen. Man hatte augenscheinlich beim Entwurf und Bau des Silos nicht an die Schwankungen des Wasserstandes und ihre Folgen gedacht und mußte dafür nunmehr teuer bezahlen, was leicht hätte vermieden werden können, wenn man getränkte Pfähle verwendet hätte. Wkk.

Patentschau.

Einrichtung an mehrteiligen, beweglichen Wehren zur Trockenlegung der vom Unterwasser aus zugänglichen Abdichtung der Wehrteile gegeneinander. (Kl. 84a, Nr. 532 507 vom 1. 4. 30 von Vereinigte Stahlwerke AG in Dortmund.) Um bei Wehren mit aufeinander gleitenden Wehrteilen eine Ausbesserung bzw. Auswechslung der Dichtung ohne Absenkung des Staus zu ermöglichen, wird unterhalb der eigentlichen Längsdichtung *a* der Wehrteile an der Unterkante des Wehrbarteiles *b* eine Holzleiste *c* angebracht, die im gewöhnlichen Betrieb nicht als Dichtung dient. Erst bei Undichtigkeiten oder Beschädigungen der Dichtung *a* tritt die Leiste *c* in Tätigkeit, wobei Schlacke oder Asche dicht oberhalb des Wehrkörpers in das Wasser geschüttet wird, und zwar so lange, bis der Balken *c* vollkommen dicht gegen den Unterteil des Wehrkörpers abschließt. Die eingeschütteten Teilchen sinken hinab, geraten in den Sog und werden vor der Leiste *c* festgehalten.



INHALT: Die neuen Abwasserhebwerke der Stadt Breslau. — Die Wiesentbrücke „Gleich und Rund“ in der Landschaft. — Beobachtungen bei den Höhenmessungen an der Nordschleuse und Columbusmauer in Bremerhaven. — Vermischtes: Eiserne Hochbehälter mit geringer Bauhöhe. — Haltbarkeit getränkter Holzpfähle. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.