

# DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 17. Juni 1932

Heft 27

Alle Rechte vorbehalten.

## Erfahrungen beim Bau der Betonstraße Bremen—Wesermünde.

Von Landesbaurat Werner Metz, Wesermünde.

Die Provinzialstraße Wesermünde — Bremen entstammt in ihrer ersten Anlage napoleonischen Zeiten. Ihre Linienführung meldet dicht bebaute Ortschaften und verbindet fast geradlinig die beiden Verkehrsknotenpunkte Wesermünde und Bremen. Die Eigenart dieser Linienführung brachte es mit sich, daß die Straße bis Anfang des 20. Jahrhunderts immer mehr an Bedeutung verlor, da der Durchgangsverkehr ganz auf den Eisenbahnweg überging und die Linienführung für den örtlichen Verkehr ungünstig war. So kam es, daß die Fahrbahnbefestigung noch bis zum Kriege aus einer 3,50 m breiten, unebenen Pflasterbahn aus roh behauenen Findlingen bestand. Als nach dem Kriege der Fernkraftwagenverkehr schlagartig einsetzte, wurde der Wunsch nach neuzeitlichem Ausbau rege, um den Warenaustausch zwischen den beiden Seehäfen Bremen und Bremerhaven mittels Kraftwagen zu ermöglichen.

Weiter bildet der Seehafen Bremerhaven neben Hamburg das Haupt-einfalltor für den amerikanischen Reiseverkehr nach Deutschland, Tirol und der Schweiz. Es wurde immer mehr Brauch, daß der Amerikaner seinen Kraftwagen mitbrachte und in diesem seine Reise vom Landeplatz aus durch Deutschland begann. Wer aber einmal im Kraftwagen die Findlingsbahn nach Bremen gefahren war, vermied es, zum zweiten Male diese Straße zu benutzen. So bestand die Gefahr, daß der französische Hafen Cherbourg allmählich diese Art Reiseverkehr an sich ziehen würde, zumal man von dort auf vorzüglichen Straßen durch Frankreich nach der Schweiz gelangen kann. Der Aktivität unserer Zahlungsbilanz würde durch diese Abwanderung des Verkehrs ein empfindlicher Verlust entstehen, dessen Höhe in keinem Verhältnis zu den für den Straßenumbau aufzuwendenden Mitteln stehen würde.

Alle diese Gründe bewogen die Provinzialverwaltung Hannover, an den schleunigen Ausbau der Straßenverbindung heranzutreten. Der Ausbau sollte aus Mitteln der wertschaffenden Arbeitslosenfürsorge gefördert werden. Aus diesem Grunde mußten Straßenbefestigungsarten gewählt werden, die es ermöglichten, eine große Zahl von Nichtfacharbeitern zu beschäftigen. Diese Bedingungen erfüllten in hervorragendem Maße Beton und in zweiter Linie erst Walz- und Hartgußasphalt.

Wenngleich gegen Beton als Straßenbefestigungsmaterial noch Vorurteile bestanden, so wurden diese durch die Überlegung überwunden, daß die in der Provinz in großem Umfange ansässige Zementindustrie stark darniederlag und durch den Ausbau auch eine mittelbare Belebung des Arbeitsmarktes zu erwarten war. Demzufolge wurde beschlossen, im südlichen Teile der Strecke, dort wo eine Sperrung auf längere Dauer für den Verkehr tragbar war, rd. 10 km Betonbahn zu bauen. Anschließend daran sollte der nördliche Teil mittels Walz- und Hartgußasphalts befestigt werden.

Über die Asphaltbauweisen liegen in Deutschland bereits jahrzehntelange Erfahrungen vor; meine weiteren Ausführungen sollen sich daher

nur auf die Erfahrung beim Bau des rd. 10 km langen Teiles der Chaussee beschränken, der mittels der in Deutschland noch nicht in großem Umfange angewandten Betonbauweise befestigt wurde.

Vorhanden war eine 3,50 m breite Pflasterbahn aus rohen Findlingen. Gefordert wurde eine Verbreiterung auf 5,50 m in der Geraden und 6 m in den einseitig überhöhten Kurven und deren Befestigung mit einer 10 cm starken Fahrbahnplatte aus hochwertigem Beton. Von den beim Bau beschäftigten Arbeitern mußten 80% vom Arbeitsamt überwiesene Notstandsarbeiter sein. Für die Haltbarkeit der Bahn mußte eine fünfjährige Gewähr übernommen werden.

Aus der Reihe der zur Abgabe eines Angebotes aufgeforderten Firmen gingen die günstigsten Angebote ein von:

1. der Firma Deutsche Solidität-Zentrale in Köln,
2. der Arbeitsgemeinschaft zwischen den Firmen Dyckerhoff & Widmann und Wayss & Freytag.

Die von den beiden Firmen vorgeschlagenen Bauweisen weichen grundsätzlich voneinander ab. Um die Erfahrungen auf dem Gebiete des Betonstraßenbaues zu erweitern, wurde beiden Firmen je ein Teil der Strecke zum Ausbau in der von ihr vorgeschlagenen Bauweise übertragen.

### 1. Ausbau von km 35,43 bis 41,95

durch die Deutsche Solidität-Zentrale.

Die alte 3,50 m breite Findlingsbahn wurde herausgerissen und unter Verwendung der Findlinge, neuer Bordsteine sowie von neuen Bruchsteinen eine Packlage in 16 cm Höhe und 5,50 m Breite gesetzt, verzwickelt und gewalzt. Hierauf wurde eine rd. 5 cm starke Zwischendecke aus Stein-schlag und Splitt aufgebracht und profilmäßig eingewalzt. Auf diesen verbreiterten Unterbau wurde eine Betondecke von mindestens 10 cm Stärke nach den Ausführungsregeln des deutschen Soliditätverbandes e. V. aufgebracht (Abb. 1).

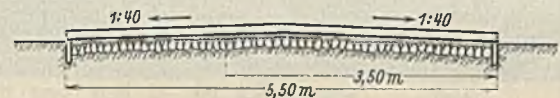


Abb. 1. Querschnitt durch die neue Fahrbahn (Verfahren I).

Selbstverständlich mußte Wert darauf gelegt werden, daß der Unterbau unter der Verbreiterung vor wie nach dem Einbringen der Packlage hinreichend gedichtet wurde. Tatsächlich ist auch im allgemeinen erreicht worden, daß die Verbreiterung nicht umfangreich abgebrochen ist. Diesem Punkte muß außerordentliche Sorgfalt zugewandt werden, wenn man Längsrisse in der Betonplatte vermeiden will.

Die Baugesellschaft wählte folgenden Bauvorgang: Sämtliche Baustoffe, außer Wasser, wurden von dem Reichsbahnhof Osterholz-Scharmbeck mit Lastkraftwagen auf einen am nördlichen Ende der Baustelle liegenden Lagerplatz gebracht. Dort wurden die Mischmaschinen aufgestellt und der Beton (450 kg Zement auf 1 m<sup>3</sup> Beton und Korngröße bis 20 mm) bereitet. Der fertige Beton wurde mittels Feldbahn nach der Verwendungsstelle gebracht und aus-

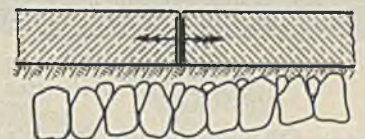
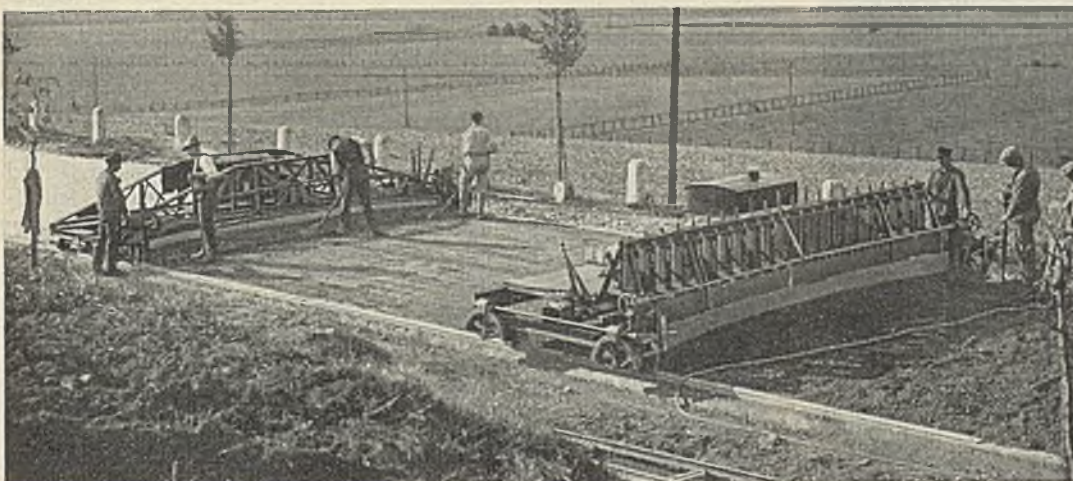


Abb. 3. Ausbildung der Dehnungsfugen.



Links: Fertiger (Stempfböhrle).

Abb. 2.

Rechts: Dingersche Hammerstempfmachine.

gebretet. Das Stampfen geschah mit einer Hammerstempfmachine der Dinglerschen Maschinenfabrik AG, Zweibrücken (Abb. 2). Nach dem Feststampfen wurde noch eine Feinmischung (550 kg Zement auf 1 m<sup>3</sup> Beton und Korngröße bis 10 mm) in dünner Schicht aufgebracht und das



Feld mehrere Male mit der Schlagbohle (Fertiger) so lange überschlagen, bis die Oberfläche ein vollkommen gleichmäßiges, geschlossenes Gefüge zeigte. Querfugen wurden in 20 m Abstand angeordnet und, wie Abb. 3 zeigt, mit Flacheisen bewehrt. Die nach dem Abbinden entstandenen Zwischenräume wurden in üblicher Weise mit Bitumen ausgegossen. Zum Schutze gegen das Austrocknen wurde je nach Witterung die fertige Betonbahn mit Sand überdeckt und genäßt.

## II. Ausbau von km 41,95 bis 46,20 durch die Firmen Dyckerhoff & Widmann und Wayss & Freytag.

Die Arbeitsgemeinschaft beider Firmen ließ die alte, 3,50 m breite Pflasterbahn liegen und verbreiterte sie auf 5,50 m durch Setzen von Packlage zwischen Bordsteinen. Die Verbreiterung wurde mit einer 16 t schweren Dampfwalze sorgfältig festgewalzt. Auf diesen Unterbau wurde zum Ausgleich des Profils eine im Mittel 6 cm starke Kiesbetonschicht (Weserkies und 150 kg Zement auf 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton) aufgebracht und mit Preßluftschlämmern gestampft. Diese Mitteldecke ließ man einige Tage abbinden und brachte darauf in zwei Schichten eine 10 cm starke Betonplatte (375 kg Portlandzement für 1 m<sup>3</sup> fertigen Beton) (Abb. 4).

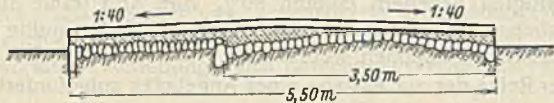


Abb. 4. Querschnitt durch die neue Fahrbahn (Verfahren II).

Die Firma wählte folgenden Bauvorgang, den Abb. 5 u. 6 erkennen lassen: Die Baustoffe wurden vom Bahnhof Burg-Lesum mit Lastkraftwagen angefahren und entlang der auszubauenden Straßenstrecke auf dem Sommerweg gelagert. Für die Wasserbeschaffung wurde eine Rohrleitung in das Grabenfeld der Fußwegseite verlegt, die durch Motorpumpe aus einem die Straße kreuzenden Bach gespeist wurde. Die Mischmaschinen



Abb. 5.

Rechts: Das fahrbare Zelt zum Schutze gegen Sonnenstrahlen.

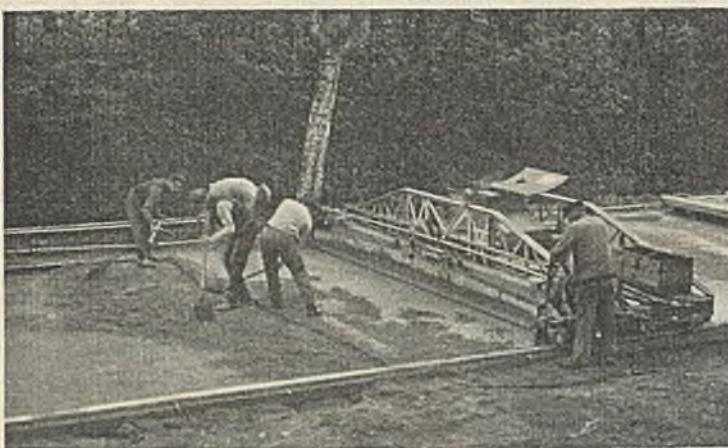


Abb. 6. Einbringen der Fahrbahnplatte und Abstrich der obersten Schicht mit Stampfbohle.

standen auf der Baustelle und wurden mit fortschreitendem Bauvorgang weitergeschoben. Den Beton brachte ein Förderband von der Mischmaschine unmittelbar auf den Straßenkörper. Das Stampfen geschah mit Preßluftschlämmern; nur die oberste Schicht der Fahrbahnplatte wurde durch den Fertiger (Stampfbohle) profilmäßig abgestrichen und gestampft. Die Felderlänge betrug 15 m. In die Fugen wurde ein Paßstück aus Dachpappe eingebaut, das nach dem Abbinden wieder entfernt wurde.

Der entstandene Zwischenraum wurde in üblicher Weise mit Bitumen ausgegossen. Zum Schutze gegen das Austrocknen der noch nicht abgeordneten Betonbahn wurde die Bahn in den ersten Tagen durch fahr-

bare Schutzdächer geschützt, die sich über die ganze Breite der Fahrbahn erstreckten (Abb. 5, rechts).

Nach sechswöchigem Abbinden wurden beide Strecken Ende November 1929 dem Verkehr übergeben. Der 800 bis 1000 t betragende Durchgangsverkehr ist nunmehr 2 1/2 Jahre über die Betonbahn gerollt. Irgendwelche Spuren der Abnutzung läßt die Bahn heute noch nicht erkennen. Auch die verschieden ausgebildeten Dehnungsfugen, deren Bitumenvergüß ergänzt, zum Teil erneuert wurde, zeigen keine Zerstörungerscheinungen. Zahlreich sind aber die Risse, die sich in den zwei Jahren ohne Rücksicht auf das Vorhandensein der Dehnungsfugen gebildet haben; und zwar sind sie zahlreicher auf der nach Verfahren II gebauten Strecke. An vielen Stellen haben sich die 15 m langen Felder durch zwei bis drei Querrisse derartig geteilt, daß man glauben könnte, es handelte sich um künstlich eingebaute Fugen. Die natürlichen Risse wurden alljährlich im Spätherbst ausgestemmt und mit Bitumen vergossen.

Der Umstand, daß die Zahl der Risse sich nicht gleichmäßig über die ganze Straßenlänge verteilt, sondern nesterweise aufgetreten ist, läßt die Vermutung aufkommen, daß die wechselnden Untergrundverhältnisse hierfür ursächlich sind. Der Untergrund ist stellenweise von lehmigen Schichten durchzogen. Ich bin der Auffassung, daß das Quellen und Schrumpfen der Lehmschichten die größte Zahl der Risse verursacht hat.

Beim Aufbringen der Betondecke war der Untergrund naturgemäß durchfeuchtet, da die alte Befestigungsart das Tageswasser durchließ. Die hergestellte Betonbahn brachte einen wasserdichten Abschluß. Außerdem wurde die Entwässerung der Steinbahn durch Vertiefen der Seitengräben noch verbessert. Es ist daher verständlich, wenn an derartigen Stellen allmählich ein Schrumpfen des Untergrundes eintritt. In anderen Stellen sind die Lehmschichten von wasserführenden Sandschichten durchzogen. Dort besteht die Möglichkeit des Quellens bei dauernd feuchtem Wetter trotz des wasserdichten Abschlusses nach oben. Auch bei starkem Frost tritt ein Hochfrieren der Unterlage ein. Diesem Heben und Senken des Straßenuntergrundes kann der dünne Betondeckel nicht standhalten. Er

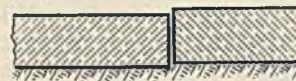


Abb. 7. Verschiebung von Fahrbahnplatten in der Dehnungsfuge.

reißt dort, wo ihm der geringste Widerstand entgegentritt, und dies ist senkrecht zur Fahrtrichtung. Diese Querrisse verlaufen stellenweise so geradlinig, daß man sie für künstliche Fugen halten könnte. Tatsächlich wurden Stellen festgestellt, an denen sich unter der Betonplatte Hohlräume gebildet hatten. Auch habe ich beobachtet, daß sich die Betonplatten an Dehnungsfugen, wie in Abb. 7 dargestellt, gegeneinander verschoben haben. Namentlich diese Feststellung bestätigt meine Vermutung über die Gründe der Rissebildung, daß nämlich die stellenweise sehr starke Rissebildung nicht auf Arbeiten des Betons selbst, sondern des Untergrundes zurückzuführen ist.

Wenn, wie ich oben ausführte, die Rissebildung auf der nach dem Verfahren II hergestellten Strecke größer ist, so wird das hauptsächlich seinen Grund darin haben, daß gerade auf dieser Strecke der quellenreiche Untergrund liegt.

Das Merkblatt der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau über „Vorbehandlung des Untergrundes bei Straßenbauten“<sup>1)</sup> fordert bei Vorhandensein von lehmigem Untergrund sehr umfangreiche Maßnahmen. Außer der Besserung der Entwässerung mußten diese mit Rücksicht auf die Höhe der Kosten unterbleiben und verboten sich auch schon dadurch, daß es sich um die Umwandlung einer vorhandenen Pflasterbahn in eine Betonbahn handelte.

Ohne Zweifel sind aber auch viele Risse auf das Arbeiten des Betons zurückzuführen. Wenn man zwei auf gutem, sandigem Untergrund liegende Strecken von verschiedener Felderlänge vergleicht, so sieht man, daß auf den 20 m langen Feldern (Verfahren I) keineswegs eine größere Zahl von Rissen entstanden ist, als auf den 15 m langen Feldern (Verfahren II). Man wird also unbedenklich die größere Felderlänge wählen können. Hierfür sprechen noch folgende Erwägungen: Bei dem Befahren der Betonbahn mit Kraftwagen erzeugt jede künstliche Dehnungsfuge einen Stoß. Dieser Stoß wird mehr oder weniger unangenehm empfunden je nach Federung des Wagens und des Luftdruckes in den Reifen. Der Stoß ist die Folge davon, daß bei dem Bau der Bahn in der Fuge der Arbeitsgang unterbrochen werden mußte. Die Verdichtung des Betons in der Fuge durch Stampfen ist daher anders als im Felde; so kommt es, daß gerade in den Fugen Erhöhungen oder Vertiefungen entstehen. Hinzu kommt noch die ungleichmäßige Oberfläche, die durch das Aufquellen des Bitumens in den Fugen hervorgerufen wird.

Alle diese vom Kraftwagenverkehr lästig empfundenen Stöße sind in den Fugen, die sich natürlich gebildet haben, geringer, fallen zum Teil ganz fort. Auch hieraus wird man folgern müssen, daß die Wahl großer Felderlängen zweckmäßig ist. Vielleicht geht man nach amerikanischem

<sup>1)</sup> Veröffentlicht in Straßenbau 1932, Heft 6 vom 15. März, S. 87.



Muster so weit, den Einbau künstlicher Fugen auf Strecken mit einwandfreiem Untergrund überhaupt zu unterlassen, indem man sich sagt, der Beton reißt doch, wo er will; außerdem werden die natürlichen Fugen vom Fuhrverkehr weniger störend empfunden.

Die in dem abgeordneten Beton entstehenden Spannungen sind noch nicht hinreichend erforscht; man müßte aber bei dem Einbau derartiger dünner Fahrbahnplatten alles tun, um nicht schon gleich zu Beginn Ungleichmäßigkeiten in die Verdichtung der gestampften Masse hineinzubringen. Diese vermeidet ohne Zweifel die bei Verfahren I verwendete Dingersche Stampfmaschine (Abb. 2). Dem Stampfen von Hand mit Hilfe von Preßluftstampfern haftet der Mangel an, daß der Arbeiter an einer Stelle stärker, an anderen Stellen weniger stark stampft. Infolge der verschiedenen Grade der Verdichtung besteht die Möglichkeit, daß in der fertigen Betonplatte ungleichmäßige Spannungen entstehen, die sich später in Rissen bemerkbar machen können. Die Hammerstampfmaschine läuft wie der übliche Straßenfertiger (Stampfbohle) auf Schienen, die längs den Bordsteinen liegen. Sie stampft fortschreitend das Mischgut in voller Breite gleichmäßig. Bei geschickter Bedienung kann die Fehlerquelle der ungleichen Verdichtung des Betons vollkommen ausgeschaltet werden.

Ich möchte ihrer Verwendung daher gegenüber dem Stampfen von Hand unbedingt den Vorzug geben.

Die Fahrbahn macht jetzt nach zwei Jahren infolge der zahlreichen, mit schwarzem Bitumen ausgegossenen Risse einen buntscheckigen Eindruck. Das wird leider auch so bleiben müssen, solange wir nicht ein gleichwertiges Ausgußmittel haben, das in seiner Farbe dem Beton gleichkommt. Die Griffigkeit der Betonbahn ist bei jeder Witterung gut und wird vom Fuhrverkehr sehr gelobt.

Die Kosten der Herstellung habe ich mit Rücksicht darauf, daß die damals gezahlten Preise längst überholt sind, nicht erwähnt. Sie betragen nach beiden Verfahren rd. 13 RM für 1 m<sup>2</sup> Fahrbahn einschließlich aller Nebenarbeiten, wie Verbreiterungen usw. Auch über die Zuschläge zum Beton habe ich Ausführungen unterlassen, weil man das jeweils frachtfähigste Material vorziehen wird. Es wird sich aber immer empfehlen, das Mischungsverhältnis des Betons und die verwendeten Zuschläge an Sand und Splitt vor Beginn der Arbeiten durch Laboratoriumsversuche zu ermitteln. Das ist auch hier geschehen. Außerdem wurden während der Bauarbeiten laufend Betonproben entnommen und auf Druck- und Biegezugfestigkeit geprüft.

Alle Rechte vorbehalten.

## Einiges über den alten und neuen Brückenbau in England.

Von Schaper.

Bei einer Konferenz in London zur Beratung allgemeiner technischer Eisenbahnfragen bot sich mir auch die Gelegenheit, einen kurzen Einblick in das Brückenbauwesen Englands, namentlich auf den Linien der London- u. North-Eastern-Eisenbahn, zu tun. Über das Hauptsächlichste soll im folgenden kurz berichtet werden.

Unter den ältesten und älteren eisernen Brücken befinden sich genial durchdachte und kühne Bauwerke, denen sich unter den neueren und neuesten nicht minder bedeutsame Ausführungen an die Seite stellen.

### 1. Erste eiserne Eisenbahnbrücke der Welt (Abb. 1).

Sie wurde 1822 nach den Plänen von George Stephenson erbaut und führte in der Nähe von West-Auckland über den Graunleß-Fluß. Sie war bis zum Jahre 1900 im Betriebe; jetzt befindet sie sich im



Abb. 1. Erste eiserne Eisenbahnbrücke der Welt.

Eisenbahnmuseum in York. Ihre baulichen Einzelheiten sind so interessant, daß es sich lohnt, etwas näher auf sie einzugehen. Es sind vier Öffnungen von je 3,75 m Stützweite vorhanden. Die Stützen an den Widerlagern und in den Zwischenpunkten werden von gußeisernen, in der Querichtung schräggestellten Hohlstützen gebildet (Abb. 2b), die durch schweiß-eiserne Schrägstäbe miteinander verbunden sind. Diese Schrägstäbe sind in der Mitte geteilt und an den anderen Enden in die Ansätze an den Säulen eingegossen. In der Mitte sind sie durch einen zweiteiligen Kopf mit Schrauben zusammengeschlossen (Abb. 2c). Die Hauptträger haben Linsenform und bestehen aus einem schweißeisernen Druckgurt und einem

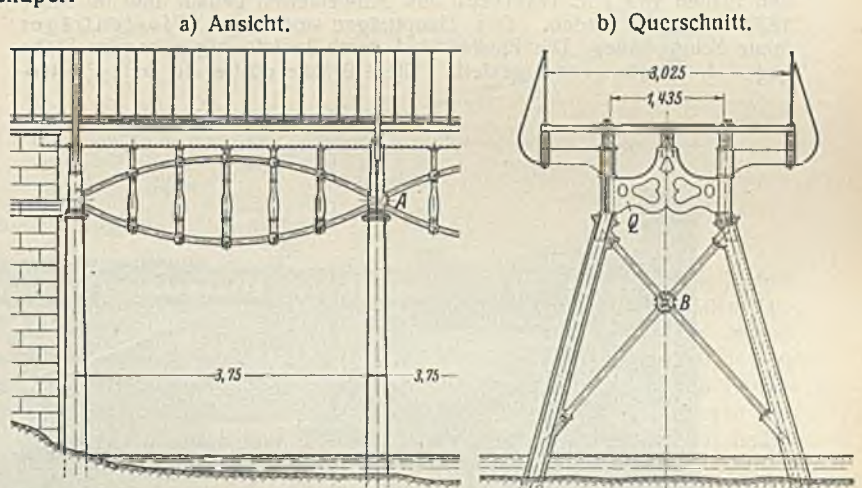


Abb. 2. Erste eiserne Eisenbahnbrücke der Welt.

schweißeisernen Zuggurt. Beide haben Kreisquerschnitt und sind in die gußeisernen Pfosten, die die Gurte verbinden und die hölzernen Längsschwellen tragen, und in die zweiteiligen, oben in die Hohlstützen eingesetzten Auflagerköpfe eingegossen (Abb. 2c). Die zweiteiligen Auflagerköpfe werden oben durch gußeiserne Hülsen zusammengehalten, an die sich die Fußsteigkonsolen anschließen (Abb. 2b). In die zweiteiligen Auflagerköpfe jedes Säulenpaares greift eine gußeiserne Quer-Verbindung Q ein (Abb. 2b u. c). Die Einzelheiten dieser ersten Schöpfung auf dem Gebiete der eisernen Eisenbahnbrücken sind mit sicherem statischen Gefühl fein durchdacht und gut durchgebildet. Sie haben deshalb auch fast 80 Jahre ihren Zweck erfüllen können.

### 2. Wear-Brücken in Wearmouth bei Sunderland.

Im Vordergrund der Abb. 3 ist die außerordentlich bemerkenswerte, zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Wear zu sehen. Sie ist nach



Abb. 3. Wear-Brücken bei Sunderland.



Abb. 4. Wear-Brücken bei Sunderland.





Abb. 5. Tyne-Brücken in Newcastle.

den Plänen von T. E. Harrison aus Schweißisen gebaut und im Jahre 1879 vollendet worden. Ihre Hauptträger sind sogen. Pfostenträger (ohne Schrägstäbe). Die Pfosten sind durch kreisförmig gebogene Stäbe gegen die Gurtungen ausgesteift. Diese Brücke dürfte die erste Pfosten-

trägerbrücke der Welt sein. Ihre Stützweite beträgt 91,5 m, ihre lichte Höhe über dem Wasser 26,2 m und die Trägerhöhe in der Mitte 12,8 m. Die Brücke ist 53 Jahre im Betriebe und hat sich bis jetzt sehr gut gehalten.

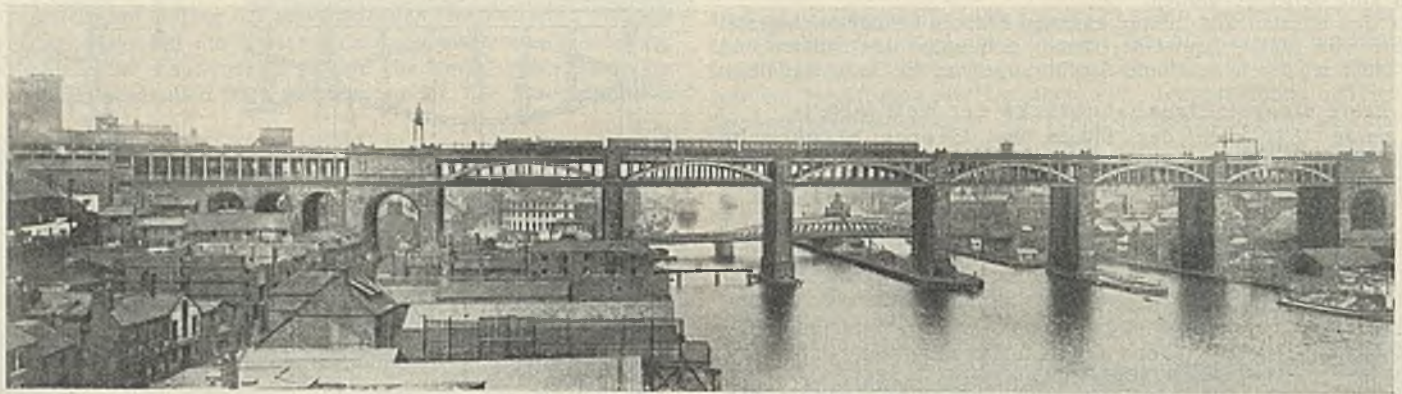


Abb. 6. Tyne-Brücken in Newcastle.

Im Hintergrunde der Abb. 3 sieht man die alte Straßenbrücke über

träger abgestützte Säulen tragen die obenliegende Eisenbahnfahrbahn und schmiedeiserne Hängestangen die untenliegende Straßenfahrbahn. Die 83 Jahre alte Brücke ist noch heute in ihrer ursprünglichen Form dem Verkehr gewachsen, sicher eine bewundernswerte Tatsache in der Geschichte der eisernen Brücken.

Im Hintergrunde der Abb. 5 erscheint die im Jahre 1906 vollendete viergleisige König-Eduard-Eisenbahnbrücke mit stählernen Überbauten und hochliegender Fahrbahn (Abb. 7). Sie überbrückt den Tyne in vier Öffnungen mit 38 m weit gestützten eisernen Überbauten. Die Hauptträger dieser Überbauten sind Zweigelenkbogen mit Zugband und sicher die ersten ihrer Art. Die Bogen bestehen aus Gußeisen, die Zugbänder aus schmiedeisenen Augenstäben. Gußeiserne, auf die Bogen-



Abb. 7. König-Eduard-Brücke.

#### 4. Anwendung des Schweißverfahrens im Brückenbau.

Auch in England ist man schon zur Anwendung des Schweißverfahrens im Brückenbau übergegangen. Z. B. ist in South Shields die abgängige Fahrbahn eines größeren Überbaues einer Eisenbahnbrücke ohne Störung des starken Betriebes durch eine ganz im Schweißverfahren hergestellte neue Fahrbahn ersetzt worden. Sie besteht aus Längs- und Querträgern und aus einer ebenen, nach den Widerlagern zu geneigten, stählernen Fahrbahntafel. Bis jetzt haben sich trotz der starken dynamischen Beanspruchung der Brücke keinerlei Schäden gezeigt. Für die Schweißarbeiten sind mit Asbest umhüllte Quasi-Arc-Elektroden verwendet worden.

Diese wenigen Beispiele geben ein gutes Bild von dem führenden Einfluß des alten Brückenbaues in England und von dem hohen Stande des neuen englischen Brückenbaues.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Bau eines Rheinstrandbades für Karlsruhe.

Von Dipl.-Ing. A. Wittinger, Stadtoberbaurat, Karlsruhe.

(Schluß aus Heft 23.)

Anschließend an die Baggerarbeiten zur ersten Herstellung des Beckens beendete der obenerwähnte Ziehkübel-Raupenbagger den Aushub der Materialgrube zur Schüttung des Damms für Straße und Bahn und die Parkplätze beim Baderestaurant. Er bewältigte hier im ganzen rd. 40 000 m<sup>3</sup>, alles reiner Sand und Kies, der unmittelbar auch zum Betonieren verwendet werden konnte. Diese Nacharbeiten dauerten noch bis zum Spät-

jahr 1929. Sie wurden so durchgeführt, daß der Badebetrieb, für den der heiße, regenlose Sommer äußerst günstig war, möglichst wenig gestört wurde. — Diese Entnahmegrube (Abb. 2) bildet heute einen Grundwassersee, der als Hege- und Brutstätte für Wasservögel verwendet ist, die mehr und mehr ausgebaut wird und bei den Besuchern der Insel großem Interesse begegnet.



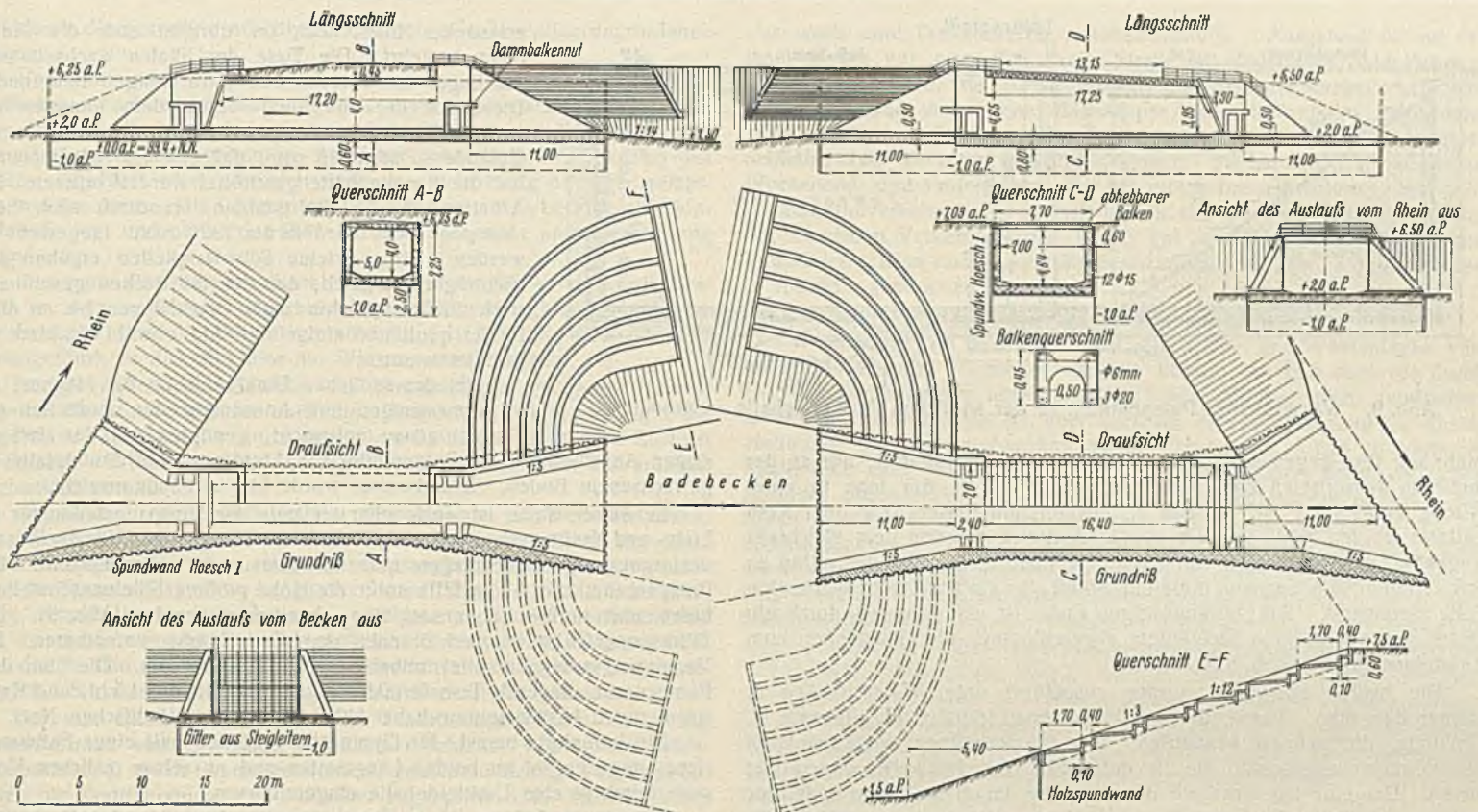


Abb. 8a. Einzelheiten des Einlauf- und Auslaufbauwerkes.

Für den Bau der Straßenbahn war noch eine weitere Materialentnahmestelle erforderlich, die auf dem Hochufer östlich des Stadtteils Daxlanden erschlossen wurde; ihr wurden die zur Schüttung des Bahndamms am Südrande des erwähnten Stadtteils erforderlichen Erdmassen entnommen (18000 m<sup>3</sup>). Der Aushub geschah hier von Hand, die Beförderung der Rollwagenzüge durch Dampflokotiven. Das Material bestand im allgemeinen aus kiesigem Sand, der keine besondere Schwierigkeiten bot.

Das Badebecken wird, wie bereits dargelegt, vom Rhein her dauernd mit Wasser versorgt. Das diesem Zwecke dienende Einlaufbauwerk ist kastenförmig als geschlossener Rahmen in Eisenbeton zwischen eisernen Spundwänden, Bauart Hoesch I, hergestellt. Die Spundwände dienen als äußere Schalung und wurden belassen. An den beiden Stirnen wurden sie auf Sohlenhöhe autogen abgeschnitten. Die Sohle des Einlaufs liegt auf +2,0 a. P., also so tief, daß auch bei Wasserklemme noch Wasser aus dem Rhein zufließt. Seine lichte Breite beträgt 5 m, die lichte Höhe 4 m. Die Übergänge zwischen Bauwerk und Böschungen des Beckens sind, wie schon erwähnt, treppenförmig in Beton angelegt; rheinseitig wurden normale Flügel angeordnet (Abb. 8a).

Größere Schwimmstoffe werden durch einen Rechen, der gleichzeitig zur vollständigen Abschließung des Einlaufs benutzt werden kann, zurückgehalten. Er besteht aus  $\perp 12 \cdot 12$ , die mit einem lichten Abstände von 6 cm nebeneinander verlegt sind. Unten sind sie in eine Betonschwelle eingelassen, lehnen sich oben gegen die Eisenbetondecke und stützen sich dazwischen nochmals auf einen Träger I 42,5.

Der Einlaufquerschnitt wird durch diese Rechenanlage auf etwa  $\frac{1}{3}$  gedrosselt. Es fließen jedoch bei niederem Sommerwasserstand 4,5 a. P. immer noch etwa 3,5 m<sup>3</sup>/sek zu. Die innerhalb 24 Stunden zufließende Frischwassermenge von rd. 300 000 m<sup>3</sup> vermag daher den Beckeninhalt, der beim Pegelstand 4,5 rd. 75 000 m<sup>3</sup> beträgt, täglich noch viermal völlig zu erneuern. Unter der Annahme, daß sich die Wassergeschwindigkeit gleichmäßig über den größten Beckenquerschnitt verteilt, errechnet sich dann die kleinste Geschwindigkeit im Becken zu etwa 14 mm/sek. Dieser ständige Zufluß aus dem Rhein hat den Vorteil, daß der Beckeninhalt, der ja, wie schon angedeutet, teilweise aus Grundwasser besteht, durchmischt wird; dadurch ist eine gleichmäßigere Temperatur des Badewassers gewährleistet und die unerwünschte und gefährliche Überlagerung in der Wärme stark verschiedener Wasserschichten vermieden.

Je nach Bedarf, z. B. zum Abhalten von sehr verschlammtem Rheinwasser, wie es nach heftigen Regenfällen im näheren Einzugsgebiete dem Rhein zufließt, kann der Rechen in der Art eines Nadelwehrs durch Holznadeln (Abb. 8b), die zwischen die Rechenstäbe eingeschoben werden, so

abgedichtet werden, daß der Zufluß ganz unterbunden wird. Die Nadeln lagern, solange sie nicht benutzt sind, geschützt in der Nähe des Bauwerkes und werden bei Bedarf durch die Wärter eingesetzt und herausgenommen. Im Winter ist der Einlauf im allgemeinen immer verschlossen.

Für außergewöhnliche Fälle kann das Einlaufbauwerk durch Dammbalken abgeschlossen werden, für die in den Seitenwänden Nuten vorgesehen sind. Die hierzu erforderlichen Balken werden erst bei Bedarf beschafft.

Ganz ähnlich ist auch das Auslaufbauwerk am unteren Ende des Beckens durchgebildet. Es weicht vom Einlaufbauwerk nur dadurch ab, daß man die Lichtweite auf 7 m erhöhte und sowohl die Rechen- und Verschlussanlage wie auch die Decke so ausbildete, daß sie bei Bedarf ganz entfernt und wieder eingebracht werden können. Dies geschah, um bei später eintretendem Bedarf, etwa zum Ausräumen und Reinigen des Badebeckens, das Auslaufbauwerk auch zur Ein- und Ausfahrt von größeren Wasserfahrzeugen benutzen zu können. Die Decke ist in einzelne, quer nebeneinander gelegte Eisenbetonbalken aufgelöst, die mit Kranen herausgenommen werden können. Diese Balkenlage ist nur mit einer 2 cm starken Schicht Teersplitt und darüber mit Sand abgedeckt. Die Rechenstäbe sind unten nicht eingelassen und nicht befestigt, stützen sich viel-

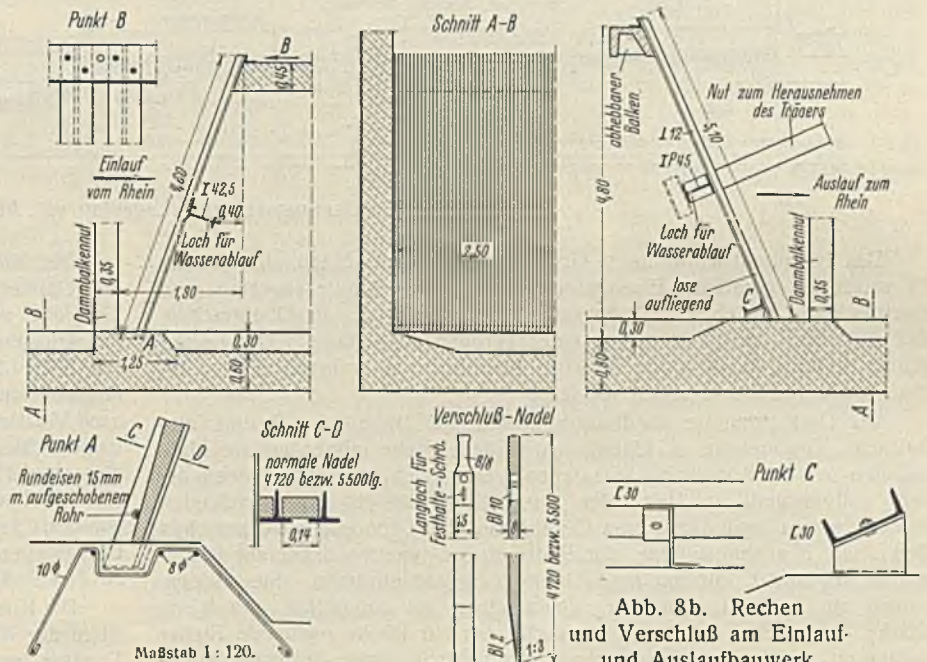


Abb. 8b. Rechen und Verschluss am Einlauf- und Auslaufbauwerk.



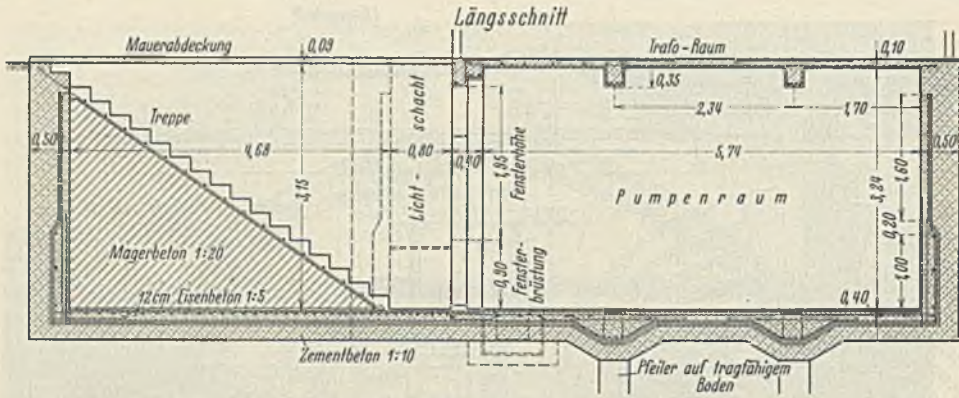


Abb. 9. Wasserdichter Pumpenraum in der südlichen Auskleidehalle. Maßstab 1 : 100.

mehr nur lose gegen ein □-Eisen. Lösbar befestigt sind sie nur an der meistens wasserfreien Zwischenstütze, einem IP 45, der lose in einer Nische aufgelagert ist, so daß er jederzeit mit Flaschenzug oder Kran entfernt werden kann, und am oberen Auflager, das von dem gleichfalls wegnehmbaren Endbalken der Decke gebildet wird. Für die selten zu erwartenden Fälle erscheint diese Lösbarkeit aller die Durchfahrt sperrenden Teile genügend. Am beckenseitigen Ende ist das Bauwerk durch ein Gitter aus senkrechten Stelgleitern abgeschlossen, die Gelegenheit zum Aussteigen bieten (Abb. 8a).

Die beiden Bauwerke wurden ausgeführt unter Wasserhaltung in offener Baugrube. Verwendet wurden eiserne Spundwände „Hoesch I“, 7 m lang, die sich gut bewährten. Zur Wasserhaltung wurden je zwei Filterbrunnen abgesenkt, die in der Achse des Bauwerks angeordnet waren. Der eine lag innerhalb der Baugrube am rheinseitigen Ende, der andere außerhalb der Baugrube im Becken. Dieser diente gleichzeitig zur Wasserhaltung für die unteren Stufen der anschließenden Böschungsterrassen. Nennenswerte Schwierigkeiten ergaben sich nicht, da die Arbeiten vom Wetter begünstigt waren und der Rhein nie die Oberkante der Spundwand erreichte.

Besondere Gründungsmaßnahmen erforderte ein Teil der Hochbauten, die auf der früher erwähnten, hochwasserfrei (auf 9,0 a. P.) aufgeschütteten Terrasse symmetrisch zur Mittelachse der gesamten Anlagen errichtet sind. Das in der Mitte gelegene Restaurant sowohl wie die nördliche Halle, die neben notwendigen Geschäftsräumen, wie Verwaltung, Sportartikel, Friseur, Sanitätsraum, vor allem die Umkleide Räume für Frauen umfaßt, kamen an Stellen zu liegen, die erst in erheblicher Tiefe tragfähigen Baugrund aufwiesen, also künstliche Gründung erforderten.

eisenanker überbrückt, im übrigen aber die Pfeiler nicht bewehrt. Die Tiefe der Säulen wechselt nach der Lage des anstehenden zuverlässigen Baugrundes. Diese Art der Gründung wurde dem Rahmen von fertigen Pfählen vorgezogen, weil an der Baustelle das Gelände so zerrissen war, daß erst ein Arbeitsplanum für die Ramme hätte geschüttet werden müssen. Die Arbeiten an den Bohrpfählen brauchten auch beim stärksten Frost im Februar 1929 nicht eingestellt zu werden. Einige kleine Schwierigkeiten ergaben sich nachträglich dadurch, daß der im Becken gewonnene, stark fließende Lehm nach dem Kippen bis an diese Pfeiler quoll und einige umwarf, obwohl sie stark abgestützt waren.

Bei der südlichen Umkleidehalle für Männer, die in Abmessungen und Anordnung der nördlichen (für Frauen) genau entspricht, genügten bei der dort geringen Auffüllung kurze Betonpfeiler zur Abstützung der Grundplatte auf gewachsenem Boden. Grundwasser wurde hier nirgends erreicht.

In dieser Halle ist auch über Gelände die Umspannstation für die Licht- und Kraftversorgung, unter Gelände der Pumpenraum für die Wasserversorgung der Badeanlagen und des Restaurants untergebracht. Der Pumpenraum reicht ebenfalls unter die Höhe größerer Rheinanschwellung hinab und mußte daher sorgfältig abgedichtet werden (Abb. 9). Das Trinkwasser wird in zwei Brunnen dem Grundwasser entnommen. Die Versorgungsanlage arbeitet selbständig mit Windkesseln. Die über dem Pumpenraum liegende Transformatorstation erhält den Licht- und Kraftstrom durch Hochspannungskabel (4000 V) aus dem städtischen Netz.

Ein Innenhof, berast, für Gymnastik geeignet, mit einer Fußwaschrinne umgeben, ist an beiden Längsseiten und an seiner östlichen Kopfseite durch je eine Umkleidehalle eingeschlossen.

Die ganze Anlage ist in Eisenbeton konstruiert und mit ebenem, mit Oberlicht ausgestatteten Dach versehen. An der offenen, westlichen, Kopfseite verbindet ein gedeckter Gang die beiden Längsflügel.

Die gesamten Gebäude, insbesondere das Restaurant und die Umkleidehallen, mit ihren Abwasser liefernden Einrichtungen sind unterirdisch entwässert. Wegen des zu erwartenden Setzens des Auffüllmaterials verbot sich das einfache Verlegen der Anschlußleitungen. Man hing daher die Hausanschlußleitungen, für die Gußrohre verwendet wurden, an die auf Pfeilern ruhende Grundplatte der Umkleidehallen auf. Die Stöße der Leitungen erhielten Betonstulpen, die durch Eiseneinlagen mit dem Eisengerippe der Grundplatte verbunden und gleichzeitig mit dieser hergestellt wurden, so daß ein einheitlicher Körper entstand, in dem die Leitungen fest lagerten.

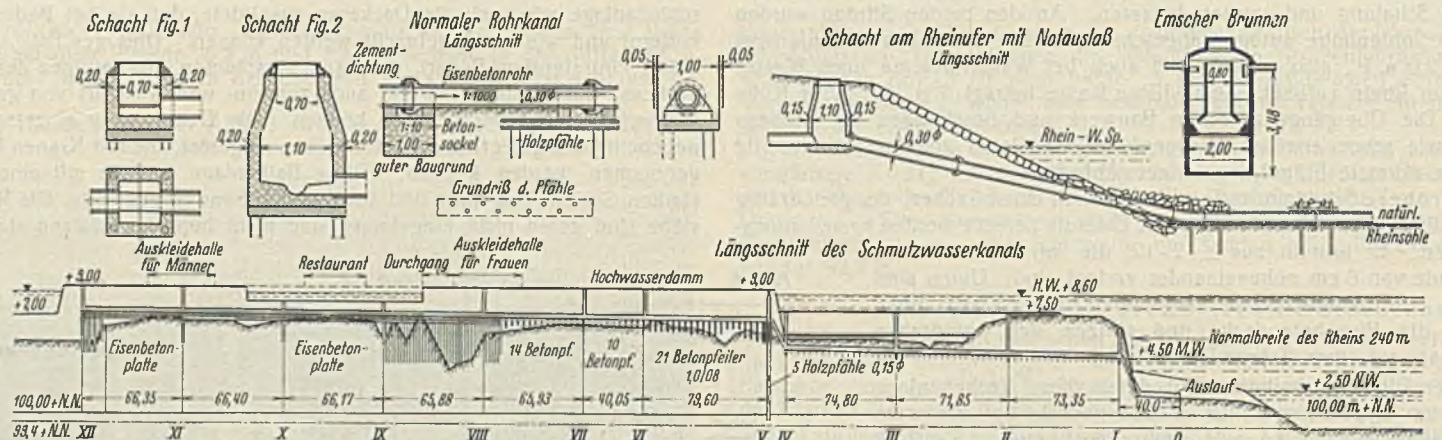


Abb. 10. Entwässerungsanlagen (Lageplan vgl. Abb. 4). Maßstab 1 : 5000/500.

Das Restaurant wurde durch Grün & Bilfinger AG., Mannheim, gebaut. Es wurde auf gerammte Eisenbetonpfähle von 7 m Länge abgestellt und zweistöckig in Eisenbeton mit Backsteinfüllung errichtet. Im Obergeschoß, das als Kaffee dient, ist es mit einer Terrasse ausgestattet. Die Kellerräume mußten, da sie unter höchstes Rheinhochwasser herabreichen, mit einer Isollerschicht versehen werden.

Die Umkleidehalle für Frauen erhielt auf Höhe 9,1 a. P. eine einheitliche Grundplatte in Eisenbeton. Diese Platte ohne weitere Maßnahmen auf der Auffüllung aufzulegen, verbot sich naturgemäß, weil die sehr unterschiedliche Höhe der Anschüttung sicher ein verschiedenes starkes Setzen und damit eine Gefährdung der Grundplatte voraussehen ließ. Die Kreuzungspunkte der Plattenrippen wurden daher auf Betonpfeiler abgestützt, die auf tragfähigem Baugrund aufsitzen. Sie wurden, soweit sie unter Grundwasser hinabreichen, als Bohrpfähle von 0,5 m Stärke hergestellt, auf die quadratische, bis zur Decke reichende Pfeiler aufgesetzt sind. Die Arbeitsfugen wurden durch einige lotrechte Rund-

Die Hauptentwässerungsleitung führt im Gefälle 1 : 1000 östlich an den Umkleidehallen und dem Restaurant vorbei zu einer Frischwasserklärgarbe und von dieser im Gefälle 1 : 500 nach dem Rhein (Abb. 4). Die Anlagen sind berechnet für einen größten Abfluß häuslicher Abwässer von 5000 l/Std. bei einem Massenbesuch des Strandbades und für den üblichen spezifischen Abfluß des Regenwassers von den Dächern, die nach Vollausbau etwa 6000 m<sup>2</sup> bedecken werden. Verwendet sind 3,6 m lange Schleuderbetonrohre 30 cm Durchm. der Firma Züblin AG in Kehl, die, soweit sie in Auffüllung zu liegen kommen, an den Stößen durch eine auf handgerammten Betonpfählen ruhende Eisenbetonplatte gestützt wurden. Teilweise genügten, wo guter Baugrund vorhanden war, einfache Betonpfeiler unter den Stößen. In gewachsenem Boden wurden die Rohre an den Stößen, wie üblich, auf einfache Betonschwellen verlegt (Abb. 10).

Die Kläranlage besteht aus einem Emscherbrunnen von 2 m l. W. Er ist in der Nordostecke der Strandanlagen noch auf der hochwasserfreien Terrasse angeordnet. Der angesammelte Schlamm wird jährlich drei-



mal durch die geruchlos arbeitende städtische Grubenentleerungskolonne entleert.

Vom Rheinufer an ist die Abwasserleitung auf der vorhandenen Flußsohle zwischen den Bühnen noch etwa 40 m nach der Flußmitte vorgestreckt. Dadurch ist gewährleistet, daß das aus dem Kanal austretende, wenn auch gereinigte Abwasser rasch in den Stromstrich des Rheins abgeführt wird, also den Badenden nicht lästig oder gar gefährlich werden kann. Die Leitung ist hier auf die natürliche Flußsohle einfach aufgelegt und nur an den Stößen durch Eisenpfähle und Steinpackung festgehalten.

Der ganze Entwässerungskanal liegt tiefer als HHW, er wurde deshalb im letzten Schacht am Rheinufer mit Rückschlagklappe versehen. Die Schächte und die Kläranlage sind über HHW, also über 8,6 a. P., hinaufgeführt, so daß also hier nie Wasser austreten kann.

Einige weitere im Gebiete der Stromanlagen gelegene Häuser, darunter die schon erwähnte ehemalige Ziegelei, ein Bootshaus und die Vogelwarte, sind jeweils durch besondere Leitungen nach dem Altrhein entwässert. Diese Abwässer werden ebenfalls in kleinen Klärbrunnen mechanisch gereinigt.

Das Becken ist ausgestattet mit Einrichtungen für Wettschwimmen, mit Wasserspielzeug, Ruhekreuzen, Flößen und vor allem mit zwei Schwimmstegen, die mit 1 m- und 3 m-Sprungbrettern ausgestattet sind. Auch im Rhein sind auf der Länge des Strandbades vier kleine Schwimmstege verankert, die mit Einstelge- und Ausstelgeleitern versehen sind und den Schwimmenden Ruhegelegenheiten bieten sollen. Diese sowohl wie die beiden großen Stege im Becken ruhen auf eisernen Schwimmkörpern. Sie wurden von der Hilgers AG, Rheinbrohl, geliefert.

Vor dem Baderestaurant und dem anschließenden Zaun endet die Verkehrsstraße von der Stadt her in einer Schleife, von der aus reichlich bemessene, durch Bäume beschattete, gebührenpflichtige Parkgelegenheiten für Kraftfahrzeuge und Fahrräder zugänglich sind. Hier befindet

sich auch eine Tankstelle für Autobetriebsstoffe. Ausgebaut ist auf der Insel bisher nur eine 6 m breite Straße mit Radfahrweg und Fußweg. Es ist vorgesehen, sie zu verdoppeln und dann Richtungsverkehr einzuführen. Der vorhandene Bahnkörper der Straßenbahn liegt dann zwischen beiden Straßen. Die Straßenbahn endet ebenfalls in einer Schleife, etwa 300 m vor den Strandanlagen. Sie hat zeitweise, an heißen Wochenend- und Ferientagen oder bei plötzlichen Gewittern, einen sehr starken Stoßverkehr zu bewältigen, bei der sich diese getrennte Anordnung der einzelnen Verkehrsanlagen bisher gut bewährt. Schutzhallen und Bedürfnisanstalten sind an den Straßenbahnendstelle zum baldigen Ausbau in Aussicht genommen.

#### 4. Ergänzende Arbeiten.

Wenn auch die Bauarbeiten an den Bade- und Waldanlagen vorläufig als beendet angesehen werden können, so gab doch die durch Stechmücken zeitweise hervorgerufene Plage, die zwar nicht unmittelbar technisch von Bedeutung ist, aber doch die dauernde Eignung der Rheinniederung zu Erholungszwecken stärker beeinflußt, Anlaß zu weiteren, heute noch nicht beendeten Arbeiten. Diese bestehen im wesentlichen in einer planmäßigen Entwässerung der Überschwemmungsgebiete am Rhein, und zwar durch den Bau eines Netzes von Erdgräben, die die Geländemulden verbinden, die besonders während des Sommers überschwemmt werden und wochen-, ja monatelang ein flaches, warmes Wasserbecken bilden, in dem die Stechmücken sich gut entwickeln können. Der Hauptgraben mündet in den ständig fließenden Altrhein und ermöglicht eine mit fallendem Wasserstand fortschreitende Entwässerung des Geländes. Wo möglich die Gräben auch an ihrem oberen Ende eine verschließbare Verbindung mit dem fließenden Gewässer (Altrhein), damit sie nach Bedarf durchgespült oder besser längere Zeit mit fließendem Wasser versorgt werden können. Die in den Gräben gewonnenen Erdmassen dienen zur Auffüllung kleinerer Geländeeinsenkungen, deren Entwässerung sich dann erübrigt.

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Einsturz der Wirtschaftsbrücke bei Gartz a. d. Oder.

Von Regierungsbaurat Gaye, Norden, Ostfriesland.

(Schluß aus Jahrgang 1931, Heft 40.)

### III. Teil. Stellungnahme des Verfassers zu den Entscheidungen der beiden Gerichtsinstanzen.

Nach Abschluß der Zeugenvernehmungen und nach Erstattung der Gutachten der 18 Sachverständigen war das Gericht vor die Aufgabe gestellt, aus der Fülle der vorgetragenen möglichen Ursachen für den Einsturz des wiesenseitigen Strompfeilers diejenige herauszufinden, die die meiste Wahrscheinlichkeit für sich hatte, bzw. festzustellen, ob neben einer Hauptursache noch andere Einflüsse wesentlicher Art gewirkt haben konnten. Dabei mag betont werden, daß über die Entmischung des Betons und die Entstehung der „Ausflußmasse“, die ja unter Wasser vor sich gegangen waren, kein Sachverständiger einwandfrei feststehende Angaben machen konnte, sondern daß sich jeder aus den Zeugenaussagen, aus dem Befund bei den Räumungsarbeiten und aus früheren ähnlichen Unfällen nur ein Bild des Einsturzvorganges und damit auch seiner Ursachen machen konnte. Wenn dabei nicht alle Fragen eindeutig und restlos geklärt werden konnten, so ist das bei den vorliegenden Umständen nicht verwunderlich.

Aus den Darlegungen des II. Teiles geht hervor,

a) daß beide Gerichtsinstanzen die Anwendung des Unterwasser-schüttverfahrens, so wie es in Gartz bei der Errichtung der beiden aufgehenden, frei im Oderstrom stehenden Brückenpfeiler zur Ausführung gelangt ist, als einen Verstoß gegen die Regeln der Baukunst, wie sie in dem Baujahre 1926 in Geltung und allgemein anerkannt waren, angesehen haben, und zwar mit Rücksicht auf die mit diesem Verfahren verbundene Gefahr der Entmischung des Betons,

b) daß nach dem Urteil beider Gerichtsinstanzen die Entstehung der „Ausflußmasse“ zwischen Spundwand und Schalung durch Mängel im Bauverfahren sowie Mängel der Bauausführung nicht hinreichend geklärt werden konnte und damit auch jede sichere Feststellung über den Umfang der mechanischen Entmischung und der Kausalität für den Einsturz des Pfeilers unmöglich war,

c) daß beide Instanzen im Gegenteil nicht die Möglichkeit ausschließen zu können geglaubt haben, daß auch andere Einflüsse — chemische Einwirkung des Oderwassers und der bei der Durchfahrt von Schiffen entstehende Sog — bei der Entmischung des Betons und der Entstehung der „Ausflußmasse“ mitgewirkt haben.

Es sei dem Verfasser gestattet, die Entscheidungen der Gerichte zu b) und c) vom Standpunkte des Wasserbauers aus kritisch zu beleuchten.

#### A) Chemische Zerstörung des Betons.

In seinem mündlichen Gutachten vor dem Gericht in dem Verfahren zweiter Instanz hat der Verfasser die Frage aufgeworfen:

„Wären überhaupt die hydrologischen Voraussetzungen für eine chemische Einwirkung des Oderwassers auf den Beton der Strompfeiler gegeben?“

Diese Fragen hat der Verfasser folgendermaßen beantwortet:

Das Wasser könnte eingewirkt haben

- a) auf den bereits abgeordneten und erhärteten Beton,
- b) auf den im Abbinden begriffenen Beton,

und zwar könnte es sich einmal um Flußwasser, zweitens um Grundwasser gehandelt haben.

a) Gegen die Einwirkung von Flußwasser auf den bereits erhärteten Beton spricht Folgendes:

1. An sich führt die Oder kein betonschädliches Wasser, auch nicht bei Hochwasser. Das im Juli 1926 beobachtete Fischsterben ist nicht im freien Strom, sondern in dem Gartz gegenüberliegenden neuen Polder aufgetreten, nachdem wenige Wochen vorher die früheren Altarme von der Oder abgeschlossen waren. Der Sachverständige der Landesanstalt für Fischerei hat damals in seinem Gutachten ausdrücklich betont<sup>1)</sup>, daß erst durch die Eindeichung des Polders die Bildung sauerstoffarmen Wassers in den Gräben, das das Fischsterben verursacht hat, verstärkt, wenn nicht gar erst ermöglicht worden ist. Das Wasser im freien Strom hat mithin mit dem Fischsterben nichts zu tun gehabt.

2. Der Beton der Strompfeiler, soweit er richtig erhärtet ist, zeigt nach dem übereinstimmenden Urteil aller Sachverständigen der Chemie nach den Analysen keine Merkmale chemischer Beeinflussung.

3. Die Zeit von nur 4½ Monaten war viel zu kurz, als daß betonschädliches Flußwasser einen über 3 m starken Betonpfeiler so weitgehend zerstören konnte, daß er einstürzen mußte, um so mehr, als kein Druckgefälle vorhanden war.

4. Während dieser Zeit von 4½ Monaten waren die beiden Strompfeiler noch durch die Schalung und die eisernen Spundwände der Baugrube geschützt.

5. Wenn das Flußwasser betonschädliche Bestandteile enthalten hätte, so hätten auch die Landwiderlager Zersetzungen aufweisen müssen.

Auch Grundwasser kann von unten her den erhärteten Beton der Strompfeiler nicht zerstört haben:

1. Es bestand kein Druckgefälle von eingedeichten Poldern durch die grundwasserführende Kiesschicht hindurch nach der Flußsohle hin.

2. Die Geschwindigkeit des Grundwasserstromes im Grundwasserträger (Kiesschicht) ist sehr gering, sie beträgt wahrscheinlich nur Bruchteile von Zentimetern in der Sekunde; damit ist die für eine Zerstörung

<sup>1)</sup> Vgl. I. Teil, Bautechn. 1931, Heft 12, S. 174.



des Betons erforderliche ständige Erneuerung des schädlichen Wassers nur äußerst geringfügig.

3. Auch in diesem Falle war die Zeit von  $4\frac{1}{2}$  Monaten für die Zerstörung der Pfeiler durch Grundwasser viel zu kurz.

4. Im übrigen konnte das Grundwasser an den stadtsseitigen Strompfeiler überhaupt nicht herankommen, da er auf Geschiebemergel gegründet war; aber auch beim wiesenseitigen Pfeiler standen die Spundbohlen noch etwas im Geschiebemergel. Und daß etwa das Grundwasser durch die Spundwandfugen in irgendwie erheblichen Mengen — ohne Druckgefälle — an den Fundamentbeton herangekommen ist, ist nicht anzunehmen.

5. Im übrigen hätten dann auch die 1913 erbauten Pfeiler der nur wenige Kilometer unterhalb der Gartzener Brücke gelegenen Mescheriner Brücke längst zerstört sein müssen.

Damit scheidet die chemische Zerstörung des bereits erhärteten Betons der Strompfeiler durch Fluß- oder Grundwasser aus.

b) Aber auch die Beeinflussung des im Erstarren begriffenen Schüttbetons durch schädliches Fluß- oder Grundwasser ist nicht vorstellbar, denn während des Betonierens mußte ja infolge des Einbringens des Betons in den mit Wasser gefüllten Spundwandkasten ein Überdruck und damit ein Abfließen des Wassers durch die Spundwandfugen nach außen hervorgerufen werden, so daß gar kein schädliches Wasser in den Spundwandkasten eindringen konnte.

Auch das bei der kleinen Schwellung des Oderwasserstandes im März 1926 — also vor der Betonierung — über die Oberkante der Spundwände hinweg in den Spundwandkasten eingedrungene Wasser kann den Schüttbeton, selbst wenn es betonschädlich gewesen wäre, nicht im Erstarren gehindert haben, denn das bei der Überflutung eingedrungene Wasser wurde beim Ausbaggern der Baugrube durch den Greifer stark umgerührt und mit Luft gesättigt, im übrigen auch verdünnt bzw. erneuert durch das als Ersatz für den Bodenaushub durch die Spundwandfugen eingedrungene unschädliche Oderwasser.

Schließlich muß hierzu festgestellt werden, daß die von der Firma mit Oderwasser angesetzten zahlreichen Abbindeproben eine normale Abbindezeit gezeitigt haben.

Gegen die chemische Beeinflussung des im Erstarren begriffenen Betons durch schädliches Wasser spricht auch die Tatsache, daß der Betonmeister R. einmal aus dem Schüttrohr 1 bis 1,5 m abgebundenen Beton herausgeholt hat.

In Anbetracht dieser Darlegungen hält der Verfasser eine chemische Zerstörung bzw. abbindeverzögernde Beeinflussung des im Erstarren begriffenen oder bereits erhärteten Betons der Strompfeiler durch Fluß- oder Grundwasser für ausgeschlossen.

Von den zahlreichen Sachverständigen, die über die chemische Zerstörung des Betons befragt wurden, haben nur zwei Herren die Möglichkeit einer solchen anerkannt, ohne jedoch einen positiven Nachweis für den vorliegenden Fall — etwa an Hand von chemischen Zerstörungen an den geborgenen Betonproben — beizubringen.

Im übrigen waren fast sämtliche Sachverständige darüber einig, daß die Trennung des Zementes vom Kies niemals auf chemischem, sondern nur auf mechanischem Wege vor sich gegangen sein kann.

#### B. Die Entmischung des Beton-Mischgutes durch den Sog.

Gegen die Annahme, daß die an der Baustelle der Strompfeiler vorbeifahrenden Schiffe derartige Wellen erzeugt hätten, daß die eisernen Spundwände der Baugrubenumwehrung in ein starkes Schwanken geraten wären und dadurch die innerhalb der Umwehrung entstehenden Wellen durch den Sog den Zement aus dem im Abbinden begriffenen Beton (durch die Fugen der hölzernen Schalung hindurch!) ausgespült hätten, sprechen folgende Tatsachen:

1. An den eisernen Spundwänden waren außen am oberen Ende Kanthölzer von 22/22 cm und 1,5 m breite Arbeitsbühnen angebracht (vgl. Abb. 31), die eine derartige Aussteifung von außen bewirken mußten, daß die Spundwände nur geringe Bewegungen ausführen konnten.

2. Das aus zahlreichen Holmen, Streben und Diagonalen bestehende Schalungsgerüst des aufgehenden Pfeilermauerwerks (vgl. ebenfalls Abb. 31) war genau in den Spundwandkasten eingepaßt und bewirkte als räumliches Fachwerk von innen her ebenfalls eine starke Aussteifung der eisernen Spundwände.

3. Wenn trotz dieser äußeren und inneren Aussteifung starke Bewegungen der Spundwände aufgetreten wären, so hätten sich die auf den Arbeitsbühnen liegenden Schienen des Schüttwagens ebenfalls stark bewegen müssen — das ist von keinem Zeugen beobachtet worden. Oder der Schüttwagen hätte aus den Schienen springen müssen — auch das ist nicht festgestellt worden.

Lediglich beim wiesenseitigen Strompfeiler wurde ein allmähliches Ausbauchen der Längsspundwände und damit auch der Schienen auf der Arbeitsbühne nach außen zu beobachtet, nachdem man Kies zwischen

Spundwand und Schalung eingeschüttet hatte<sup>2)</sup>. Um eine weitere Ausbauchung zu verhindern, hat man vier Zuganker zur Verbindung der beiden Längswände eingebracht, die wiederum ein Bewegen der Wände unterbinden mußten. Wenn der mit der örtlichen Bauüberwachung beauftragte Dipl.-Ing. E. als Zeuge ausgesagt hat, es sei vorgekommen, daß die Spundbohlen in der Pfeilermitte um etwa 20 cm ausschlugen, so kann das nach Ansicht des Verfassers nur zu der Zeit möglich gewesen sein, als die oberen Kanthölzer 22/22 cm noch nicht angebracht waren und das Schalungsgerüst noch nicht eingesetzt war.

4. Zu einer starken Wellenbildung zwischen Spundwand und Schalung konnte es gar nicht kommen, da dies die zahlreichen Holme, Streben und Diagonale des Schalungsgerüsts verhinderten.

Schließlich sei noch Folgendes festgestellt: wenn die Wellenbewegung des Wassers und das dadurch verursachte Schwanken der Spundwände die Trennung von Zement und Kies durch Sog wirklich hervorgerufen hätten, dann hätte die Wirkung im unteren Teil des Pfeilers am geringsten und im oberen Teil am stärksten sein müssen, da die Spundwände ja im Boden eingespannt waren. Ferner hätten während der Nächte, in denen kaum Schiffe fuhren, einwandfreie Betonschichten entstehen müssen. Der Befund der beiden Strompfeiler beim Abbruch hat hierfür keine Bestätigung erbracht.

Der Verfasser hat in seinem mündlichen Gutachten zweiter Instanz mit diesen Ausführungen eine irgendwie wesentliche Wirkung des Soges auf die Trennung von Zement und Kies in Abrede gestellt.

In Anbetracht der beschriebenen Tatsachen mußte der Verfasser ferner den Schluß ablehnen, den zwei Sachverständige der Chemie und das Gericht zweiter Instanz aus einer Reihe von Mikrophotogrammen gezogen haben, die von aller kleinsten Mengen von Odersand und dem zum Betonieren verwandten Percy-Kies aufgenommen waren, nämlich: „daß durch Sogwirkungen Odersand von der Sohle des Flusses durch die Schlösser der Spundwandbohlen hindurch in den Raum zwischen Spundwand und Schalung gebracht sei“. Und „daß es nach diesen Feststellungen unmöglich sei, jede schädliche Einwirkung der durch vorbeifahrende Schiffe hervorgerufenen Wellenbewegungen . . . auf den Betonierungsvorgang — d. h. auf die Trennung von Zement und Kies — auszuschließen“.

Es ist nach wasserbautechnischen Erfahrungen ausgeschlossen, daß von den auf der Oder verkehrenden kleinen Dampfbooten und Motorbooten, selbst bei großer Geschwindigkeit, derartige Wellen in der rd. 7,8 m tiefen und 130 m breiten Oder hervorgerufen werden, daß durch den dadurch angeblich entstandenen „Sog“ Sandteilchen der Flußsohle durch die Schlösser der Spundbohlen hindurchgespült werden könnten.

Und der aus dieser falschen Anschauung gezogene Schluß, daß die überaus starke Trennung von Zement und Kies unter den hier vorliegenden Verhältnissen zu einem wesentlichen Teil auf den Sog zurückzuführen sei, erscheint vollkommen abwegig. Die Entmischung läßt sich zwanglos durch den Schüttvorgang selbst erklären — der Heranziehung derartig fernliegender Ursachen wie des „Soges“ bedurfte es nicht!

#### C. Die Ursache der Entmischung.

Die außerordentlich starke — weit über die mit dem alten Schüttverfahren verbundene Entmischung hinausgehende — Entmischung des Betons und damit die Entstehung der „Ausflußmasse“ zwischen Spundwand und Schalung hat der Verfasser vor Gericht grundsätzlich auf das Anheben des nur wenig, höchstens 20 cm im Beton steckenden Schüttrohres und das damit verbundene, verhältnismäßig schnelle Ausrutschen großer Mengen Beton aus dem Rohr zurückgeführt.

Ein Vergleich wird die Verhältnisse am besten klären:

Beim alten Schüttverfahren wurde ein viereckiger Schütt-Trichter oder ein Schüttrohr nach Abb. 40 an einer bereits geschütteten Schicht langsam entlang bewegt, ohne daß es angehoben wurde. Entsprechend dem langsamen Vorrücken des Rohres wurde jeweils nur ein schmaler Schlitz freigegeben, das Mischgut konnte nur langsam auslaufen, und zwar nur nach zwei Seiten hin. Das Mischgut kam nur in langsamer Bewegung mit dem Wasser in Berührung. Der Rohrinhalt blieb zwangsläufig mit den bereits geschütteten Schichten in Fühlung.

Trotz dieser vorsichtigen Handhabung sind auch beim alten Schüttverfahren in zahlreichen Fällen schwere Entmischungen festgestellt worden.

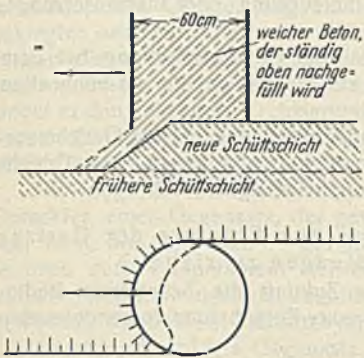
Bei dem in Gartz angewandten Schüttverfahren wurde das Schüttrohr zunächst auf den bereits geschütteten Beton abgesetzt — dabei mag es etwas in den Beton eingedrungen sein —, mit Mischgut gefüllt und dann nach Gefühl soweit angehoben, bis das Mischgut auslief. Dieses Verfahren wurde an einer Stelle mehrfach wiederholt, so daß sich flache Hügel bilden mußten.

Wurde nun das Rohr — unbewußt oder bewußt — aus dem Beton herausgezogen, so wurde nicht nur, wie beim alten Schüttverfahren, ein schmaler Schlitz frei, sondern der ganze Querschnitt des Rohres. Infolgedessen geriet der gesamte Inhalt des Rohres in Bewegung und rutschte ganz oder zum Teil heraus.

<sup>2)</sup> Vgl. Bautechn. 1931, Heft 12, S. 173.

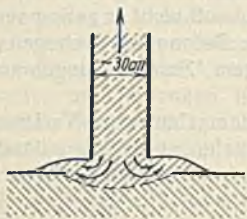


Altes Schüttverfahren.



- a) langsames, gleichmäßiges Vorrücken des Schüttrohres,
- b) langsames Auslaufen des Mischgutes nach zwei Seiten hin,
- c) Berührung mit dem Wasser nur an zwei Seiten,
- d) beim Vorrücken des Schüttrohres wird nur ein schmaler Schlitz freigegeben,
- e) das Mischgut im Rohr bleibt zwangsläufig mit den bereits geschütteten Schichten im Zusammenhang.

In Gartz angewandtes Schüttverfahren.



- a) punktwises Betonieren, infolgedessen Hügelbildung,
- b) Rohr wird nach Gefühl senkrecht angehoben,
- c) beim Herausziehen des Rohres aus dem Beton wird am ganzen Umfang ein Spalt frei, der gesamte Rohrinhalt gerät in Bewegung und rutscht plötzlich ganz oder teilweise heraus.

Abb. 40. Vergleich des alten und des in Gartz angewandten Schüttverfahrens.

Aber auch wenn das untere Ende des Schüttrohres einige Zentimeter im bereits geschütteten Beton verblieb, wird es beim Anheben des Rohres zu einem Durchbruch des Rohrinhaltes gekommen sein. Nach den Erfahrungen, die beim Bau der Mole in Magdeburg mit dem schwedischen Unterwasser-Schüttverfahren (Contractor-Verfahren<sup>3)</sup> gemacht sind, rutscht der Beton beim Anheben des Rohres um 1 bis 5 cm selbst dann in wenigen Sekunden ab, wenn es 1 m und mehr (bis zu 2,90 m) im bereits geschütteten Beton steht; das vollständige Abfließen des Rohrinhaltes kann nur durch sofortiges Senken verhindert werden. Die Schweden schreiben ausdrücklich die Überdeckung des unteren Rohrendes mit mindestens 1 m Beton vor, um die Entmischung zu verhüten.

Man muß bei diesen Überlegungen bedenken, daß folgende Mengen und Gewichte in Bewegung gerieten:

In Gartz war ein sofortiges Absenken des Rohres nicht möglich — die vier Leute an der Winde hatten mit voller Kraft zu arbeiten, um das schwere mit Beton gefüllte Rohr anzuheben, und konnten

bei einer Wassertiefe von m	Rohrinhalt	
	l	kg
12	1150	2300
8	820	1640
4	500	1000

infolgedessen erst dann die Kurbel zurückdrehen, wenn eine wesentliche Gewichtserleichterung, d. h. ein Abfließen des Betons, eingetreten war.

Die Folge des schnellen Abrutschens von nicht unerheblichen Mengen Beton muß nach Ansicht des Verfassers nicht nur eine starke Entmischung dieses Betons, sondern auch eine erhebliche Aufwirbelung des Wassers und damit der umliegenden Betonoberfläche bewirkt haben. Da das Schüttrohr — je nach seiner Länge — alle 4 bis 6 min entleert wurde, so entstanden immer neue Wirbel im Wasser, die sich nach allen Seiten fortsetzten und den ausgeschlammten Zement nicht zur Ruhe und zum Abbinden kommen ließen.

Beim Betonieren der Brückenpfeiler trat nun nach Ansicht des Verfassers folgender Vorgang ein (vgl. Abb. 41):

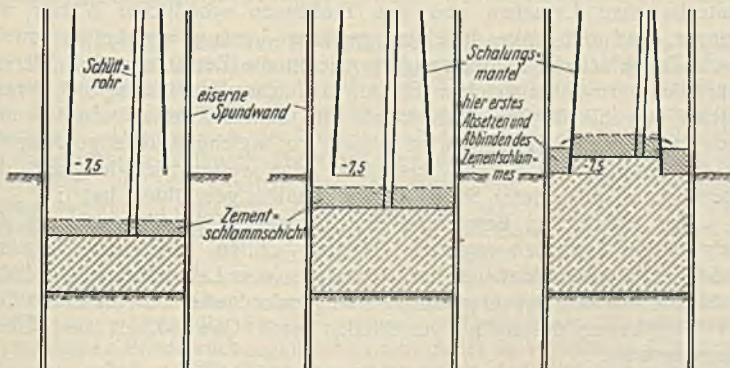


Abb. 41. Entstehung der Zement-Ausflußmasse.

<sup>3)</sup> Vgl. Trier und Tode, Unterwassergußbeton nach dem Contractor-Verfahren beim Bau der Mole bei Magdeburg. Bautechn. 1931, Heft 12.

Solange das Fundament betoniert wurde, bildete sich auf dem stark entmischten Beton eine Zementschlammsschicht, die mit dem Wachsen des Betons mitgehoben und gleichzeitig immer stärker wurde. Bei jeder Entleerung des Schüttrohres wurde sie immer wieder durch die Wasserwirbel aufgerührt. Da sich dieser Vorgang beim seitlichen Verfahren des Schüttwagens über die ganze Grundrißfläche des Pfeilers fortsetzte, so kam die Zementschlammsschicht überhaupt nicht zur Ruhe; die einzelnen, ohnehin mit überaus viel Wasser in Berührung kommenden Zementkörner konnten sich nicht aneinander lagern und sich beim Abbinden miteinander verfestigen.

Das Gericht zweiter Instanz sagt in seinem Urteil, daß nach seiner Überzeugung eine Aufwirbelung auf größere Entfernung nicht wahrscheinlich sei, da die Ausmaße der Pfeilerschalung etwa 11,3 × 3 m betragen und diese Fläche vom Schüttrohr nur etwa alle 8 Std. bestrichen wurde. Das Gericht glaubt sogar sagen zu können, daß nach seiner Überzeugung Aufwirbelungen nur in unmittelbarer Nähe der jeweiligen Schüttstelle, höchstens auf eine Entfernung von etwa 3 m Wirkungen ausgeübt haben. Das Gericht gibt nicht an, worauf es diese Überzeugung stützt.

Wenn man bedenkt, daß bei einer Schüttiefe von 10 bis 12 m jeweils rd. 1 bis 1,2 m<sup>3</sup> Beton aus dem Schüttrohr abrutschten, und zwar in wenigen Sekunden, so wird man im Gegenteil mit einer recht heftigen Aufwirbelung des Wassers und der Zementschlammsschicht rechnen müssen, die sich auch auf größere Entfernung als nur 3 m auswirken mußte. Dabei kann ferner der Zementschlamm im mittleren Teil des Pfeilers nicht zur Ruhe gekommen sein, da dieser mittlere Teil ja ständig im Bereich der Wirbel blieb, die vom Schüttrohr bzw. dem auslaufenden Beton ausgingen.

Eine Änderung trat erst ein, nachdem der Beton die Unterkante des Schalungsmantels erreicht hatte. Von diesem Zeitpunkt an vollzog sich die Schüttung des Betons innerhalb des Schalungsmantels — der Raum zwischen Spundwand und Schalung blieb von den entstehenden Wasserwirbeln fast ganz unberührt, so daß sich nunmehr hier der Zementschlamm absetzen und abbinden konnte, soweit das nach dem tagelangen Aufwiegen überhaupt noch möglich war.

Der beim Betonieren des aufgehenden Pfeilermauerwerks entstehende Zementschlamm blieb teils innerhalb der Schalung — es sind im unteren Teil des Pfeilerschaftes größere Mengen reiner Ausflußmasse gefunden worden —, teils mag er durch offene Schalungsfugen nach außen in den Raum zwischen Spundwand und Schalung abgedrängt sein.

Mit dem Kürzerwerden des Schüttrohres und der entsprechend geringeren Fallhöhe ist die Entmischung im oberen Teile des Pfeilerschaftes geringer geworden, so daß sich beim Trockenlegen des Stadtpfeilers auf — 2,00 nur verhältnismäßig wenig Schlamm vorfand.

In der folgenden Zusammenstellung sind die Massen der beiden Brückenpfeiler gegenübergestellt:

	Fundament			Pfeilerschaft bis Wasserspiegel in m <sup>3</sup>
	von	bis	m <sup>3</sup>	
Wiesenseitiger Strompfeiler . . .	— 12,1	— 7,5	334	280
Stadtseitiger Strompfeiler . . .	— 10	— 7,5	180	280

Da beim Wiesenseitigen Pfeiler das Fundament doppelt so groß ist wie beim Stadtpfeiler, so ist hiermit erklärt, weshalb beim ersteren viel mehr Ausflußmasse gefunden ist als beim letzteren.

Der beschriebene Schüttvorgang erklärt zwanglos die Tatsache, daß bei den Abbrucharbeiten im Fundament fast reiner Kies gefunden wurde, daß der Beton des Pfeilerschaftes im unteren Teil stark geschichtet, im oberen Teil homogener angetroffen wurde, er erklärt ferner die Entstehung der „Ausflußmasse“ zwischen Spundwand und Schalung.

Es bleibt noch übrig, einzelne, besonders auffallende Erscheinungen zu klären:

1. Die Tatsache, daß das Material an den Seiten der Fundamente fester war als in der Mitte und daß ferner an der Unterkante des abgestürzten Pfeilerschaftes an der Pfeilerspitze ein sehr hartes Bruchstück gefunden wurde, das fast ganz aus reinem Zement besteht, zeigt einmal, daß die Pfeilerspitzen von den Aufwirbelungen weniger betroffen worden sind als der mittlere Teil des Pfeilers, ferner aber, daß der Zement einwandfrei zum Abbinden gelangte, wenn er einigermaßen zur Ruhe kam. In diesem Fall ist also irgend eine schädliche chemische Einwirkung des Wassers nicht festzustellen.

2. Wenn zahlreiche Betonbruchstücke gefunden worden sind, die das Aussehen homogenen Betons hatten, trotzdem aber — bei einem nachträglich festgestellten Mischungsverhältnis von z. B. 1 : 12 — kaum irgend eine Festigkeit aufwiesen, so kann das damit erklärt werden, daß sich in

Diese Veröffentlichung bringt zum ersten Male eine ausführliche und alles Wesentliche enthaltende Beschreibung des schwedischen Unterwasserschüttverfahrens, so daß es nunmehr möglich ist, danach einwandfreien Unterwassergußbeton auch in Deutschland herzustellen.



den Hohlräumen des Kieses Zementschlamm ansammelte, der hier zur Ruhe und damit noch etwas zum Abbinden gekommen war, aber doch keine Festigkeit erreichen konnte, da er mit Wasser übersättigt war. Bekanntlich ist die Festigkeit des Betons nicht vom Mischungsverhältnis, sondern wesentlich vom Zementwasserfaktor, d. h. dem Verhältnis: Zementgewicht : Wassergewicht abhängig.

3. Bei der Urteilsfassung hat sich das Gericht zweiter Instanz besonders durch einen angeblichen Widerspruch beeinflussen lassen, der eine gleiche Erklärung für die mechanische Entstehung der „Ausflußmasse“ bei beiden Strompfeilern nicht gestattet hätte<sup>4)</sup>. Dieser Widerspruch konnte von den Sachverständigen während der Verhandlungen nicht aufgeklärt werden, da er erst nach Schluß der Verhandlung und Entlassung der Sachverständigen zutage getreten ist.

In Wirklichkeit besteht nach Ansicht des Verfassers keine Unstimmigkeit hinsichtlich der Entstehung der Ausflußmasse bei beiden Strompfeilern. Eine genaue Betrachtung der Abb. 24 in Bautechn. 1931, Heft 12, S. 167 wird dies im Zusammenhang mit den folgenden Ausführungen erläutern:

1) Wenn beim wiesenseitigen Strompfeiler mehr Ausflußmasse entstanden und auch aufgefunden ist als beim stadtsseitigen Pfeiler, so liegt das daran, daß das Fundament des Wiesenpfeilers 334 m<sup>3</sup>, das des Stadtpfeilers nur 180 m<sup>3</sup> enthielt.

2) Der Kies zwischen Schalungsmantel und Spundwand ist beim Wiesenpfeiler am 29. April eingebracht worden, und zwar als der Beton innerhalb des Schalungsmantels schon etwas über Fundamentoberkante gewachsen war. Zu dieser Zeit (schätzungsweise 3 bis 4 Stunden, nachdem die Fundamentoberkante — 7,5 erreicht war) muß die zwischen Schalung und Spundwand auf dem Fundamentbeton lagernde Zementschlammsschicht noch so flüssig gewesen sein, daß der Kies bis zur Ordinate + 7,5 hindurchfallen konnte. Die Kiesschicht muß 1,0 bis 1,2 m Höhe erreicht haben.

3) Die Angabe des Angeklagten R., daß er bei einer Peilung am 2. Mal eine Erhöhung der Fundamentsohle zwischen Schalung und Spundwand nicht festgestellt habe, kann demnach nicht zutreffen.

4) Beim Betonieren des stadtsseitigen Strompfeilers ist Oberkante Fundamentsockel (— 7,5) am 22. April etwa um 7 Uhr morgens erreicht worden.

Als am 23. April nachmittags — also rd. 30 bis 32 Stunden später — zwischen Spundwand und Schalung gepeilt wurde, war die hier befindliche Zementschlammsschicht offenbar noch so weich, daß die als Peillot benutzte Schraubenmutter ohne Widerstand bis zum Fundamentsockel hindurchdringen konnte.

5) Am 24. April morgens hat man die Wahrnehmung gemacht, daß der Pfeiler im Schalungsmantel beim Betonieren nicht mehr wuchs und daß das Wasser sich sowohl innerhalb des Schalungsmantels als auch in dem Raum zwischen Mantel und Spundwand sich auffallend trübte. Bei einer nach einigen Probeschüttungen vorgenommenen Peilung ist dann festgestellt worden, daß Oberkante Fundamentsockel zwischen Spundwand und Schalung zwischen — 5,11 und — 6,72 lag.

Es ist wahrscheinlich, daß sich innerhalb der Zeit vom 23. April nachmittags bis 24. April morgens, also innerhalb von 16 bis 18 Stunden, die Zementschlammsschicht zwischen Spundwand und Schalung so weit abgesetzt und verfestigt hatte, daß das Peillot nicht mehr oder nicht tief eindrang. Dabei ist zu bedenken, daß — wie schon vorher ausgeführt — eine Beruhigung in dem Raum zwischen Spundwand und Schalung schon dann eintrat, wenn der Beton die Unterkante des Schalungsmantels erreicht hatte. Seit diesem Zeitpunkt waren aber schon 30 bis 32 + 16 bis 18, also 46 bis 50 Stunden verflossen. Daß die Verfestigung gerade in den letzten Stunden eingetreten zu sein scheint, ist nicht verwunderlich, jedenfalls reicht nach Ansicht des Verfassers eine Zeit von 16 bis 18 Stunden durchaus aus, um eine Zementschlammsschicht, die schon 30 bis 32 Stunden fast ganz in Ruhezustand gewesen ist, wenigstens soweit erhärten zu lassen, daß sie dann eine große Schraubenmutter zu tragen vermochte.

Offenbar ist diese Schicht aber sogar so fest gewesen, daß sie den beim Schalungsbruch ausfließenden Beton zu tragen vermochte. Hierauf wird die Erhöhung des Fundamentsockels in der einen Ecke zurückzuführen sein (in der Abb. 24 hätte danach der ausgeflossene Beton oberhalb der Ausflußmasse gezeichnet werden müssen).

Nach dieser Darstellung ist nach Auffassung des Verfassers kein Widerspruch zwischen der Entstehung der Ausflußmasse beim wiesenseitigen und beim stadtsseitigen Strompfeiler vorhanden.

4. Das Vorhandensein losen Zementstaubes im „Geröll“, die Zementhaut auf den Kieseln, die butterweiche Zementmasse sind nichts Außergewöhnliches bei Schüttbodyen. Es sei hier nur auf zwei Veröffentlichungen hingewiesen:

a) auf Bautechn. 1923, Heft 39 „Kaimauerbauten am Marinekohlenhofe zu Kiel-Wyk“ von Wasserbaudirektor Rogge und Oberbaurat Dr. Ing. Lohmeyer: Abschnitt über den Einsturz der in Schüttbodyen hergestellten Nordmauer der Südmole, unter d 2, S. 371;

<sup>4)</sup> Vgl. Bautechn. 1931, Heft 40, S. 593/594.

b) auf Bautechn. 1930, Heft 28 u. 29, Regierungsbaurat R. Jehn: „Bruch der alten Schleuse Hüntel, Untersuchung und Instandsetzung“, S. 479, Abs. 6 bis 8.

Aus diesen Aufsätzen geht hervor, daß die Entmischung bei dem in Gartz angewandten Verfahren noch stärker sein mußte als beim alten Trichterschüttverfahren.

Der Verfasser hat in seinem mündlichen Gutachten im Gerichtsverfahren zweiter Instanz diese Literaturauszüge vorgetragen, das Gericht hat hieraus jedoch keine Schlußfolgerungen gezogen.

Welche Folgerungen sind aus dem Einsturz der Gartzener Brücke und den Gerichtsverhandlungen zu ziehen?

1. Es erscheint wünschenswert, in Zukunft die besonderen Bedingungen für die Ausführung von Unterwasser-Betonbauten folgendermaßen zu fassen:

„Unterwasserbeton ist Beton, der unter Wasser eingebracht wird. Für Unterwasserbeton darf nur gut abgestuftes Zuschlagmaterial verwendet werden; der Anteil an gröberen Zuschlägen soll nicht zu gering sein. Der Zementanteil soll 400 kg auf 1 m<sup>3</sup> feste Betonmasse betragen.

Die Betonmasse muß in stark zähflüssigem Zustand eingebracht werden.

Unterwasserbeton ist grundsätzlich nach dem Contractor-Verfahren einzubringen; Ausnahmen sind nur bei Wassertiefen unter 2 m zulässig, und auch nur dann, wenn das umgebende Grund- bzw. Flußwasser nachweisbar nicht betonschädlich ist.

Es ist besonders dafür zu sorgen, daß vollkommen dichte Schalung verwendet wird und daß das Wasser in der Baugrube ruhig, d. h. ohne Strömung und Auftrieb gehalten wird, da fließendes oder aufquellendes Wasser den Zement aus dem Beton ausspülen würde.“

2. Es muß mehr als bisher darauf gehalten werden, daß bei jedem größeren bzw. wichtigeren Betonbauwerk das Grund- bzw. Flußwasser sowie der umgebende Boden vor, während und auch nach der Bauausführung mehrmals auf betonschädliche Bestandteile untersucht wird, damit im Bedarfsfalle die notwendigen Schutzmaßnahmen getroffen werden können.

3. Es wird zu fordern sein, daß die zur landespolizeilichen Prüfung vorzulegenden Unterlagen nicht nur eingehende Zeichnungen und Beschreibungen des Bauwerks an sich, sondern auch ausreichende Angaben über die Art der Bauausführung, insbesondere über die Steife und die Art der Einbringung des Betons enthalten.

Die Landespolizeibehörde wird zweckmäßig vor Inangriffnahme des Baues dem Unternehmer mitteilen, welche Behörde die Überwachung der Bauausführung nach den genehmigten Unterlagen übernehmen wird.

4. Es sei dem Verfasser schließlich noch gestattet, zu der Urteilsbildung der beiden Gerichtsinstanzen selbst noch kurz Stellung zu nehmen, nachdem inzwischen zeitlich ein gewisser Abstand von den Gerichtsverhandlungen gewonnen ist.

Der Voruntersuchungsrichter, der Staatsanwalt, die Richter und Schöffen der beiden Instanzen waren in diesem Strafprozeß vor eine schwierige Aufgabe gestellt: sollten sie doch auf dem Gebiete der Technik, das dem Juristen und dem Laien häufig — nicht immer! — fremd ist, eine Entscheidung treffen, sich über ein technisches Bauverfahren ein Urteil bilden, das in seiner Art zum erstenmal angewendet war und dessen Ergebnis niemand gesehen hatte, da die Schüttung des Betons tief im Wasser vor sich gegangen war. Sie waren einerseits darauf angewiesen, aus den Aussagen zahlreicher, oft einander widersprechender Zeugen, die sich alle selbst nur eine Vorstellung von dem Erfolg des angewandten Bauverfahrens gebildet, aber kein unumstößliches, auf Tatsachen beruhendes Wissen davon hatten, einen Kern der Wahrheit herauszuschälen. Sie mußten andererseits aus den Gutachten von 18 Sachverständigen herausfinden, ob außer dem Bauverfahren noch wesentlich chemische oder andere Einflüsse eine Rolle gespielt haben konnten, mußten also eine Entscheidung treffen zwischen bautechnischen Ursachen und den Einflüssen schädlicher Wässer auf Zement, und sich daher in einem gewissen Umfang einarbeiten sowohl in ein Teilgebiet der Betonherstellung wie in die Zementchemie. Wer zu beurteilen vermag, in welchem Fluße, in welcher Entwicklung sich gerade damals sowohl die Betontechnik wie die Zementchemie befanden und noch heute sich befinden, wird wissen, vor welche schwierige Aufgabe die Gerichte gestellt waren. Dazu kam eine weitere Schwierigkeit, die Bornemann an anderer Stelle folgendermaßen geschildert hat<sup>5)</sup>:

„Zur technischen Bewertung ihrer Aussagen (der Zeugen) und der festgestellten Tatsachen waren die Gutachter berufen. 18 Männer, Chemiker und Ingenieure verschiedener Fachrichtungen, vom Laboratorium und Lehrstuhl und aus der Bauverwaltung herbeigerufen, jeder nur für einen Teil der Streitfragen zuständig, verschieden nach Gewandtheit und Überzeugungskraft.

Die Gutachter werden von den einzelnen am Prozeß beteiligten Gruppen, dem Gericht, der Staatsanwaltschaft und den Angeklagten be-

<sup>5)</sup> Bauing. 1930, Heft 51.



rufen. Diese Tatsache gibt dem einzelnen Gutachter auch im Rahmen der fachmännischen Überzeugung eine gewisse Richtung. Der von den Angeklagten bestellte Gutachter wird bei der Beantwortung an ihn gerichteter Fragen die entlastenden Verhältnisse hervorheben, er wird das Gericht zum mindesten über die Möglichkeit entlastender Umstände aufklären, wobei er den bekannten Rechtsgrundsatz „in dubio pro reo“ vor Augen hat. Sache der anderen Gutachter ist es, die Wahrscheinlichkeit solcher Möglichkeiten zu erörtern.

So bringt das Prozeßverfahren einen Gegensatz in die Gruppe der Gutachter, einen Gegensatz, der gewiß fruchtbringend für alle Beteiligten sein kann, der aber auch — das braucht nicht verschwiegen zu werden — je nach dem Temperament der Gutachter zu sachlich nicht mehr vertretbaren Übertreibungen des Begriffs „möglich“, zur offensichtlichen Unterbewertung bestimmter Tatsachen führen kann“.

Der hier dargelegte Gegensatz, der in die Gruppe der Gutachter infolge der Berufung durch verschiedene Gerichtsparteien hineingetragen wird, muß auf die Gerichtspersonen einen wesentlichen Einfluß ausüben. Mögen sie sich noch so gut in das ihnen fremde Arbeitsgebiet eingearbeitet haben — wie es bei dem hier behandelten Prozeß bestimmt der Fall war —, eine Uneinigkeit zwischen den Gutachtern wird bei ihnen Zweifel und Bedenken hervorrufen. Und diese werden sich stets zu Gunsten der Angeklagten auswirken. Eine geschickte Verteidigung wird diese Lage auszunutzen wissen.

Die Ursache für diesen Mangel im Gerichtsverfahren, der häufig zu Fehlurteilen führt, liegt darin, daß die Gerichtspersonen die ihnen fremden Fachgebiete trotz besten Willens nicht beherrschen können, da ihnen die notwendige langjährige Erfahrung und das damit verbundene Fingerspitzengefühl für das Wesentliche mangelt, daß sie infolgedessen fast ganz auf Sachverständige angewiesen sind.

Es ist auf drei Wegen versucht worden, diesem Mangel abzuweichen: es sind einmal für bestimmte Rechtsangelegenheiten besondere Fachgerichte gebildet worden: z. B. die Handelsgerichte, die Arbeitsgerichte, die Finanzgerichte, die Verwaltungsgerichte. Andererseits werden in größeren Städten z. B. buchhändlerische Fragen, soweit sie mit dem Urheber- und Verlagsrechte, dem Wettbewerbs- oder Firmenrechte zusammenhängen,

bei den Landgerichten einer besonderen Kammer, bei den Oberlandesgerichten bestimmten Senaten zugewiesen, die natürlich mit der Zeit auch in die Besonderheiten dieses Stoffes eindringen.

Schließlich sind zur Unterstützung der Gerichte in schwierigen Fällen, z. B. in Urheberrechtsfragen, gemäß dem Urheberrechtsgesetze besondere literarische und künstlerische Sachverständigenkammern gebildet worden, in die anerkannt tüchtige Sachverständige berufen sind.

Diese drei Wege sind durchführbar bei Fachgebieten, bei denen Streitigkeiten häufig und in regelmäßiger Wiederholung auftreten. Sie versagen bei besonders gelagerten Einzelfällen, wie z. B. beim Gartzter Brückenprozeß, wie im übrigen Bauprozeß fast stets Sonderfälle sein werden.

Eine Möglichkeit, bei solchen besonderen Bauprozesen wenigstens einigermaßen den Gegensatz auszuschalten, der durch die Berufung der Sachverständigen durch die verschiedenen Gerichtsparteien in die Gruppe der Sachverständigen und damit auch der Gerichtspersonen hineingetragen wird, sieht der Verfasser in folgendem Wege: beim Gerichtsverfahren zweiter Instanz werden die Sachverständigen nicht vom Staatsanwalt bzw. von den Angeklagten berufen, sondern das Gericht wendet sich unter Hinweis auf die aus dem Verfahren erster Instanz strittigen Fachgebiete — im Gartzter Brückenprozeß z. B. Betonherstellung unter Wasser, Einfluß schädlicher Wässer auf Zement, Einwirkung von Wellenschlag und Sog auf eiserne Spundwände usw. — an die Akademie für Bauwesen — die anerkannt höchste Fachstelle in bautechnischen Angelegenheiten — mit der Bitte, für den vorliegenden Sonderfall eine aus 3 bis 5 Sachverständigen der verschiedenen Fachgebiete bestehende Sachverständigenkammer zu bilden. Diese Kammer hätte — nach Teilnahme an den Gerichtsverhandlungen zweiter Instanz — möglichst ein in sich abgeschlossenes schriftliches Gutachten abzugeben oder bei Meinungsverschiedenheiten Einzelgutachten der Sachverständigen. Auf diese Weise wären die Sachverständigen der „Parteien Haß und Liebe“ entzogen — das Gericht würde dann nach eigenem Ermessen sich die Gutachten zu eigen zu machen und danach zu entscheiden haben, sofern nicht juristische Gesichtspunkte bei der Urteilsbildung eine besondere Rolle zu spielen haben.

## Vermischtes.

**Geheimrat R. Roeder 85 Jahre alt.** Der Wirkliche Geheime Oberbaurat R. Roeder, bis 1915 Vortragender Rat in der Wasserbauabteilung des damaligen preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten, vollendete am 7. Juni d. J. sein 85. Lebensjahr. Er hatte erst vor wenigen Jahren den Verlust seiner Gattin zu beklagen und lebt heute vereinsamt, aber in liebevoller Pflege bei den Schwestern vom Roten Kreuz in Salzburg. Geheimrat Roeder erfreut sich einer zufriedenstellenden Gesundheit und einer hohen geistigen Frische; er nimmt regen Anteil an allem, was an ihn herantritt. Möge seinem Lebensabend auch weiterhin ein freundliches Geschick beschieden sein. Px.

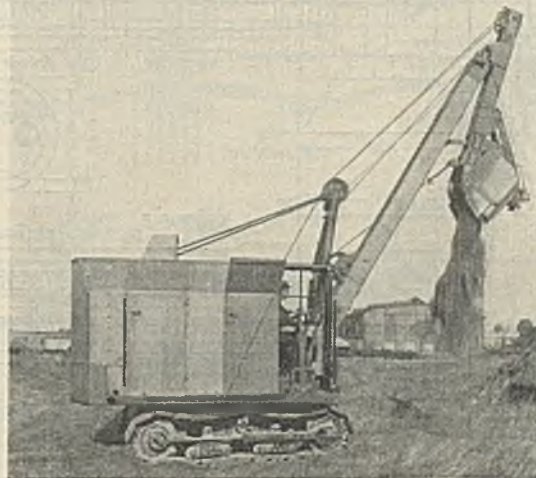
**Deutsche Technische Hochschule Brünn.** Prof. Dr.-Ing. Willy Gehler, Ordinarius für Eisenbrückenbau und Festigkeitslehre an der Technischen Hochschule Dresden und Direktor der bautechnischen Abteilung des Versuchs- und Materialprüfungsamtes, ist zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber ernannt worden.

**Brücke über den Mälarsee.** Die Hafenverwaltung der Stadt Stockholm hat die Ausführung der neuen Westbrücke über den Mälarsee<sup>1)</sup> der Brückenbauabteilung der Vereinigten Stahlwerke, Dortmund-Union, endgültig übertragen. Nach scharfem internationalen Wettbewerb, namentlich unter starker Beteiligung englischer Firmen, wird nunmehr die Brücke, die den Mälarsee mit zwei Bogen von 236 und 168,5 m Spannweite überspannt und deren Bau etwa 7235 t hochwertigen Baustahles erfordert, nach den Plänen des seinerzeit mit dem zweiten Preise ausgezeichneten Entwurfes von Prof. Dr.-Ing. Ernst Gaber, Karlsruhe, ausgeführt. Der deutsche Brückenbau ist zu diesem erfreulichen Erfolge zu beglückwünschen.

**I. Teilbericht über den Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau.** Auf dem Kongreß, der in der Zeit vom 18. bis 25. Mai in Paris getagt hat, war die fünfte Arbeitssitzung der Frage der dynamischen Beanspruchungen von Brücken und Hochbauten gewidmet. Das Ergebnis der Referate und der Aussprache läßt sich dahin zusammenfassen, daß nach übereinstimmendem Urteil die Ausbildung der Meßgeräte und der Ausbau der Hilfsmittel und Forschungsmethoden bemerkenswerte Fortschritte gemacht haben, daß man aber von dem praktischen Ziele noch weit entfernt ist, d. h. daß einwandfreie Vorschriften für die Berechnung der dynamischen Wirkungen der bewegten Lasten noch nicht aufgestellt werden können. Die bis heute vorliegenden, schon recht zahlreichen Beobachtungen an Eisenbahnbrücken geben eine gewisse Beruhigung, denn die zu den statischen Spannungen hinzutretenden dynamischen Beanspruchungen haben sich dabei in verhältnismäßig engen Grenzen gehalten. Doch ist man nicht sicher, daß dies immer der Fall sein muß. Auch die Theorie kann darüber nichts Entscheidendes aussagen, obwohl die wichtigsten dynamischen Vorgänge, einzeln betrachtet,

der mathematischen Behandlung zugänglich sind. So ist die Frage nach der Sicherheit der Bauwerke, die ja durch die amtlichen Vorschriften verbürgt werden soll, bisher nicht genügend geklärt. Die Versuchsforschung muß, aufgebaut auf wissenschaftlichen Grundlagen, weitergehen, und damit Hand in Hand gehend muß auch die Theorie noch weiter ausgebaut werden. Die Internationale Vereinigung hat ihr Interesse an dem Weitergang der versuchstechnischen und theoretischen Forschung bekundet. Sie plant die Einsetzung eines Ausschusses, der die Arbeiten, die auf diesem Gebiete geleistet werden, beobachten und die internationale Zusammenarbeit fördern soll und daneben bemüht sein wird, die theoretischen Grundlagen der Brückendynamik zu sammeln und in übersichtlicher Form darstellen zu lassen. H.

**Ein neuartiger Tieflöffelbagger.** Mit dem gewöhnlichen Tieflöffelbagger, bei dem der Löffel fest am Ausleger angebracht ist und durch eine Bodenklappe entleert wird, sind die Ausschütthöhe und -weite



Tieflöffelbagger mit Kipploffel beim Entleeren in kleinster Ausschütthöhe.

begrenzt, da der gefüllte Löffel nur bei einer bestimmten Ausladung bis zu einer Höhe von etwa 3 m annähernd waagrecht gehalten werden kann. Bei größerer Ausladung dreht sich die Öffnung immer nach unten, so daß der Inhalt allmählich herausfällt. Die zu beladenden Fahrzeuge müssen daher in einem bestimmten Abstände vom Bagger stehen, was aber häufig Schwierigkeiten bereitet.

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1930, Heft 44, S. 662.

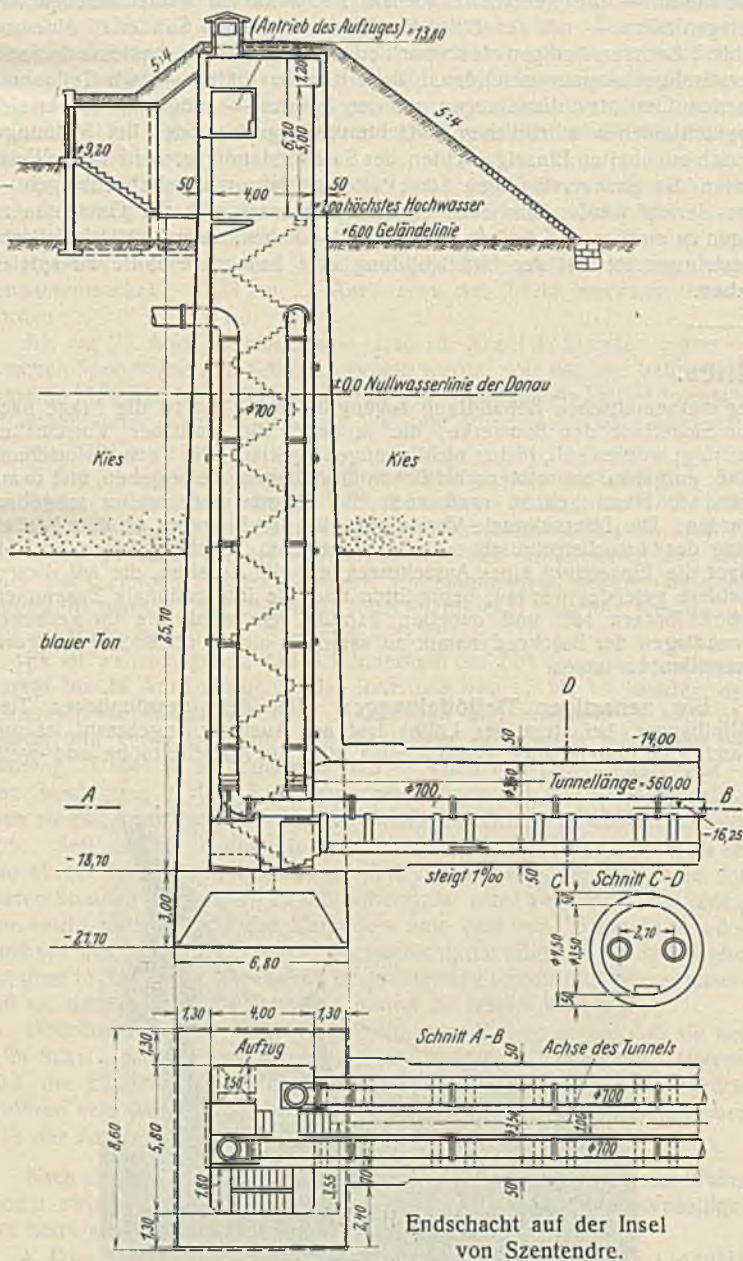


Um von diesen Erscheinungen unabhängig zu sein und die Möglichkeit des Einsetzens von Tieflöffelbaggern zu erweitern, ist bei der neuen Ausführung (von Orenstein & Koppel AG) der Löffel, der keine Bodenklappe besitzt, am Stiel kippbar befestigt (s. Abb.) und kann nach beiden Seiten hin gedreht werden. Während des Grabens stellt sich der Löffel selbsttätig fest. Ist der Löffel gefüllt, so wird die Feststellvorrichtung gelöst, wodurch sich der Löffel infolge seines Eigengewichtes so einstellt, daß der Inhalt bei weiterem Heben und Schwenken nicht herausfallen kann. Über der Entladestelle wird der Löffel auf mechanischem Wege gekippt. Das Baggergut fällt dann ohne Streuen aus der Grabeöffnung des Löffels heraus. Bei einer Ausschütthöhe von rd. 2,5 m betragen die Ausschüttweiten 4 bis 9 m. Die übrigen Hauptangaben sind:

größte Reichweite 10,2 m; größte Ausschütthöhe 6,5 m; Grabekraft am Löffel (einfaches Seil) 7 t; größte Reichhöhe 7,4 m; größte Reichweite 6,1 m.

Außer in der Vergrößerung des Arbeitsbereiches wirkt sich der Kipploöffel noch darin aus, daß man in gewissen Grenzen auch Bodenerhöhungen mit dem Tieflöffelbagger abtragen kann. Mit festem Löffel ist dies überhaupt nicht oder nur sehr schwer möglich. R.—

Bau zweier Tunnel unter der Donau bei Budapest. Die ungarische Hauptstadt wird aus gefiltertem Grundwasser mit Trinkwasser versehen. Für die Anordnung der Filterbrunnen erwies sich das Ufer der oberhalb von Budapest liegenden, 34 km langen Insel von Szentendre als am besten geeignet, so daß das dort gesammelte Wasser



zuerst unter der Donau hergeleitet werden muß. Es sind zwar bereits zwei alte Tunnel vorhanden, die Ende des 19. Jahrhunderts gebaut wurden und unkontrollierbaren, vollaufenden Querschnitt haben. Im Laufe der erforderlichen Erweiterungen ergab sich die Notwendigkeit, neue, leistungsfähigere und — vor allem — begehbare Tunnel zu bauen.

Beide Tunnel, die voneinander etwa 3 km entfernt sind, erhalten kreisförmigen Querschnitt. Der nördliche Tunnel hat einen Durchmesser von 3,50 m und 560 m Länge, der südliche Tunnel wird mit nur 3 m Durchm. gebaut und ist 600 m lang.

Unter dem starken Kiesbett des Stromes befindet sich eine blaue Tonschicht, in der die Tunnel anzufahren sind. Da die sorgfältig ausgeführten Probebohrungen (die jedoch selbstverständlich nicht in der Achse der zukünftigen Tunnel angesetzt werden konnten) keinen genauen Aufschluß darüber ergaben, ob die den oberen Teil der Tonschicht unterbrechenden Sandschichten mit dem Grundwasser oder womöglich mit der Donau selbst in Verbindung stehen, mußte ein Schildvortrieb vorgesehen werden.

Die ungarische Firma Káldor & Mattyasovszky, der die Ausführung nach zwei Ausschreibungen im Sommer 1931 übertragen wurde, hat für den Vortrieb einen zum Patent angemeldeten Übertriebschild vorgesehen, bei dem die menschliche Arbeit unter Druckluft ausgeschaltet ist. Dieser Schild ist mit einer stählernen Stirnwand nach vorn vollkommen abgeschlossen. Vor der Stirnwand dreht sich eine mit Bodenfräsen versehene Stahlspeiche, die die festen Bodenmassen vor dem Schild zerkleinert. Das gelockerte Material wird selbsttätig durch eine Materialschleuse in das Innere des Schildes gefördert, wo es durch ein Förderband in die Grubenwagen verladen wird. Die Wagen werden dann mittels eines Aufzuges durch den Absteigschacht zu Tage gefördert.

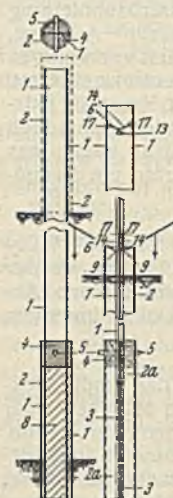
Derselbe Schild stellt maschinell, mittels fertiger Eisenbeton-Segmentsteine, die Wand des Tunnels her. Sowohl der Vortrieb des Schildes als auch der Antrieb der Bohr- und der Vermauermaschine wird durch Druckwasser betätigt.

Um den Grundsatz „Vermeidung der Druckluftarbeit“ folgerichtig durchführen zu können, sind die Endschächte, abweichend von der Ausschreibung (s. Abb.), ohne Druckluftkammer abgesehen. Solange der Schacht durch die wasserführenden Schichten hindurchdrang, wurde der Aushub mittels eines Greifers, der auf der Schachtwand lief, unter Wasser bewältigt; in dem Ton konnte man den Schacht auspumpen und trocken weiter ausheben, wobei der Übergang von einem Taucher bewerkstelligt wurde.

Die beiden Schächte des einen Tunnels sind bereits abgeseckt, der Vortrieb wird im Monat April begonnen. Als Fertigstellungstermin ist das Ende dieses Jahres festgesetzt. Die Angebotssumme betrug für die beiden Tunnel zusammen 1 420 280 Pengö (rd. 1 040 000 RM). Pp.

### Patentschau.

Verfahren zur Verhinderung des Nachsackens von Rammträgern oder Stützen beim Ausschachten von Untergrundbahnen oder ähnlichen Bauten. (Kl. 84c, Nr. 530 980 vom 7. 12. 1928 von Karl Sieling in Berlin-Halensee und Otto Wilhelm in Konradshöhe bei Berlin-Tegel.) Das Verfahren besteht darin, daß gleich mit der Rammung der Träger oder in einer Bodenentkleidungshöhe von genügender Mantelreibung die Rammträger mit ungeteilten oder geteilten Röhren so umkleidet werden, daß der Rohrhohlraum sich beim darauffolgenden Abteufen mit dem aufsteigenden Boden verfüllt und eine Fußverbreiterung von der Mindestgröße des Rohrquerschnittes geschaffen wird, die neben der Mantelreibung dem Nachsacken des Trägers entgegenwirkt. Das ungeteilte Fußrohr 2 wird vor dem Einrammen des Rammträgers über den Rammträger gestreift (punktierter Stellung 2). Beim weiteren Ausschachten bis zu einer Höhenlage, von der ein Absenken über der künftigen Bausohle stattfinden soll, sackt das Rohr selbsttätig nach. Von dieser Lage aus wird der Rohrfuß abgeteuft. Durch gegenüberliegende Lochungen im Rohrmantel und Trägerstege werden beide Teile mittels Vorsteckers 5 scherfest verbunden. Über den aufsteigenden und durch die Reibung verdichteten Boden 8 wird nach Einführen des Vorsteckers ein Betonkopf 4 hergestellt. Zum Absenken der Rohrflüße verwendet man eine Hebelsprelvorrichtung (Abb. 3 u. 3a). Auf beiden Seiten des Steges werden hierbei die Gelenkspreizen 14 zwischen die Flächen der Rammträger-Innenflansche nach unten gewinkelt angesetzt, und die Hebel 9, unter die Druckplatte 13 geschoben, finden ihren Dreh- und Druckpunkt auf dem Rohrmantelkopf. Durch die Druckwirkung auf die Hebel pressen sich die Reibungsprägen 17 gegen die Trägerflansche, wodurch die Abteufung des Fußrohres erzielt wird.



Die beiden Seiten des Steges werden hierbei die Gelenkspreizen 14 zwischen die Flächen der Rammträger-Innenflansche nach unten gewinkelt angesetzt, und die Hebel 9, unter die Druckplatte 13 geschoben, finden ihren Dreh- und Druckpunkt auf dem Rohrmantelkopf. Durch die Druckwirkung auf die Hebel pressen sich die Reibungsprägen 17 gegen die Trägerflansche, wodurch die Abteufung des Fußrohres erzielt wird.

### Personalmeldungen.

Preußen: Der Regierungsbaumeister (W) Friedrich Walther in Norderney ist zum Regierungsbaurat ernannt und als solcher planmäßig eingestellt worden.

Der Regierungsbaumeister (W) Backhaus (beurl.) ist nach Norderney (Wasserbauamt Norden) versetzt worden.

INHALT: Erfahrungen beim Bau der Betonstraße Bremen — Wesermünde. — Einiges über den alten und neuen Brückenbau in England. — Der Bau eines Rheistrandbades für Karlsruhe. (Schluß.) — Der Einsturz der Wirtschaftsbrücke bei Gartz a. d. Oder. (Schluß.) — Vermischtes: Gehelmat R. Roeder 85 Jahre alt. — Deutsche Technische Hochschule Brünn. — Brücke über den Mälarsee. — I. Teilbericht über den Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. — Neuartiger Tieflöffelbagger. — Bau zweier Tunnel unter der Donau bei Budapest. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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