

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 7. Februar 1936

Heft 7

Alle Rechte vorbehalten.

Abflachung der scharfen Krümmung der Elbe bei Belgern im Rahmen der Niedrigwasserregulierung.

Von Regierungsbaurat Danneel und Regierungsbaumeister Bothmann, Torgau.

I. Die Stromstrecke von Stehla bis Belgern.

Die Elbe weist rd. 15 km unterhalb der sächsisch-preußischen Grenze zwischen Stehla und Belgern (Stromkilometer 135 bis 140) eine durch ungünstige Linienführung bedingte schlechte Schifffahrtstrecke auf (Abb. 1).

Bei Stehla, am oberen Ende dieser Stromstrecke, verläuft der Talweg entsprechend der Flußkrümmung längs des rechten Ufers. Durch eine zwischen Stromkilometer 136,3 und 137,3 vorhandene schwache Gegenkrümmung wird der Talweg auf das linke Ufer abgelenkt, um kurz darauf wieder auf das rechte Ufer zurückzuwechseln. Die hierdurch geschaffenen „Übergänge“ haben besonders geringe Fahrwassertiefen und gehören — nachdem kürzlich das Fahrwasser des Torgauer Brückenfelsens vertieft wurde — zu den schlechtesten Stellen im Bezirk des Wasserbauamts Torgau.

Der für die Niedrigwasserregulierung der Elbe von der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg aufgestellte Entwurf vom Jahre 1931¹⁾ sieht eine Regelung der rd. 5 km langen Gesamtstrecke in folgender Weise vor:

Die Gegenkrümmung mit den beiden schlechten Übergängen unterhalb von Stehla wird beseitigt, und zwar wird angestrebt, den Talweg ständig auf dem rechten Ufer zu halten. Zu diesem Zwecke wird das Elbebett zwischen km 135,3 und 136,4 nach links und unterhalb nach rechts verlegt, so daß eine stetige Linienführung mit 1100 m und anschließend mit 3000 m Halbmesser entsteht.

Die Regelung dieser Teilstrecke ist noch nicht ausgeführt. Die Arbeiten werden voraussichtlich im Jahre 1936 im Rahmen des Bauprogramms für die Niedrigwasserregulierung in Angriff genommen werden.

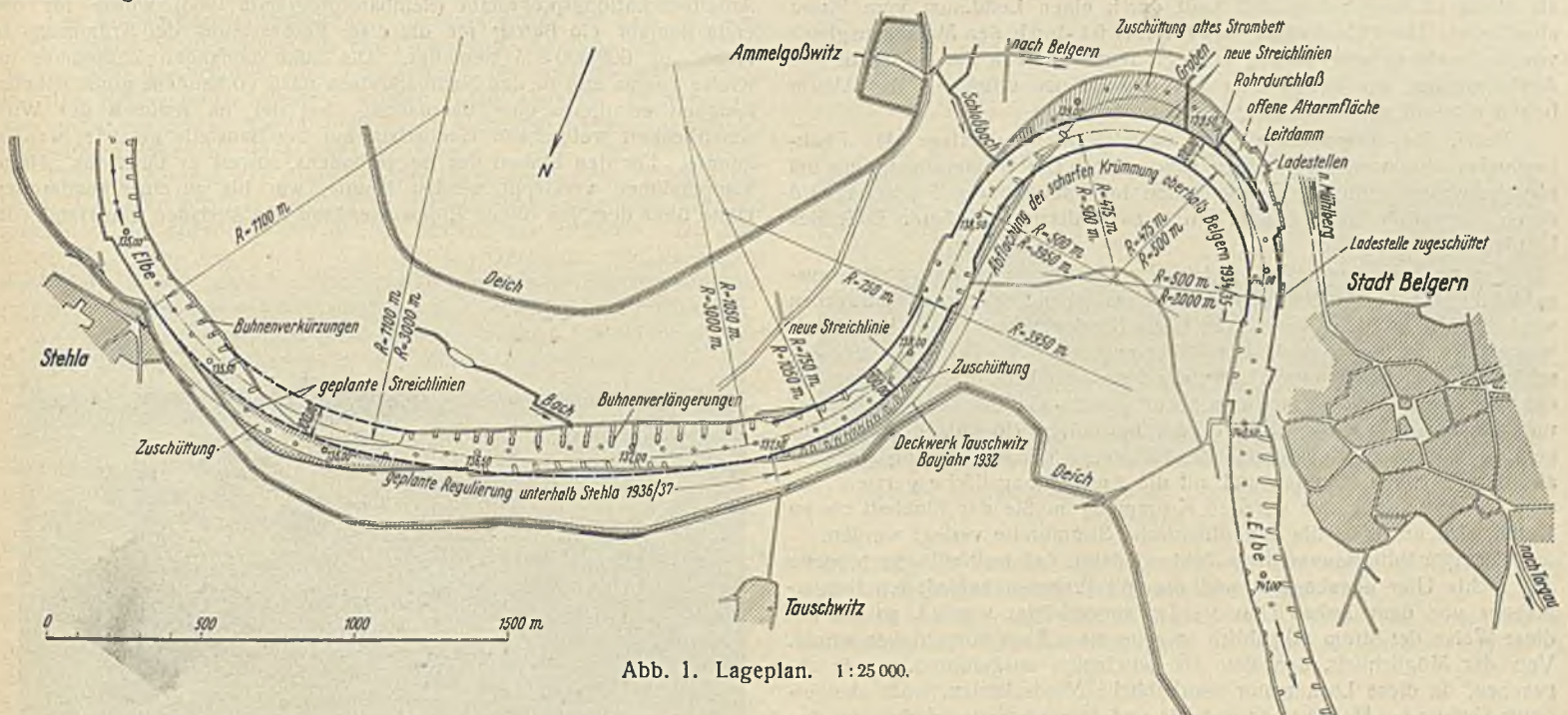


Abb. 1. Lageplan. 1:25 000.

Hinzu kommt, daß bei höheren Wasserständen und -geschwindigkeiten die Talschifffahrt dem kurzen Wechsel der Fahrinne zum linken Ufer und zurück nicht immer zu folgen vermag und entweder in die rechtseitigen Buhnen der Gegenkrümmung oder in die rechtseitigen Buhnenfelder der anschließenden Krümmung vor Tauschwitz hineinfährt (km 137,5 bis 138,2).

Besonders nachteilig für die Schifffahrt ist jedoch der unterhalb anschließende Stromabschnitt zwischen km 138,4 und 140,1, der als „scharfe Krümmung oberhalb Belgern“ bezeichnet wird. Der Strom bildet hier annähernd einen Halbkreis mit einer kleinsten Teilkrümmung von nur 290 m Halbmesser. Als Folge dieser scharfen Stromkrümmung zeigen sich vor dem linken Ufer erhebliche Übertiefen in der Flußsohle, während sich auf dem rechten Ufer bis weit in den Strom hinein ein flachgeneigter Sandheger gebildet hat, der bei Niedrigwasser die Fahrinne erheblich einengt. Auch bei mittleren Wasserständen ist ein Begegnen von Schleppzügen innerhalb der scharfen Krümmung nicht möglich, so daß lange Wartezeiten und Schifffahrtstockungen durch das Befahren dieser rd. 2 km langen Stromkrümmung verursacht werden. Während die zu Berg fahrenden Schleppzüge häufig den Anhang nur geteilt durch die schwierige Stelle bringen können, entstehen für freifahrende Talkähne besonders bei nördlichen und östlichen Winden häufig Havarieschäden durch Auffahren auf das linksseitige Ufer mit drei hintereinander gelegenen, die Schifffahrt stark gefährdenden Ufer einschnitten für Ladestellen am unteren Ende der scharfen Krümmung.

Die anschließende Krümmung vor Tauschwitz wird nach dem Regulierungsentwurf durch ein Vorschieben des rechten Ufers gemildert, wobei gleichzeitig die hier vorhandenen Buhnen beseitigt werden und das Ufer auf rd. 800 m Länge deckwerkmäßig befestigt wird.

Dieses neue Uferdeckwerk vor Tauschwitz ist als Maßnahme des Arbeitbeschaffungsprogramms im Herbst 1932 als Teilverbesserung bereits ausgeführt worden.

Die wesentlichste Verbesserung in der Stromstrecke liegt jedoch in der Abflachung der scharfen Stromkrümmung oberhalb von Belgern. Dieser Bau ist in der Zeit von Herbst 1933 bis Herbst 1935 zur Ausführung gekommen und soll in folgendem eingehender behandelt werden.

II. Die Abflachung der scharfen Stromkrümmung oberhalb von Belgern.

Durch Verlegen des Flußlaufes nach dem rechten Ufer zu läßt sich die scharfe Krümmung so weit abflachen, daß ein Halbmesser von 500 m entsteht, der nur in dem Scheitel des Bogens mit 475 m Halbmesser unterschritten wird (Abb. 1).

Die Anschlußstrecken an die fast halbkreisförmige Krümmung bei Belgern verlaufen annähernd parallel, so daß eine weitere Verlegung des Stromes nach rechts für die Linienführung keinen wesentlichen Vorteil bietet. Die Einschaltung größerer Krümmungshalbmesser wäre nur durch

¹⁾ Deutsche Wasserwirtschaft 1935, Heft 11 u. 12.

einen Durchstich zu erreichen, der die scharfe Krümmung vollständig abschneidet und erst unterhalb Belgerns wieder in das Elbebett einmündet. Eine derartig weitgehende Verlegung des Flußbettes auf mehrere Kilometer Länge kam der entstehenden Kosten und der erheblichen Flußverkürzung und Gefälleänderung wegen für die Ausführung nicht in Frage. Die Unterschreitung des für die Niedrigwasserregulierung vorgesehenen Mindesthalbmessers von 500 m im Scheitel der Krümmung mußte daher in Kauf genommen werden.

Bei der gewählten Linienführung wird der Flußlauf um rd. 220 m Länge verkürzt. Aus den hydraulischen Untersuchungen hat sich ergeben, daß Nachteile aus dieser Verkürzung voraussichtlich nicht zu erwarten sind. Das vor dem Ausbau vorhandene Gefälle beträgt bei Niedrigwasser in der Ausbaustrecke rd. 28 cm je km.

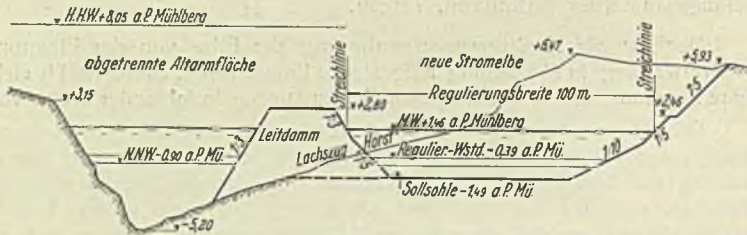


Abb. 2. Querschnitt bei km 139,65.
Längenmaßstab 1 : 2500. Höhenmaßstab 1 : 500.

Die Aushubmassen für das neue Elbebett dienen der Verfüllung des alten Strombettes. Nur der untere Teil des früheren Elbebettes bleibt als Wasserfläche erhalten und wird durch einen Leitdamm vom Strom abgetrennt. Die Offenhaltung des Altarms ist durch den Massenausgleich von Bodenabtrag und -auftrag bedingt; ferner bleiben die beiden oberen Ausladestellen am linken Ufer auf diese Weise erhalten. Der Altarm behält eine offene Verbindung zum Strom.

Durch die Altarmfläche wird zugleich für die Pflege des Fischbestandes eine wertvolle Anlage geschaffen. Die Wassererneuerung bei niedrigen und mittleren Wasserständen im Interesse der Fischerei wird durch einen Rohrdurchlaß vom Strom zum Altarm am oberen Ende des Leitdammes bewirkt.

Der neue Flußquerschnitt ist in der Krümmung unsymmetrisch ausgebildet (Abb. 2). Abweichend von den sonstigen Regulierungsbauwerken wird die Hinterfüllung des linken Ufers (Deckwerk) nicht nur bis Mittelwasserhöhe, sondern rd. 1,30 m höher angeschüttet. Die Höhe der Anschüttung ergibt sich einmal aus der Notwendigkeit, die Aushubmassen des neuen Flußbettes, das durch hochliegendes Gelände verläuft, wieder unterzubringen; zugleich ist bei der gewählten Höhenlage die Gefahr gemildert, daß bei Hochwasser die Fahrzeuge durch Strömung zu leicht aus der Fahrrinne kommen und auf die Anschüttungsfläche geraten.

Zur Abflachung der scharfen Krümmung mußte das Flußbett bis zu 150 m, also um etwa die anderthalbfache Strombreite verlegt werden.

Das gewählte Bauverfahren bestand darin, daß im Naßbaggerbetriebe das rechte Ufer abgebaggert und die mit Prahmen beförderten Baggermassen vor dem linken Ufer wieder angeschüttet wurden, so daß auf diese Weise der Strom allmählich in seine neue Lage vorgetrieben wurde. Von der Möglichkeit, den Bau als Durchstich auszuführen, wurde abgesehen, da diese Lösung nur unerhebliche Minderkosten, wohl aber erhöhte Gefahr bei Hochwasser und Eis und ferner Schwierigkeiten für den Schiffsverkehr verursacht hätte. Das allmähliche Vortreiben des Ufers war schließlich auch für die Finanzierung vorteilhafter, weil mit den Bauarbeiten im Rahmen der kurzfristigen Arbeitsbeschaffungsprogramme unverzüglich — ohne eine Verpflichtung für weitere Finanzierung oder Fortsetzung der Arbeiten — begonnen und hierdurch bereits Teilverbesserungen erzielt werden konnten.

Bei den bisher im Bezirk des Wasserbauamts Torgau im Rahmen von kleineren Stromregulierungen im Eigenbetriebe hergestellten Deckwerkbauten sind die konkaven Ufer mehrfach um 20 bis 30 m vorgetrieben worden. Hierbei hatte sich eine Bauweise bewährt, bei der — vom oberen Ende der Baustelle anfangend — die Bodenanschüttung bis zur neuen Streichlinie vorgetrieben, die neue Böschung sofort gepflastert und mit Steinschüttung versehen und die Oberfläche mit einer Knackschicht abgedeckt wurde. Der Boden blieb infolge seiner im hiesigen Bezirk gewöhnlich groben Körnung im Schutze des fertiggestellten Deckwerkteils liegen, ohne daß besondere Aufwendungen für Hilfsbahnen, Steinschüttung, Busch od. dgl. für die Sicherung der angeschütteten Bodenmassen während der Bauarbeiten erforderlich wurden. Auch das bereits erwähnte, im Jahre 1932 gebaute Uferdeckwerk bei Tauschwitz — km 137,5 bis km 138,2 — ist in dieser Weise hergestellt worden.

Für die Abflachung der scharfen Krümmung bei Belgern war dieses einfache und billige Verfahren nicht ausreichend, da das linke Flußufer bis zu 150 m vorzutreiben war. Mit Rücksicht auf die Wasserführung und Schifffahrt mußte eine stetige Linienführung während der Bauzeit

erhalten bleiben, so daß das Ufer auf annähernd der ganzen Baulänge gleichzeitig vorgetrieben werden mußte. Ein System von Hilfsbahnen zur Sicherung des vorgeschütteten Ufers gegen Strömungsverluste konnte daher nicht entbehrt werden (Abb. 3).

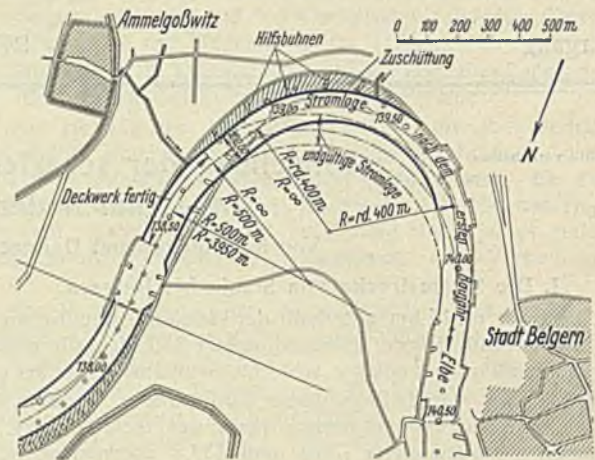


Abb. 3. Abflachung oberhalb Belgern,
Bauzustand nach dem ersten Baujahr.

1. Baujahr.

Im Herbst 1933 wurde mit den Bauarbeiten begonnen. Aus dem Arbeitbeschaffungsprogramm (Reinhardtprogramm 1933) wurde für das erste Baujahr ein Betrag für die erste Verbesserung der Krümmung in Höhe von 600 000 RM bewilligt. Die zum damaligen Zeitpunkt im Kreise Torgau und in den Nachbarkreisen noch vorhandene Arbeitslosigkeit erforderte eine Bauplanung, bei der im Rahmen der Wirtschaftlichkeit weitgehend Handarbeit auf der Baustelle geleistet werden konnte. Für den Einbau des Baggerbodens, soweit er nicht aus Seitenklapprahmen verkleppt werden konnte, war bis zu einer bestimmten Höhe über dem jeweiligen Elbewasserstand das Ausladen von Hand vor-

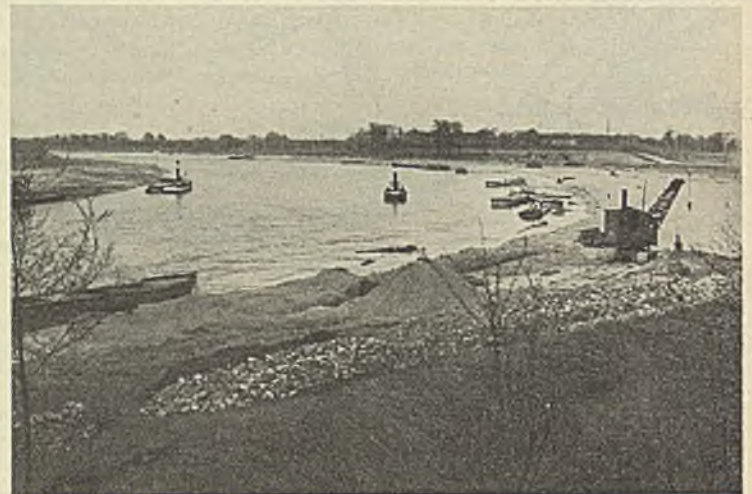


Abb. 4. Abflachung vor dem konkaven Ufer (stromauf gesehen).

geschrieben, während oberhalb dieser Ebene der Einbau vom Greifbagger getätigt werden durfte. Das auf diese Weise in bezug auf Vergrößerung der Anzahl der Beschäftigten erzielte Ergebnis war günstig und bot dem Unternehmer trotz des schwankenden Bauwasserstandes eine ausreichend feste Kalkulationsgrundlage. Die Angebotpreise lagen nur rd. 2% über den Angeboten für rein maschinellen Betrieb.

Durch Gestellung fiskalischer Naßbaggergeräte, die den hiesigen Wasserverhältnissen in bezug auf Tiefgang, Größe, Leistungsfähigkeit usw. am besten entsprachen, konnte eine Kostensenkung erzielt werden.

Es wurden auf der Baustelle rd. 52 000 Tagewerke binnen Jahresfrist geleistet. Die Belegschaft betrug zeitweise bis zu 275 Mann/Tag im Zwischichtenbetrieb. Dabei wurden Tagesleistungen von 2800 m³ mit zwei Naßbaggern zum Lösen des Bodens und einem Greifbagger als Zusatzgerät für den Bodeneinbau erzielt (Abb. 4).



Abb. 5. Querschnitt einer Hilfsbahn.



Abb. 6. Einmündung des Schloßbaches.

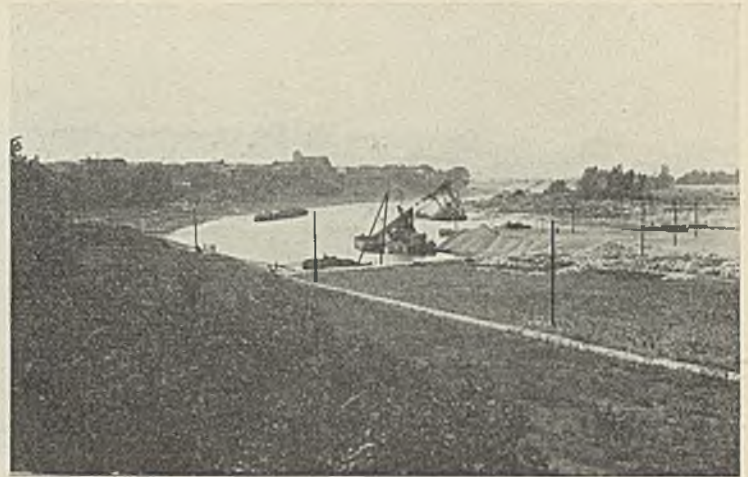


Abb. 7. Schütten des Leitdammes.

Die Verwendung von Spülern auf der Baustelle mußte von vornherein ausscheiden, da der zu bewegende Boden mit grobem Kies und starken Tonschichten durchsetzt war. Von den rd. 600 000 m³ Boden, die für den Bau insgesamt zu bewegen waren, bestanden rd. 80 000 m³ aus festgelagertem Ton, der zum Teil außerordentlich hart war und nur mit großen Schwierigkeiten gelöst werden konnte. Es mußte daher zeitweise noch ein Zangenbagger für das Lösen der härtesten Tonschichten und die Beseitigung von Steinbänken eingesetzt werden.

Der Einbau der umfangreichen Tonmassen wurde mit dem fahrbaren Raupengreifer bewerkstelligt, da ein Verklappen des Tons nicht möglich war. Durch das Schütten von Kiesdämmen, die zugleich als Fahrbahn für den Raupengreifer dienten, wurden Felder abgeteilt, in denen der Ton in waagerechten Lagen und in ausreichender Entfernung von der endgültigen linken Uferlinie eingebaut wurde.

Die zum Schutze des vorgetriebenen Ufers erforderlichen Hilfsbuhnen (Abb. 5) wurden bis 2 m Tiefe unter dem Bauwasserstand aus Kiessand geschüttet, der obere Teil der Buhnen bestand aus Packwerk. Die Baulänge der Hilfsbuhnen war auf 5 bis 8 m beschränkt, da eine Verengung des Strombettes während der Verlegung im Interesse des Schiffahrtverkehrs und zur Vermeidung von Auskolkungen vermieden werden mußte.

Auf die Einhaltung einer gleichmäßigen, stetigen Linienführung und die Vermeidung einer Einengung des Abflußquerschnitts in jedem Baustadium wurde trotz größerer Unbequemlichkeiten (z. B. bei dem Tonabbau und -einbau) dauernd großer Wert gelegt, da bei der kurzen Zeitdauer zwischen Hochwassermeldung und -eintritt etwaige Änderungen des Abflußquerschnitts und wesentliche Schutzmaßnahmen nach dem Eintreffen einer Hochwassermeldung nicht mehr getroffen werden konnten.

Ursprünglich war geplant, während der Wintermonate, also erstmalig im Winter 1933/34, das linke Ufer durch Schüttsteine unter Verwendung von Busch behelfsmäßig abzudecken. Das Ausbleiben von höheren Wasserständen im Herbst 1933, die Lage des Arbeitsmarktes zum Winter und die durch die große Bauwerklänge bedingten erheblichen Kosten einer derartigen, nur vorübergehend erforderlichen Ufersicherung führten dazu, daß von einer Abdeckung und Arbeitsunterbrechung Abstand genommen wurde und die Arbeiten auch während der Wintermonate nach Möglichkeit weitergeführt wurden. Nur während der scharfen Frostperiode und bei Eisgang im Dezember 1933 und Januar 1934 ruhten die Arbeiten.

Die im Laufe der Bauzeit sinkenden, ungewöhnlich niedrigen Wasserstände des Jahres 1934 (Abb. 6), vielfach unter den bis 1932 niedrigsten bekannten Wasserständen, erschwerten die Arbeiten erheblich. Die Wassertiefe wurde für Bagger und Schlepper unzureichend. Die Baggerschuten konnten nur mit geringer Beladung verkehren, während der Einbauvorgang größere Förderhöhen und -weiten erforderlich machte. Jedoch wurden die Arbeiten des ersten Bauabschnitts im Herbst 1934 termingemäß zum Abschluß gebracht.

2. Baujahr.

Nach den während der ersten Überwinterung 1933/34 gemachten Erfahrungen erschien es zweckmäßig, die Arbeiten noch im Herbst 1934 ohne Unterbrechung fortzusetzen, um die Kosten für eine Ufersicherung

des neu hergestellten Stromzustandes für die Wintermonate einzusparen. Da Geldmittel für den weiteren Ausbau der scharfen Krümmung noch rechtzeitig bereitgestellt werden konnten, wurden die Arbeiten des 2. Bauabschnitts anschließend fortgesetzt mit dem Ziel, durch gesteigerte Leistungen die Arbeiten binnen Jahresfrist, also noch im Herbst des folgenden Jahres 1935, vollständig zum Abschluß zu bringen. Durch diese

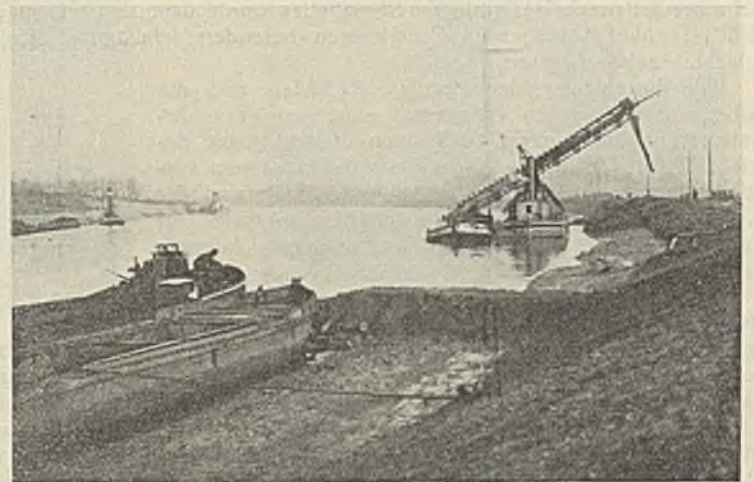


Abb. 8. Durch Niedrigwasser trockengelegte Hilfsbuhnenfelder (stromab gesehen).

Verkürzung der Bauzeit von drei auf zwei Jahre sollte versucht werden, eine dritte Überwinterung der Baustelle zu vermeiden.

Auch aus bau- und schiffahrttechnischen Gründen war diese Bauzeitverkürzung und eine Beschleunigung im letzten Baustadium erwünscht,

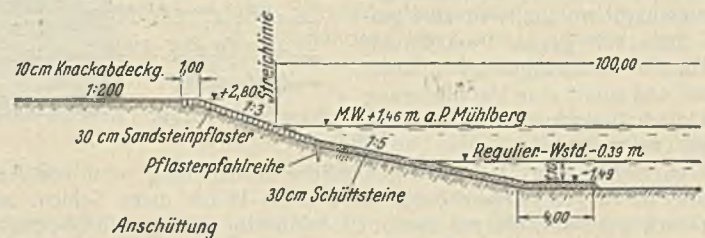


Abb. 9. Deckwerkquerschnitt, linkes Ufer. 1:400.

da Sandablagerungen unterhalb von km 139,5 so lange zu erwarten waren, bis durch die Herstellung des Abschlußdammes zwischen Altarm und neuem Flußbett die beim Vortreiben des Ufers entstehende erhebliche Querschnittverbreiterung auf dieser Strecke wieder beseitigt war (Abb. 7).

Die Arbeiten des zweiten Baujahres wurden auf Grund der Ausschreibungsergebnisse rein maschinell ausgeführt. Die durch Naßbagger

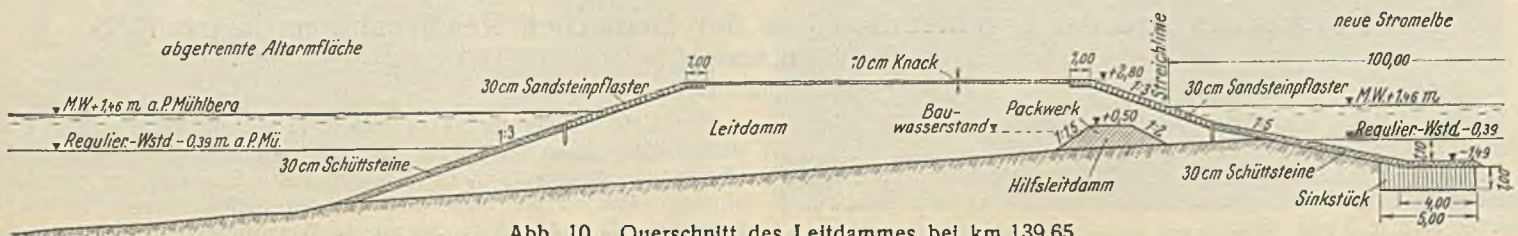


Abb. 10. Querschnitt des Leitdammes bei km 139,65.

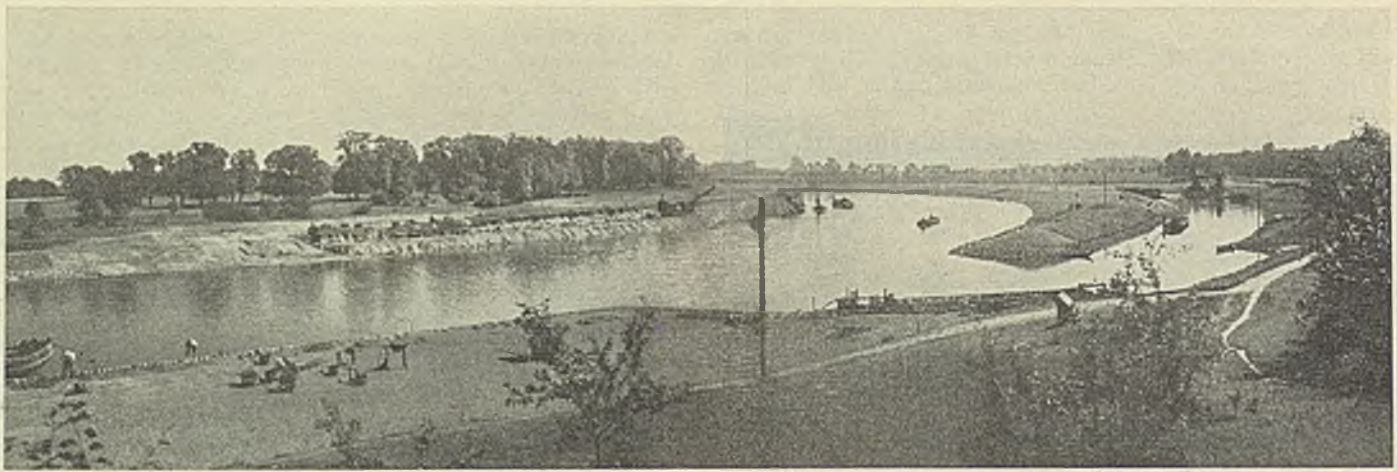


Abb. 13. Neues Strombett mit Leitdamm und Altarmfläche kurz vor Fertigstellung (stromauf gesehen).

gelösten Bodenmengen wurden durch einen Elevator und einen, zeitweise zwei Greifbagger eingebaut (Abb. 8).

Im ersten Halbjahr 1935 traten in kurzen Abständen mehrere Hochwasserwellen mit Wasserständen bis rd. 3 m über MW auf. Die im Bau befindliche Anschüttungsfläche wurde dabei 2 m hoch überflutet. Ein Uferabbruch längs der rd. 500 m langen, noch nicht endgültig befestigten Baustrecke war nicht zu vermeiden und hielt sich in dem zu erwartenden Umfang. Die Entstehung eines Kolkes in der Stromsohle auf einer Teilstrecke des verlegten Strombettes wurde dadurch begünstigt, daß hier über tiefliegenden Tonschichten besonders feinkörnige Sandschichten gelagert waren.

Die Beseitigung der Hochwasserschäden und die Arbeitsunterbrechungen erforderten eine gesteigerte Arbeitsleistung im Sommer 1935 durch dreischichtigen Betrieb. Trotz der in den Sommermonaten wiederum vorhandenen außerordentlichen Niedrigwasserstände und der z. B. dadurch erschwerten Anfuhr der Steinmaterialien auf dem Wasserwege konnten die Bauarbeiten vor Anbruch des Winters 1935/36 beendet werden (Abb. 13).

Die Uferbefestigung für den neuen Stromlauf besteht linksseitig aus einer 1:3 geneigten Pflasterböschung, an die sich unterhalb bis zur Sohle eine 1:5 geneigte Böschung mit 30 cm hoher Steinschüttung anschließt (Abb. 9). Zum Schutze gegen Unterspülung des Deckwerks wird die Stromsohle im Anschluß an den Böschungsfuß auf 4 m Breite mit Schüttsteinen abgedeckt. Im unteren Teile der Ausbaustrecke ist der Böschungsfuß unter Verwendung von 1 m dicken und 5 m breiten Sinkstücken gegen Unterspülung gesichert (Abb. 10). Die letztere Bauart ist bisher in den Bezirken der oberen Elbe kaum angewendet worden, da die überwiegend grobkörnige Beschaffenheit des Elbebettes eine besondere Sicherung des Deckwerkfußes (außer der Steinschüttung) entbehrlich erscheinen ließ. Für die Torgauer Strecke ist hier der erste Versuch mit der neuen Befestigung des Böschungsfußes gemacht worden, weil eine größere Sicherheit gegen Veränderung der flachen Böschungsneigung unter Wasser und somit eine Verminderung von Unterhaltungskosten durch diese Bauart erwartet wird.

Die hinter dem Deckwerk geschaffene Anschüttung wird vor Auspülung durch Hochwasser durch eine 8 bis 10 cm dicke Schicht aus Steinknack gesichert, die auf die 1:200 landseitig ansteigende Oberfläche aufgebracht wird. Erfahrungsgemäß setzen sich nach mehrmaliger Überflutung derartiger neu geschaffener Hinterfüllungsflächen genügend Schlickmengen ab, die zukünftig eine Grasnutzung auf der rd. 9 ha großen Anschüttungsfläche erwarten lassen.

An dem rechten Ufer wird der Strom auch nach der Abflachung voraussichtlich das Bestreben haben, unterhalb des Scheitels der Krümmung Sand abzulagern. Der Stromquerschnitt wird daher hier unsymmetrisch

ausgebildet. Die im oberen Teile der Krümmung auch auf dem rechten Ufer vorhandene Pflasterböschung 1:3 und unten anschließende Schüttsteinböschung 1:5 (Abb. 11) wird im Scheitel der Krümmung allmählich oben auf 1:5 und unten auf 1:10 abgeflacht (km 139,41 bis 139,91), wobei für die 1:10 geneigte Fläche eine Steinbefestigung fortgelassen ist (Abb. 12). An dieser Stelle hat sich vor dem Ausbau der für die Fischerel bedeutendste der sogenannten Lachs(Fischer-)züge befunden (Abb. 2). Es handelt sich dabei um eine Fischzuggelegenheit, die durch Hegerbildung auf dem ausbuchtenden Ufer entsteht, wobei ein gleichmäßig ansteigendes, etwa 1:10 bis 1:12 geböschtes, unbefestigtes Kiesufer vorhanden sein

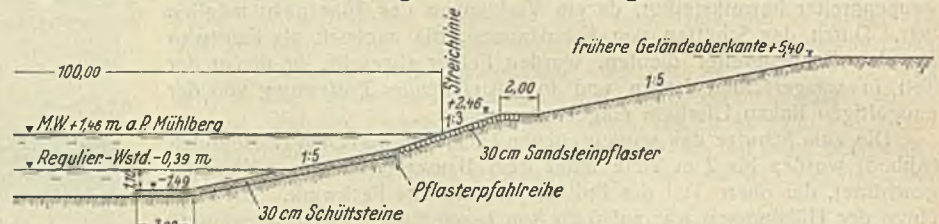


Abb. 11. Uferbefestigung im Einschnitt, rechtes Ufer von km 138,36 bis 139,13.

muß. Derartige Lachszüge, an denen Lachse mit Zugnetzen gefangen werden können, befinden sich an der Elbe fast nur im Torgauer Bezirk. Es ist anzunehmen, daß die gewählte flache Böschungsneigung später nach Ablagerung von Sand die Entstehung eines neuen Lachszuges begünstigen wird, falls der Lachs auf seiner Zugstrecke dieses Ufer auch nach der Stromverlegung bevorzugt.

Die gesamten Baukosten für die Abflachung der scharfen Krümmung betragen rd. 1,4 Mill. RM. Durch den Ausfall längerer Hochwasserperioden

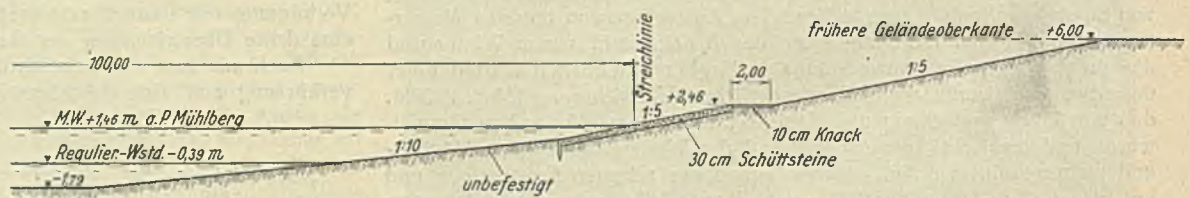


Abb. 12. Uferbefestigung im Einschnitt, rechtes Ufer zwischen km 139,41 und 139,91.

und das Vorherrschen niedriger Wasserstände ließen sich an Bauwerksicherung im Zusammenhang mit der Verkürzung der Bauzeit von drei auf zwei Jahre gegenüber den veranschlagten Kosten wesentliche Ersparnisse erzielen. Die Arbeiten wurden — abgesehen von der zeitweiligen Gestellung von Baggergeräten und -besatzungen durch die Bauverwaltung — im Unternehmerbetriebe ausgeführt. Beteiligt waren im 1. Baujahr die Firmen Dyckerhoff & Widmann, Berlin, und Gebr. Hermecke, Magdeburg, und im 2. Baujahr die Firma Gerh. Hülskens & Co., Wesel. Die Steinlieferung lag in den Händen einer Arbeitsgemeinschaft von mehreren sächsischen Steinbruchfirmen.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1935.

Alle Rechte vorbehalten.

Von G. Schaper.
(Schluß aus Heft 3.)

19. Klappbrücke über den Spoykanal im Bezirk der Reichsbahndirektion Köln (Abb. 24).

Diese Klappbrücke ist als Rollklappbrücke ausgebildet. Ihre Stützweite beträgt 14,25 m; sie wird elektrisch angetrieben. Zum Öffnen und Schließen sind je 3 min nötig.

20. Unterführung der Salzer Straße in Schönebeck im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 25). — Vier eingleisige geschweißte Überbauten mit geschweißten Pendelrahmen. Stützweite in der Mittelöffnung 14,36 m; die Stützweiten in den Seitenöffnungen schwanken zwischen 4,25 und 9,61 m. Schwierige Bauausführung im Grundwasser.

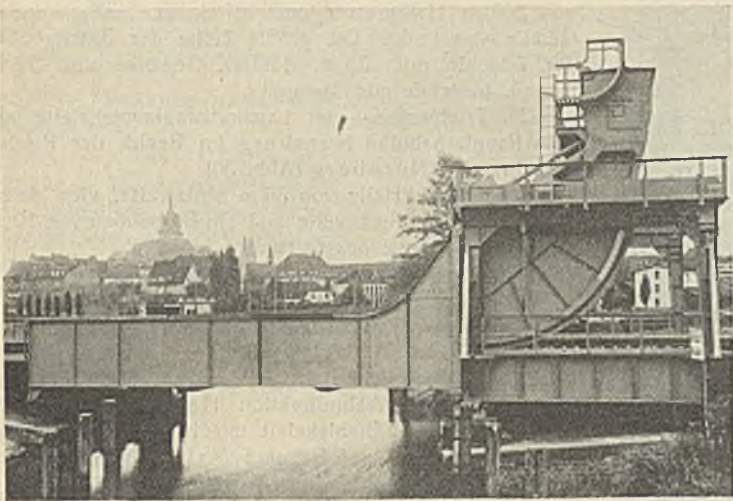


Abb. 24. Klappbrücke über den Spoykanal.



Abb. 28. Talbrücke bei Oberkirchen.



Abb. 25. Unterführung der Salzer Straße in Schönebeck.

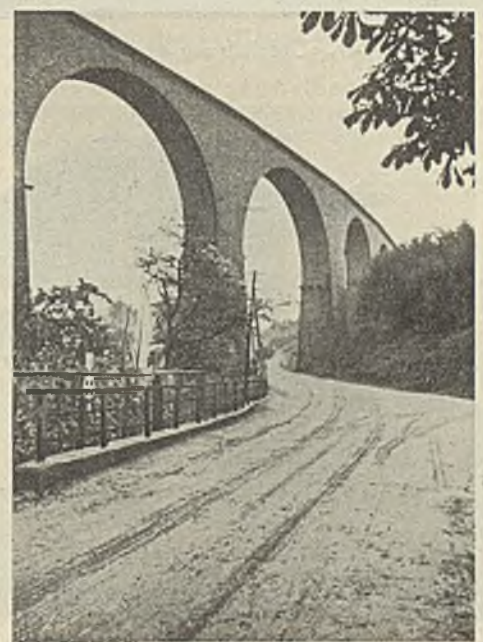


Abb. 29. Talbrücke bei Oberkirchen.



Abb. 26.

Unterführung der Sandstraße in Hannover unter der Strecke Hannover—Wunstorf.

21. Unterführung der Sandstraße in Hannover unter der Strecke Hannover—Wunstorf im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 26).

Einbetonierte Walz- und geschweißte Träger mit geschweißten Mittelstützen. Stützweiten 4,37 — 12,56 — 4,37 m. Schwierige Bauausführung im Grundwasser.

22. Überführung der Zerbster Straße über den Bahnhof Roßlau im Bezirk der Reichsbahndirektion Halle (Abb. 27).

41 m weit gespannte Eisenbetonrahmenträger mit versenkter Fahrbahn und mit ausgekragten Fußwegen. Die Rahmenträger überragen die Fahrbahn 1,09 bis 1,55 m. Die Stützweite von 41 m ist bei breiteren Straßenbrücken und bei versenkter Fahrbahn für Eisenbetonrahmenträger wohl die Grenze der Ausführbarkeit, weil sich bei größeren Spannweiten die Eckmomente nicht mehr einwandfrei aufnehmen lassen.

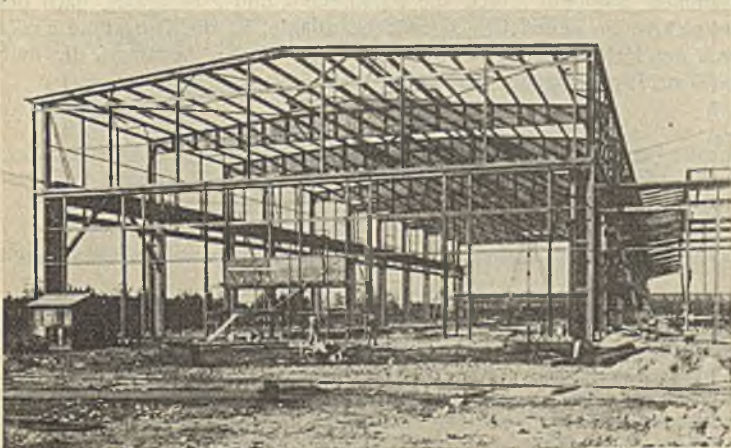


Abb. 30. Triebwagen- und Lastkraftwagenwerkstätte in Nürnberg.



Abb. 31. Postbahnsteigehalle auf Bahnhof Oberhausen.

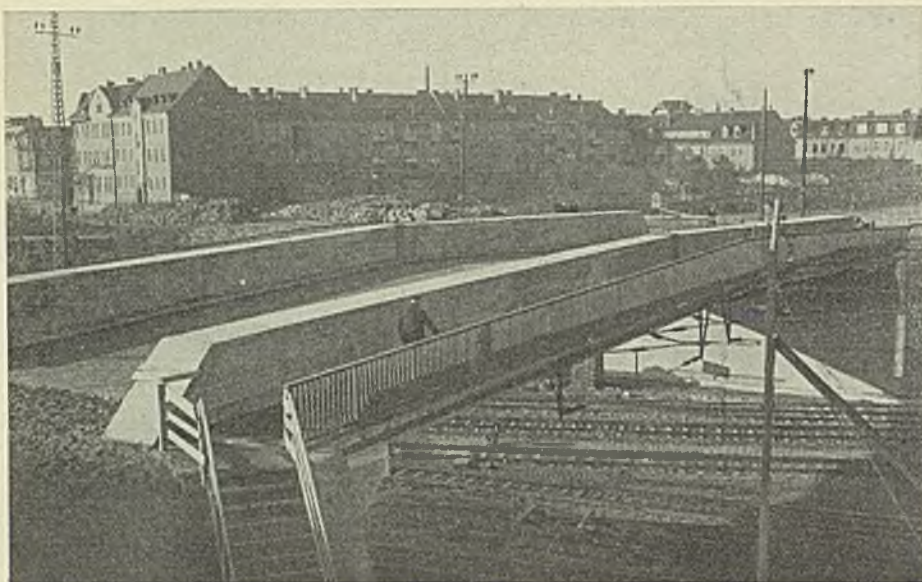


Abb. 27. Überführung der Zerbster Straße über den Bahnhof Roßlau.

von 300 m Halbmesser und in einem durchgehenden Gefälle von 1:40. Die größte Höhe der Brücke über der Talsohle mißt 35 m. Pfeiler, Gewölbe und Stirnmauern bestehen aus Melaphyr.

24. Triebwagen- und Lastkraftwagenwerkstätte auf dem Ranglerbahnhof Nürnberg im Bezirk der Reichsbahndirektion Nürnberg (Abb. 30).

Eine große Halle von 36 m Stützweite, vier kleine Hallen von 18 m Stützweite und ein Büroanbau von 10 m Stützweite. Länge des Gebäudes = 198 m.

25. Postbahnsteighalle auf Bahnhof Oberhausen im Bezirk der Reichsbahndirektion Essen (Abb. 31).

Ganz geschweißte Konstruktion. Stützweite rd. 13,0 bis 23,6 m.

26. Stellwerk auf Bahnhof Rethen a. d. Leine im Bezirk der Reichsbahndirektion Hannover (Abb. 32).

Geschweißtes Stahlskelett mit Klinkerausmauerung.

27. Stellwerk auf Bahnhof Mainz im Bezirk der Reichsbahndirektion Mainz (Abb. 33).

Winkelförmiges Bauwerk in ganz geschweißter Bauart mit einem 12,295 m langen Ausleger. Die Außenhaut, die zu den tragenden Teilen gehört, besteht aus Stahl. Die Winkelform war dadurch bedingt, daß zwischen den Gleisen keine Stütze gestellt werden durfte.



Abb. 32. Stellwerk auf Bahnhof Rethen.

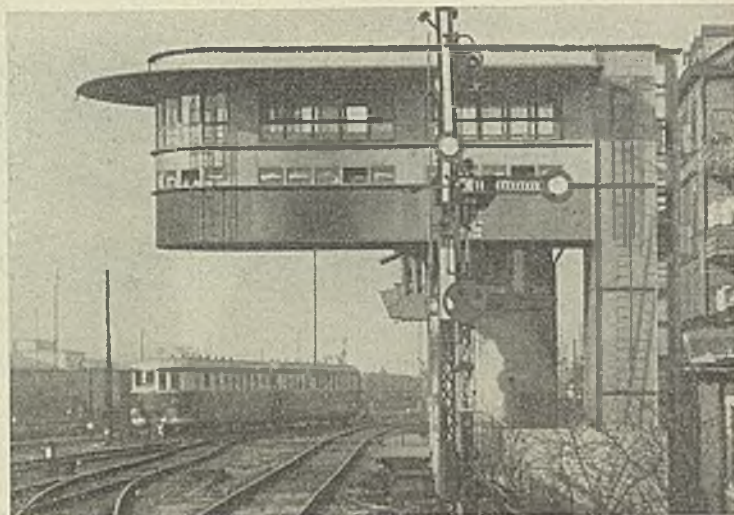


Abb. 33. Stellwerk auf Bahnhof Mainz.

23. Talbrücke bei Oberkirchen in der Strecke Türkismühle—Kusel im Bezirk der Reichsbahndirektion Saarbrücken (Abb. 28 u. 29).

Eingleisige gewölbte Talbrücke mit 12 Öffnungen mit $5 \times 12 - 3 \times 25 - 4 \times 12$ m Lichtweiten; sie liegt zum größten Teil in einer Krümmung

VI. Eingebaute Stahlmengen.

im Jahre 1935 wurden in Brücken 30 814 t Stahl St 37, in Ingenieurhochbauten 24 883 t Stahl St 37 und in Brücken 7599 t Stahl St 52 eingebaut.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Knicksicherheit eines Bogens.

Von A. Nasarow, Tiflis.

Ein Bogen ist auf reine Knickung zu berechnen, wenn die Drucklinie mit der Bogenachse zusammenfällt, wie es beispielsweise bei einem radial belasteten Kreisbogen der Fall ist. Im weiteren wird ein kreisförmiger radial belasteter Dreigelenkbogen untersucht.

1. Ableitung der Knickformel.

Bezeichnen u und w die radialen und tangentialen Verschiebungen der Bogenachse, so lautet in Polarkoordinaten die allgemeine Differentialgleichung der verformten Bogenachse (s. Abb. 1)

$$(1) \quad \frac{d^2 u}{d\theta^2} + u = -\frac{M r^2}{E J},$$

und die Bedingung der Undehnbarkeit der Bogenachse liefert Gl. (2)

$$(2) \quad \frac{dw}{d\theta} = u.$$

In Abb. 1 ist unten (a) der ganze Dreigelenkbogen, oben (b) dessen eine Hälfte dargestellt. Die ursprüngliche Bogenachse ist dort mit amb , die des neuen Gleichgewichtszustandes unter der kritischen Belastung nach dem Ausknicken mit $am'b'$ bezeichnet. Die Senkung des Scheitels u_0 ist sehr gering, die Vernachlässigung der Abweichung der Belastungsrichtung von der ursprünglichen verursacht nur einen Fehler, der eine unendlich kleine Größe zweiter Ordnung bildet. Die Belastung kann

also auch nach der Verformung des Bogens als radial angesehen werden, so daß auch $am'b'$ — die Drucklinie nach der Verformung —, die durch die Gelenke a und b' geht, einen Kreisbogen bilden muß.

Vor dem Ausknicken fiel die Drucklinie amb mit der Bogenachse zusammen und war durch die Parameter α und r bestimmt, nach dem Ausknicken, im neuen Gleichgewichtszustande, ist die Drucklinie $am'b'$ durch den Halbmesser r_1 und den Öffnungswinkel α_1 bestimmt, die durch Gl. (3) u. (4) miteinander verbunden sind

$$(3) \quad r \cdot \sin \alpha = r_1 \cdot \sin \alpha_1,$$

$$(4) \quad r(1 - \cos \alpha) = r_1(1 - \cos \alpha_1) + u_0.$$

Da die Verformungen gering sind, gilt

$$(5) \quad \begin{cases} \alpha_1 = \alpha - \Delta \alpha, \\ r_1 = r + \Delta r. \end{cases}$$

Die Auflösung der Gl. (3) u. (4) unter Berücksichtigung von Gl. (5) ergibt

$$(6) \quad \begin{cases} \Delta \alpha = \frac{u_0}{r} \cdot \frac{\sin \alpha}{1 - \cos \alpha}, \\ \Delta r = \frac{u_0 \cdot \cos \alpha}{1 - \cos \alpha}. \end{cases}$$

Der radiale Abstand Δu zwischen amb und $am'b'$ wird folgendermaßen ermittelt:

$$(7) \quad \Delta u = \Delta y \cdot \cos(\alpha - \theta).$$

Die Gleichung des Kreisbogens $a m b$ lautet

$$y = -r \cdot \cos \alpha + \sqrt{r^2 - x^2}$$

und die Gleichung des Kreisbogens $a m' b'$

$$y_1 = -r_1 \cdot \cos \alpha_1 + \sqrt{r_1^2 - x^2}$$

schließlich, bei Vernachlässigung der unendlich kleinen Größe höherer Ordnung, nach Einführung der Werte $\Delta \alpha$ und Δr aus Gl. (6)

$$(8) \quad \Delta y = y - y_1 = \frac{u_0}{1 - \cos \alpha} \left[1 - \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \theta)} \right]$$

oder mit Hilfe der Gl. (7)

$$(9) \quad \Delta u = \frac{u_0}{1 - \cos \alpha} [\cos(\alpha - \theta) - \cos \alpha].$$

Das Biegemoment der Kraft N beträgt

$$M = N(u - \Delta u),$$

und die Differentialgleichung (1) erhält die Form

$$(10) \quad \frac{d^2 u}{d\theta^2} + u = -[N(u - \Delta u)] \frac{r^2}{EJ}.$$

Wir führen die Bezeichnungen ein

$$(11) \quad 1 + \frac{N r^2}{EJ} = K^2,$$

$$(12) \quad \beta^2 = \frac{N}{1 - \cos \alpha} \cdot \frac{r^2}{EJ} = \frac{K^2 - 1}{1 - \cos \alpha},$$

und führen den Wert Δu nach Gl. (9) in Gl. (10) ein, dann erhält das Integral der Gl. (10) die Form

$$(13) \quad u = \frac{\beta^2 u_0}{K^2 - 1} \cdot \cos(\alpha - \theta) - \frac{\beta^2 u_0 \cdot \cos \alpha}{K^2} + C \cdot \cos K\theta + D \cdot \sin K\theta.$$

Die Integrationskonstanten C und D ermitteln sich aus den Randbedingungen

$$(14) \quad \theta = 0, \quad u = 0 \quad \text{und} \quad \theta = \alpha, \quad u = u_0.$$

Nach Ermittlung der Werte C und D geht Gl. (13) über in

$$\theta = 0, \quad M = 0 \quad \text{und} \quad \theta = \alpha, \quad M = 0.$$

$$(13') \quad u = \frac{u_0}{1 - \cos \alpha} \left[\cos(\alpha - \theta) - \frac{K^2 - 1}{K^2} \cdot \cos \alpha - \frac{\cos \alpha}{K^2} \cdot \cos K\theta - \cos \alpha \cdot \frac{1 - \cos K\alpha}{K^2 \cdot \sin K\alpha} \cdot \sin K\theta \right].$$

Die Randbedingungen für w sind

$$(15) \quad \theta = 0, \quad w = 0,$$

$$(16) \quad \theta = \alpha, \quad w = 0.$$

Unter Berücksichtigung der Gl. (2) führen diese Randbedingungen die Gl. (13') über in

$$(17) \quad \frac{u_0}{1 - \cos \alpha} \cdot \left[2 \cdot \cos \alpha (\cos K\alpha - 1) + K^3 \cdot \sin K\alpha (\sin \alpha - \cos \alpha) + K\alpha \cdot \cos \alpha \cdot \sin K\alpha \right] = 0,$$

die nach einigen Umformungen sich vereinfacht zu²⁾

$$(18) \quad -2 \cdot \operatorname{tg} \frac{K\alpha}{2} + K^3 (\operatorname{tg} \alpha - \alpha) + K\alpha = 0.$$

Die kritische Belastung liefert Gl. (12)

$$(19) \quad N_{kr} = \frac{K^2 - 1}{r^2} \cdot EJ = \frac{(K^2 - 1) \alpha^2 EJ}{s^2},$$

wo s die Länge der halben Bogenachse bedeutet.

¹⁾ Die so ermittelten Werte C und D befriedigen auch die Randbedingungen.

²⁾ Diese Gleichung wurde bereits, jedoch ohne Ableitung, von Prof. A. Dinnik, M. d. A., angegeben, vgl. Nachrichten der Ingenieure und Techniker 1934, Heft 6 (in russischer Sprache).

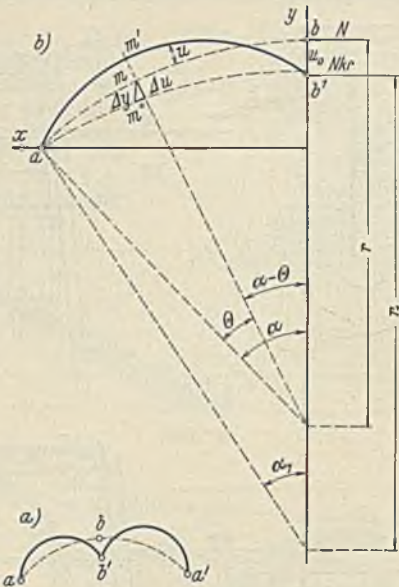


Abb. 1.

Es genügt, für ein gegebenes α den Wert K aus Gl. (18) zu errechnen, dann gibt Gl. (19) die kritische Belastung an.

Für die kritische Belastung eines geraden gelenkig gelagerten Stabes gilt bekanntlich

$$(20) \quad N_{kr} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2},$$

so daß aus Gl. (19) u. (20) die reduzierte Länge l_r des auf Knickung beanspruchten Dreigelenkbogens sich ergibt zu

$$l_r = \frac{\pi s}{\alpha \sqrt{K^2 - 1}} = t s.$$

In der folgenden Tabelle 1 sind die mit dem Rechenschieber errechneten Werte K und t für verschiedene α -Werte zusammengestellt.

Tabelle 1.

α	15°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
K	10,4	5,29	4,01	3,26	2,79	2,44	2,19	2,00
t	1,16	1,15	1,16	1,16	1,15	1,15	1,15	1,16

Aus Tabelle 1 geht hervor, daß für alle Werte α t genau genug gleich 1,16 angenommen werden darf, so daß die kritische Belastung eines Dreigelenkbogens 1,35fach geringer ist, als die eines gleichstiften geraden Stabes von der Länge der halben Bogenachse.

Dementsprechend lautet die angenäherte Formel für die kritische Mittelkraft eines radial belasteten Dreigelenkbogens

$$(21) \quad N_{kr} = \frac{\pi^2 EJ}{1,35 s^2}.$$

Nach Gl. (18) ist die kritische Druckkraft des Halbkreisbogens ($\alpha = 90^\circ$) für den Drei- und Zweigelenkbogen die gleiche. In diesem Falle ist auch eine unsymmetrische Verformung des Bogens möglich.

2. Vergleich der Theorie mit den Versuchen.

Wenn auch Gl. (21) für einen kreisförmigen Dreigelenkbogen mit radialer Belastung abgeleitet wurde, gilt sie mit guter Annäherung für allgemeine Fälle der Bogenform und Belastung.

Prof. E. Gaber³⁾ gibt u. a. die Ergebnisse der Belastungsversuche an einem Modell eines Dreigelenkbogens mit parabolischer Achse bei $l = 1,80$ m und einem Querschnitt 30×4 mm an.

In Abb. 2 ist Abbild. 17 aus dem Aufsatz Gaber mit Eintragung der Ergebnisse nach Gl. (21) wiedergegeben.

Zur Berechnung unserer Kurve ist zu berücksichtigen, daß die Länge der Bogenachse s als Funktion der Werte l und f angenähert ausgedrückt werden kann:

$$s = \frac{l}{2} \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right],$$

so daß bei $l = 180$ cm und $EJ = 30\,000$ kgcm² Gl. (21) in der Form geschrieben werden kann:

$$(22) \quad N_{kr} = \frac{27}{\left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]^2} \text{ (kg)}.$$

Wie ersichtlich, liegt unsere Kurve zwischen denen der Versuchswerte und nach DIN 1075.

³⁾ E. Gaber, Über die Knicksicherheit vollwandiger Bogen, Bau-techn. 1934, Heft 49, S. 646.

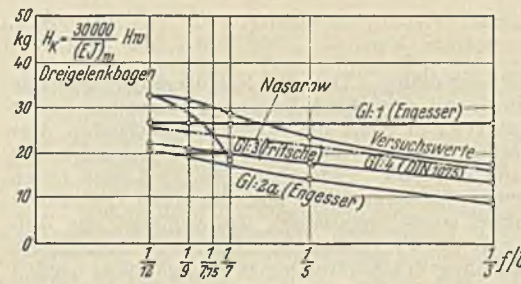


Abb. 2.

Die Entwicklung der Kaimauerbauten im Hafen von Rotterdam.

Wie in Dock Harbour 1935, September- und Oktoberheft, berichtet, erstreckt sich die Entwicklung der Kaimauern in Rotterdam über mehr als ein $\frac{3}{4}$ -Jahrhundert. Aus Abb. 1 sind die zeitliche Entstehung, der Aufbau und die verfügbare Wassertiefe der wichtigsten Kalanlagen ersichtlich. Vor etwa 600 Jahren entstand, 30 km vor der Mündung der Maas, Rotterdam, und erst in der zweiten Hälfte des letzten Jahrhunderts wurde der Strom mehr und mehr durch künstliche Bauten Hochseeschiffen bis Rotterdam zugänglich gemacht, so daß heute Schiffe bis 9 m Tiefgang und bei

Flut solche bis 10,5 m Tiefgang Rotterdam erreichen können. Bei Flut übersteigt der Wasserstand selten mehr als 1,5 m den Normalwasserstand von Rotterdam (RW). Schwankungen des Wasserstandes von 1,5 m über und 0,5 m unter RW sind selten. Der höchste je gemessene Wasserstand betrug 3,94 m über RW, der niedrigste 1,3 m unter RW. Seewasser gelangt nicht bis Rotterdam, was für die Bauten wichtig ist. Die verhältnismäßig geringen Schwankungen des Wasserstandes erlauben eine offene Verbindung der Hafenanlagen mit dem Strom. Heutzutage werden die

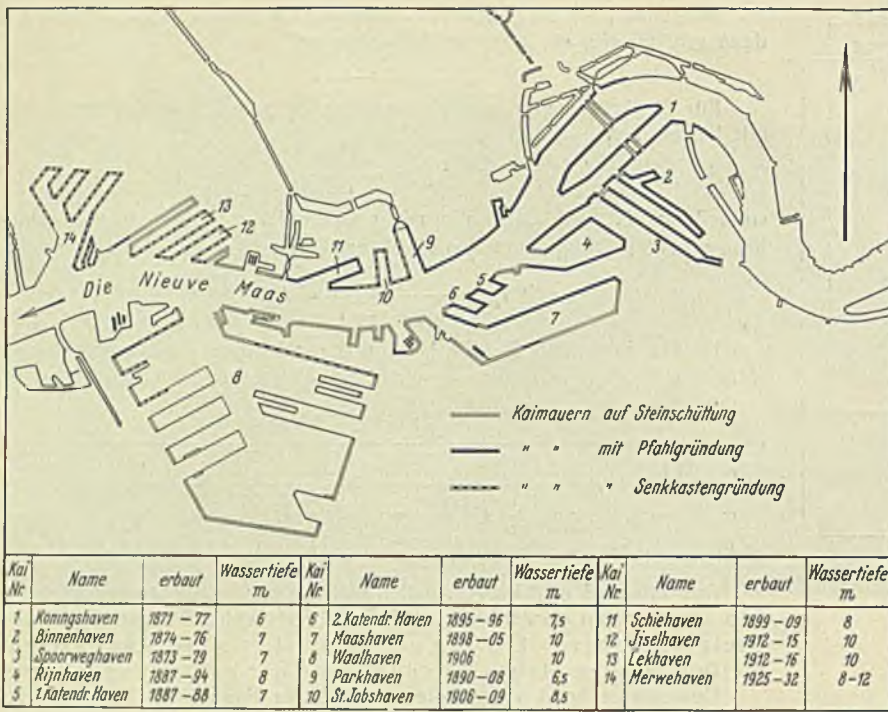


Abb. 1.

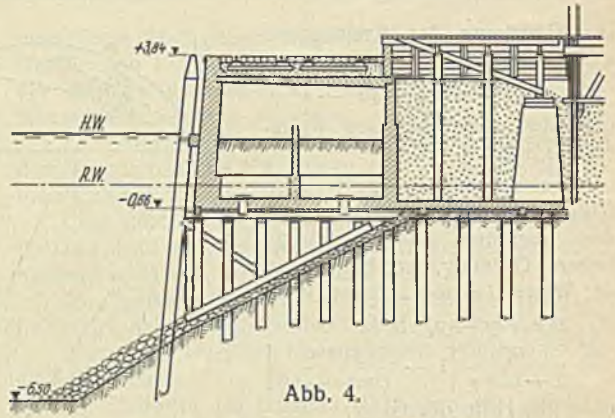


Abb. 4.

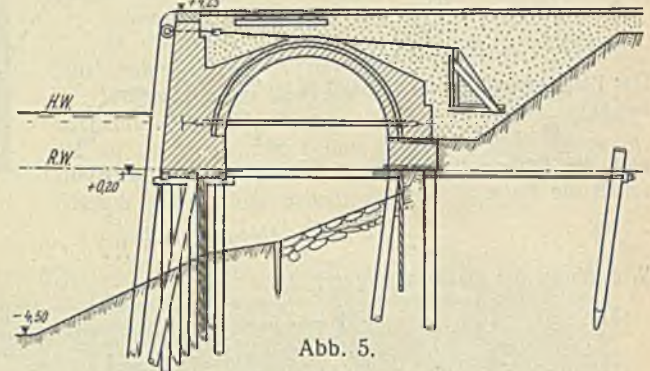


Abb. 5.

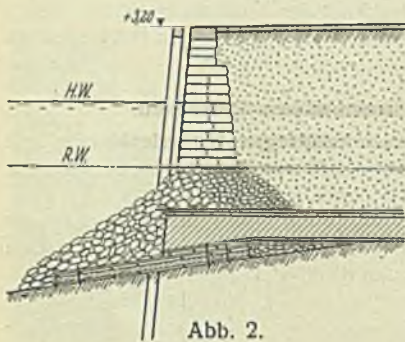


Abb. 2.

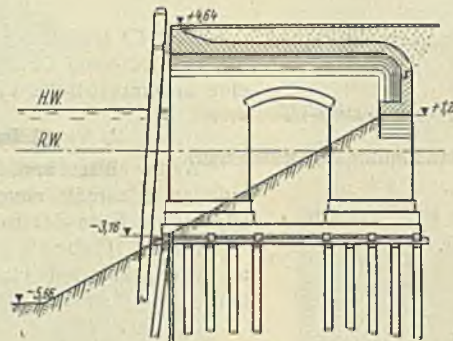


Abb. 3.

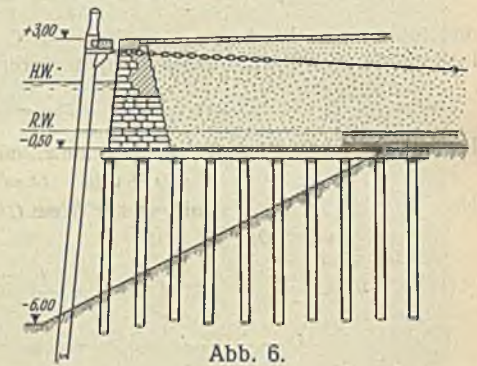


Abb. 6.

Kaimauern 4 m über RW aufgeführt. Das die Kaianlagen umgebende Gelände, das im allgemeinen mit dem durch Baggern gewonnenen Boden aufgefüllt wird, liegt meist etwa in Höhe des Normalwasserstandes. Der Baugrund ist außerordentlich schlecht und besteht aus Schlamm mit Zwischenschichten von Sand und Ton. Unter nur geringen Lasten treten große und sehr verschiedenartige Senkungen auf, die unter Umständen lange andauern. Wiederholt wurde beobachtet, daß während des Auffüllens entlang des etwa 3 bis 4 m hohen Schüttdammes benachbarte Geländeteile unter der Belastung des Schüttdammes hochgedrückt wurden und sogar höher stiegen als der Schüttdamm selbst war. Erst in Tiefen von 8 bis 20 m liegt eine hohe, mit Kies durchsetzte Sandschicht, die einigermaßen tragfähig ist. Im allgemeinen werden auch heute noch alle Bauten auf Holzpfahlrosten errichtet. Holzpfähle aus Weißtanne, die zumeist vom Schwarzwald kommen, sind in Rotterdam in Längen von 16 bis 22 m und Kopfdurchmessern von 25 bis 50 cm leicht erhältlich. Teilweise wurden auch Pitch-Pine- und Oregon-Pine-Pfähle verwendet, die von Amerika rechteckig gesägt bezogen wurden und Querschnitte von 30/45 cm aufwiesen. Schwächere Pfähle mit 25 bis 30 cm Kopfdurchm. werden für Privatbauten, die Pfähle mit 30 bis 50 cm Kopfdurchm. für öffentliche Bauten, Kaimauern, Lagerhäuser usw. verwendet. In der Regel werden die dünneren Pfähle mit 10 t, die dickeren mit 35 bis 45 t belastet, wenn sie 1 bis 2 m in den festen Sandgrund eingerammt sind. Eisenbetonpfähle wurden nur selten angewandt, einmal weil sie teurer sind, und weil anderseits ihr großes Gewicht und ihre Empfindlichkeit gegenüber den Holzpfählen diese vorteilhafter erscheinen ließ.

Im Jahre 1853 wurde am Boompjes Kai die erste Kaimauer gebaut (Abb. 2). Auf einer Unterlage aus Faschinen wurde ein Damm bis in NW-Höhe aus großen Basaltblöcken aufgeschüttet und auf diesem Damm die Kaimauer aus Basaltsteinen aufgemauert. Bald nach vollendeter Hinterfüllung der Mauer stürzte ein großer Teil der Mauer ein, weil einerseits die Baggerarbeiten und anderseits die unter dem Druck der Mauer und der Aufschüttung sich hebenden Bodenteile in der Nachbarschaft das Gleichgewicht störten, so daß Verschiebungen und Senkungen auftraten. Bei den Bauten in den Jahren 1874 bis 1877 versuchte man die früheren Fehler zu vermeiden und baute die Mauern auf Pfahlroste, ehe die Fahrinne ausgebaggert und das Gelände hinter den Kaimauern aufgefüllt wurde (Abb. 3 bis 5). Auch in diesem Falle konnten während der Bagger- und Auffüllarbeiten umfangreiche Veränderungen der Gleichgewichtslage

nicht vermieden werden, so daß waagerechte Verschiebungen in der Kaimauer bis zu 1,5 m eintraten. Die dabei eintretenden Risse machten es unmöglich, daß die teilweise vorgesehenen Hohlräume der in Beton ausgeführten, auf dem Pfahlrost ruhenden Kaimauern ihre Bestimmung als Lagerkeller erfüllen konnten. Trotzdem gelang es unter großen Kosten, die Kaimauern vor der vollkommenen Zerstörung zu bewahren. Ein Teil der damals am Binnenhafen errichteten Kaimauern mußte aber in letzter Zeit erneuert werden. Im Jahre 1883 wurde auf der rechten Seite der Maas die Boompjes Kaimauer errichtet (Abb. 6).

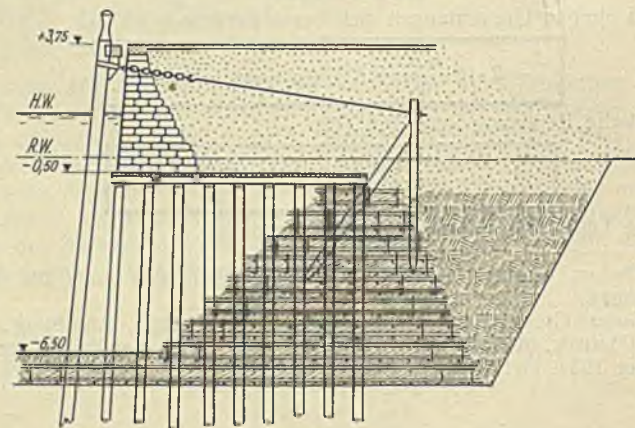


Abb. 7.

Dabei ging man von dem Gedanken aus, die Kaimauer über der beim Ausbaggern sich einstellenden, unter dem natürlichen Böschungswinkel liegenden Böschung zu errichten. Zu diesem Zweck wurden Pfähle mit 25 bis 30 cm Kopfdurchmesser entlang der Kaimauer in Reihen in Abständen von 1 m eingerammt. Jede Querreihe wurde durch einen Holm von 25/30 cm Querschnitt verbunden. Auf diesen wurde ähnlich wie bei den früheren Bauten ein Holzboden von 10 cm Dicke errichtet und hierauf wasserseitig aus Basaltsteinen die Kaimauer aufgemauert,

die eine Bekrönung aus Granit erhielt. Der Zwischenraum wurde mit Sand ausgefüllt, und um ein Entweichen der Aufschüttung bei etwaigen Enebnungen der Böschung zu verhindern, wurde an der Rückseite zwischen Böschung und Füllung eine Lehmschicht eingefüllt. Vor der Kaimauer wurden im Abstände von 5 m voneinander große Schutzpfähle eingerammt.

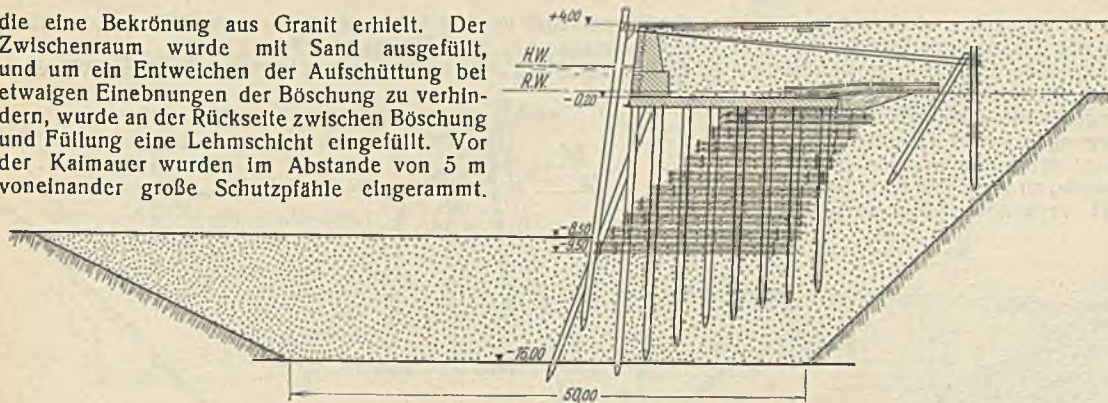


Abb. 8.

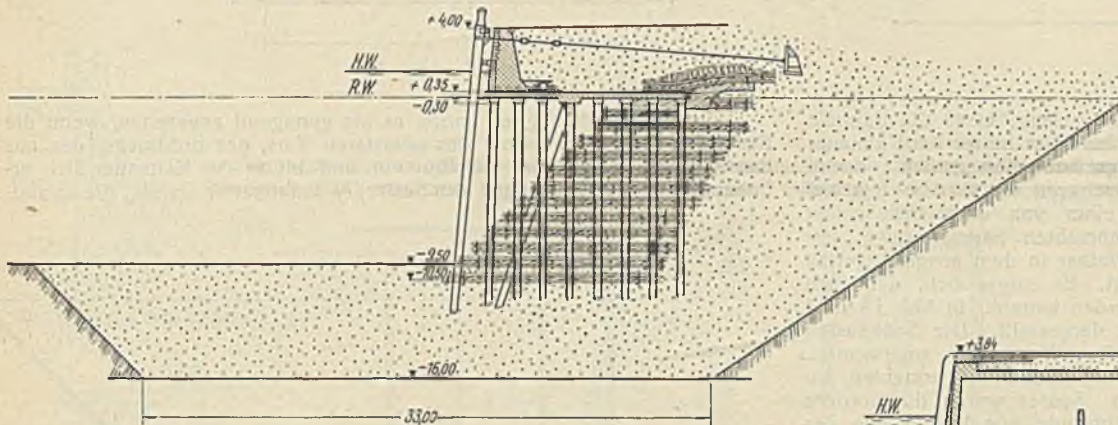


Abb. 9.

Die Schutzpfähle wurden in Höhe der Mauerkrone durch Längsbalken verholmt und in der Auffüllung verankert, indem an jedem dritten Pfahl, der die Mauerkrone um 1 m überragte, eine Verankerung angebracht wurde. Diese Kaimauern haben sich bewährt, und in dieser Art wurden Kaimauern mit einer Gesamtlänge von mehreren Kilometern errichtet. Damit die Pfähle die Biegungsbeanspruchung, die der Druck der Hinterfüllung hervorruft, besser aufnehmen können, da die sehr hoch über den tragfähigen Grund hervorragenden und in ihn nur wenig (1 bis 2 m) eingerammten Pfähle an sich nur geringe Biegungsbeanspruchungen aufnehmen können, sind sie nach Art von Strebeplählern schräg mit einer Neigung von 1:3 gerammt. Wenn am Kai eine größere Wassertiefe

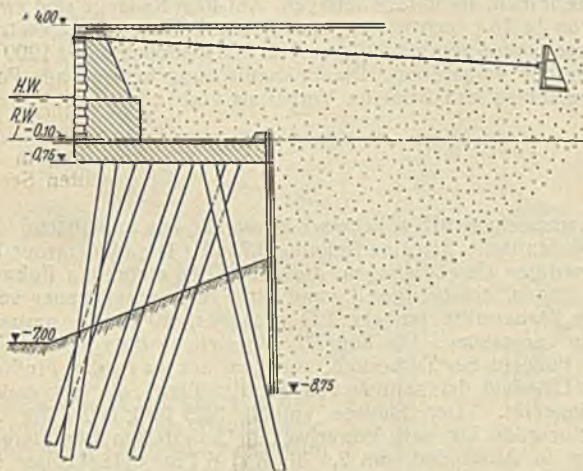


Abb. 10.

benötigt wurde, wird, wie die Ausführung nach Abb. 7 zeigt, um die dann sich ergebende große Breite der natürlichen Böschung und damit des Pfahlrostes zu vermeiden, eine Böschung aus Faschinen angewandt, deren Sohle 1 m unter Hafensohle liegt. Die Böschung besteht aus einer Schicht aufeinandergelegter, etwa 50 cm dicker Faschinen, die bis in Höhe des niedrigsten Wasserstandes reichen, so daß sie bei hohem Wasserstand überflutet sind. Die Faschinen bestehen aus geflochtenen zähen Zweigen und Ruten der Wasserweide und werden bei Flut an ihren Platz gebracht, mit Sand überdeckt. Zuerst wurden die Faschinen auf dem ursprünglichen Grund ausgelegt, mit dem zugleich ausgebaggerten Material bedeckt und der Faschinendamm mit gleichem Stoff hinterfüllt. Dabei wurde festgestellt, daß der Damm sich setzte und die eingerammten Pfähle zusätzlich belastete. Auch drückte die Füllung auf den Damm, so daß es teilweise zu Pfahlbrüchen kam. Deshalb wurde später an der Stelle, wo die Kaimauer errichtet werden sollte, ein bis zum festen

Sandgrund reichender Graben ausgebaggert und wieder mit Sand ausgefüllt. Auf dieser Grundlage wurde der Faschinendamm errichtet, dessen einzelne Schichten mit Sand abgedeckt und der mit Sand hinterfüllt wurde. Eine solche Ausführung zeigt Abb. 8. Es machte keine Schwierigkeiten, die Pfähle des Rostes durch den Faschinendamm hindurchzurammen. Man verwendete allerdings starke Pfähle von etwa 40 cm mittlerem Durchmesser, die mit 1,6 bis 1,9 m Abstand von Dampframmen eingeschlagen wurden. Da bei diesem Pfahlabstand kein die Mauer tragender Holzboden verwendet werden konnte, errichtete man einen Boden aus Eisenbeton, mit dem die dann in Beton ausgeführte Kaimauer aufgesetzt wurde, deren Wasserseite mit Basaltsteinen verkleidet und mit einer Granitkrönung versehen wurde. Der rückwärtige Mauerteil besteht aus vorher fertiggestellten Betonblöcken von solcher Abmessung, daß sie über Normalwasserstand reichen. Diese Blöcke wurden mit Hilfe eines Schwimmkrans an Ort und Stelle gebracht und sind durch Nut und Feder miteinander verbunden. Der die Kaimauer tragende Boden wurde fast immer, ob er aus Holz oder Eisenbeton bestand, mit Hilfe einer schwimmenden Taucher-

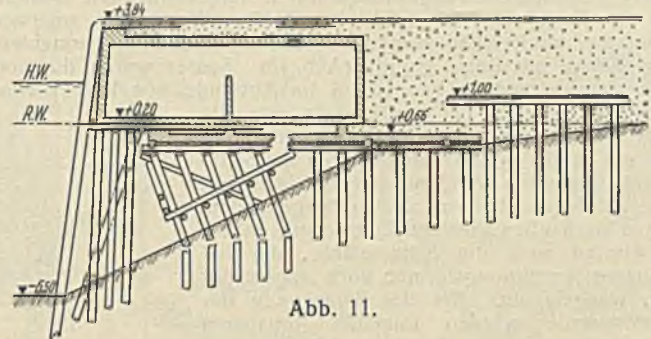


Abb. 11.

glocke errichtet. Der Arbeitsraum dieser Taucherglocke ist 21 m lang, 13 m breit und 2,4 m hoch. Je zwei Schleusen für Arbeiter und Baustoffe sind vorgesehen. Die Luftpumpen, Entwässerungspumpen und die Lichtmaschine sind auf einem besonderen Begleitschiff angeordnet.

Gelegentlich wurde der die Kaimauer tragende Boden auch ohne Taucherglocke hergestellt. Abb. 9 zeigt eine solche Kaimauer. Dabei wurde so vorgegangen, daß, nachdem die Pfähle eingerammt waren, eine Sandschüttung eingebracht wurde, die bis in die Höhe des Tragbodens reichte und in die eine Spundwand eingeschlagen wurde, innerhalb deren der Tragboden errichtet wurde, nach dessen Fertigstellung die Spundwand gezogen und der aufgeschüttete Sand ausgebaggert wurde. Um möglichst schmale Kaimauern zu erhalten, verließ man später die Ausführung mit Faschinendamm und verwendete statt dessen Spundwände, wie Abb. 10 zeigt. Diese Bauart wurde besonders bei der Erneuerung des alten Binnenhafen-Kais angewendet. Da mit alten Kalresten gerechnet werden mußte, verwendete man eine Stahlspundwand. Lediglich der diese Spundwand etwas überragende Mauerteil wurde auf Pfählen abgestützt. Im Jahre 1905 mußte der schwer beschädigte Spoorhafen-Kai erneuert werden. Wie Abb. 11 zeigt, wurden vor der alten Mauer kräftige Pfähle eingerammt, die zur Abstützung des vorderen Endes eines Eisenbetonkastens dienten, dessen rückwärtiges Ende auf dem verbliebenen brauchbaren Teile der alten Kaimauer abgestützt wurde. Die Eisenbetonkasten von 40 m Länge und 10 m Breite wurden in einem Schwimmdock erbaut und zunächst nur so weit fertiggestellt, daß sie einen Tiefgang von 1 m hatten und zur Flutzeit schwimmend an Ort gebracht wurden, bei Ebbe auf der vorher fertiggestellten Unterlage aufruheten und dann an Ort und Stelle fertiggestellt werden konnten. Erst sehr viel später wurden die Kaimauern auf Eisenbetonsenkasten aufgebaut. An der Stelle, wo eine solche Kaimauer erbaut werden sollte, wurde zunächst der Grund bis auf die feste tragfähige Sandschicht ausgebaggert und der so erhaltene Graben mit reinem grobem Sand ausgefüllt. Um diese Sandschicht zu verfestigen, wird eine 5 bis 6 m hohe über RW reichende Schicht aus sandigem Kies aufgebracht. Diese Belastungsschicht bleibt 3 bis 4 Monate liegen und wird dann an den Stellen, wo die Senkkasten niedergebracht werden sollen, auf die erforderliche Tiefe weggebaggert und eine so eben wie nur möglich verlaufende Standfläche hergestellt. Der Senkkasten wird schwimmend an Ort gebracht, mit Wasser gefüllt, abgesenkt und schließlich mit Sand oder Beton zu gleicher Zeit gefüllt, in der die Senkkastenwand hinterfüllt wird. Die auf den Senkkasten errichtete Kaimauer wird gut entwässert, um Belastungen der Kaimauer, die sich aus verschiedenen Höhen des Wasserstandes vor und hinter ihr ergeben

könnten, zu vermeiden. Abb. 12 zeigt die Entwässerung einer solchen Kaimauer. Die Entwässerungsrohre bestehen aus durchlochtem Eisenbetonrohren, die mit Kies bedeckt werden. Der Auslaß der Entwässerungsrohre ist von einem Kugelventil abgeschlossen. Die Kosten für derartige Kaimauern sind wegen der großen Erdbewegungen außerordentlich hoch, da die Kosten für die verschiedenen Erdbewegungen einen Hauptteil der Gesamtkosten darstellen. Um diese Kosten zu verringern, wurden später für die Sandmassen für die 1 m über RW reichende, an der Sohle 60 m breite Sandhinterfüllung mechanische Fördermittel verwendet. Ein Versuch,

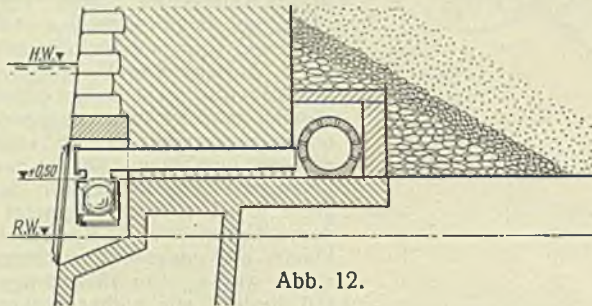


Abb. 12.

diese Sandmengen durch Pumpen zu fördern, gelang, wenn die Pumpen aus einem Geländestreifen förderten, der 20 bis 60 m hinter der Kaimauer lag. Auf diese Weise wurden die Herstellungskosten beträchtlich gesenkt. Bei der Errichtung der Kaimauern des Merwehaven wurde das eben beschriebene Verfahren der Errichtung auf einer von einer Klesschicht vorübergehend belasteten, besonders eingebrachten Sandunterlage verlassen, und es wurden die Senkkasten unmittelbar in dem ausgebaggerten Graben auf die tragfähige Schicht aufgesetzt. Es zeigte sich, daß auch so eine genügende Standfestigkeit erzielt werden konnte. In Abb. 13 u. 14 sind zwei verschiedene Ausführungsformen dargestellt. Die Senkkasten werden für Kaimauern mit 8,5, 10 und 12 m Wassertiefe angewendet. Zuerst wurden, um Beschädigungen der Senkkastenzellen zu vermeiden, die vorderen Zellen mit Beton gefüllt (Abb. 13). Später wurde die vordere Zelle durch eine weitere Längswand im Abstände von 1,25 m von der Stirnwand unterteilt. Es wurde dann nur die vorderste kleine Zelle mit Beton gefüllt, die übrigen mit Sand. Noch später wurden die Senkkasten mit lotrechten Wänden ausgeführt (Abb. 14), die alle, im Gegensatz von den vorhergehenden, von unten nach oben gleichen Querschnitt haben. Dabei wurden auch die Schutzpfähle, die bei den früheren Ausführungsformen noch angewandt wurden, weggelassen. Bei der Berechnung der Senkkastenwände wurden folgende Annahmen zugrunde gelegt:

- natürlicher Böschungswinkel des Sandes über Wasser 40° ,
- natürlicher Böschungswinkel des Sandes unter Wasser 30° ,
- Belastung mit kleineren Lasten 4 t/m^2 ,
- Belastung mit schweren Lasten 7 t/m^2 .

Der Erddruck wurde nach Coulomb berechnet.
Die Standfestigkeit soll gesichert sein, wenn

- a) der Wasserstand vor der Kaimauer $0,5 \text{ m}$ unter RW und der hinter der Kaimauer 1 m über RW liegt und
- b) Grundwasser und offener Wasserstand beide bei 4 m über RW stehen.

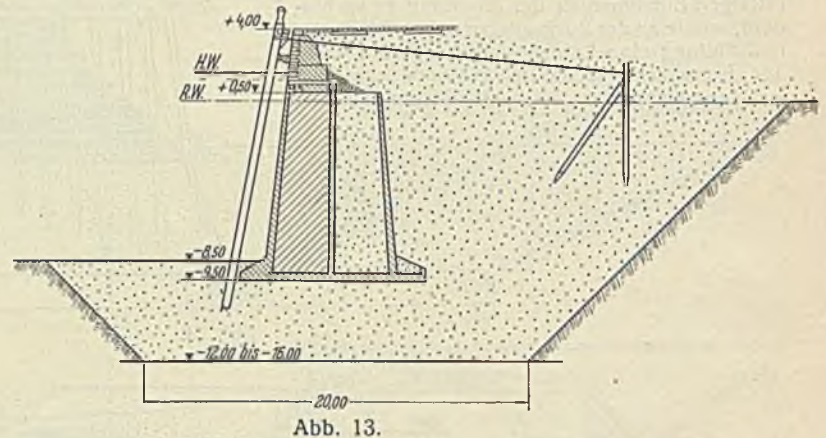


Abb. 13.

Für die Standfestigkeit wurde es als genügend angesehen, wenn die Resultierende des Gewichts des belasteten Kais, des Erddrucks, des aus den verschiedenen Wasserständen vor und hinter der Kaimauer sich ergebenden Wasserdrucks und des Seilzuges verankerter Schiffe, die Grund-

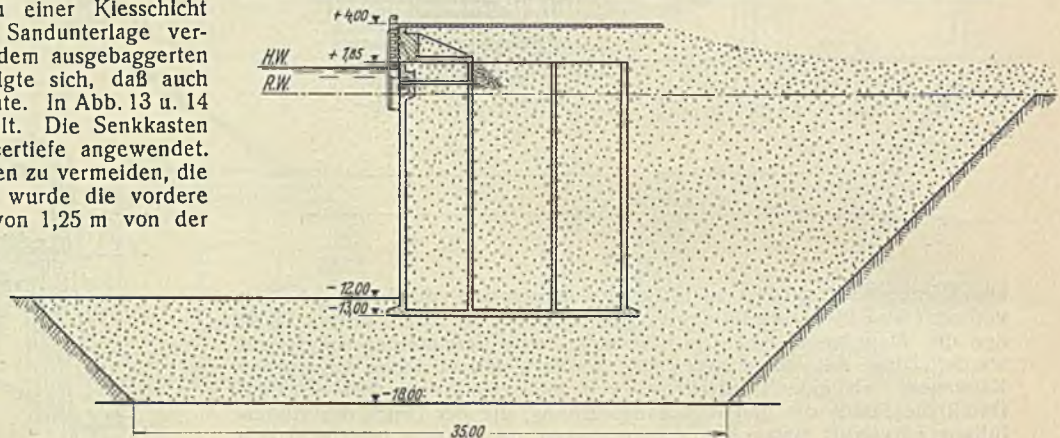


Abb. 14.

fläche im mittleren Drittel des Senkkastens schneidet und keinen größeren Winkel mit der Senkrechten als 30° einschließt. Dabei darf der Druck auf die Unterlage nicht mehr als 40 t/m^2 betragen. Auf 40 m Kailänge sind zwei Seilzugkräfte von je 75 t rechtwinklig zur Mauer in Rechnung gesetzt. Als zulässige Spannungen wurden 50 kg/cm^2 für den Eisenbeton und 1200 kg/cm^2 für die Stahlteile vorgesehen. Die Betonmischung bestand aus Portlandzement, Grobschlag und Sand im Verhältnis von $1 : 1,5 : 2,5$. Schm.

Vermischtes.

Technische Hochschule Dresden. Am 24. Januar überreichte in Gegenwart von Geheimrat Prof. Dr. Dr. ehr. Hubert Engels der derzeitige Vorstand der Bauingenieur-Abteilung, Prof. Dr. Dr. ehr. W. Gehler, die von früheren Schülern des Altmeisters auf dem Gebiete des Wasserbaues gestiftete Engels-Denk Münze dem Dipl.-Ing. Hellmut Hengst, der im Jahre 1935 die besten Studienerfolge der Bauingenieur-Abteilung der T. H. Dresden erzielt hat.

Das Erdbaulaboratorium der Bergakademie Freiberg/Sa. hielt im Dezember 1935 und Januar 1936 einen Kursus über „Neuzeitliche Baugrundlehre“ ab, zu dem die Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, Bezirksgruppe Sachsen, aufgefordert hatte. Unter den 60 Teilnehmern waren neben Ingenieuren der Bauindustrie auch Vertreter der Baubehörden (Reichsbahn, Reichsautobahn, Straßen-Bauverwaltung, Baupolizei und Berufsgenossenschaften). Der Kursus umfaßte Vorträge in Dresden, die von Prof. Dr.-Ing. Kögler und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. habil. Scheidig im großen Hörsaal der Technischen Hochschule abgehalten wurden, sowie ein Praktikum im Erdbaulaboratorium, zu dem die Teilnehmer in Gruppen von 15 bis 18 Mann nach Freiberg kamen. — Da der Kursus in der Praxis großen Anklang gefunden hat, soll er im Februar und März in Chemnitz oder Leipzig wiederholt werden.

Die Stauanlage von Clatteringshaws (Schottland)¹⁾, über die Engng. vom 23. November 1934 berichtet, ist im Aufbau und in der Anlage aus den Abb. 1 bis 10 ersichtlich. Die Staumauer bei Clatteringshaws ist über den Black Water of Dee in teilweise sumpfigem Gelände errichtet. Die Mauer aus Stampfbeton ist $457,5 \text{ m}$ lang, $22,9 \text{ m}$ hoch und nach

einem Halbmesser von 915 m schwach gewölbt. Die Innenfläche ist senkrecht, die Außenfläche hat eine Neigung $0,75 : 1$. Die Mauerkrone besteht aus arkadenartigen Gewölbebögen, die einen $1,88 \text{ m}$ breiten Fußweg aus Eisenbeton tragen, der beiderseitig mit einer Betonschutzmauer versehen ist. In der Mauermitte ist ein 122 m langes, 20 Bogen umfassendes Überfallwehr vorgesehen. Das bogenförmig steil abwärts geführte Wasser gelangt am Fuße in ein Tosbecken, von dem aus es in das Flußbett gelangt. Der Überlauf ist seitlich von Schutzwällen, die bis zum Fuße reichen, eingefasst. Der Stausee enthält $35,9 \text{ Mill. m}^3$. Die Mauerfundamente wurden bis zum gewachsenen Granitfelsen heruntergeführt; dort wurden in Abständen von $2,4$ bis 3 m , $6,1 \text{ m}$ tiefe Löcher in den Fels gebohrt, in die unter Druck Gußbeton eingebracht wurde. Die Mauer ist in 25 Abschnitte eingeteilt, die in Holzschalung errichtet wurden.

Es wurde eine Betonmischung von $1 : 3 : 5$ für die Mauer verwendet, die wasserseitig mit einer 61 cm dicken Schutzschicht aus Beton $1 : 1,5 : 2,5$ versehen wurde. Im Mittelteil sind $1,53 \text{ m}$ lange Dehnungsfugen von oben her freigelassen, die nach Fertigstellung der Mauer ausgefüllt wurden. Die Mauer wurde in 21 Monaten errichtet. In Mauermitte ist kurz über der Sohle ein Wasserauslaß vorgesehen, der aus einem geschweißten Stahlrohr von $1830 \text{ mm } \varnothing$ besteht, das an der Innenseite von einem Rollschütz verschlossen werden kann und an der Außenseite ein mechanisch bedientes Nadelventil von $1830 \cdot 1525 \text{ mm}$ besitzt, das ebenso wie das der Tongland-Staumauer²⁾ gebaut ist. Außerdem ist noch ein zweites Nadelventil von $305 \text{ mm } \varnothing$ angeordnet, das an einen Abzweig des Auslaßrohres angeschlossen ist. Der Stausee von Clatteringshaws wird außerdem vom Pullaugh Burn gespeist, der zu diesem Zweck durch eine

¹⁾ Vgl. auch Bautechn. 1935, Heft 24, S. 317.

²⁾ Bautechn. 1935, Heft 24, S. 318; Heft 27, S. 371.

Abb. 1.

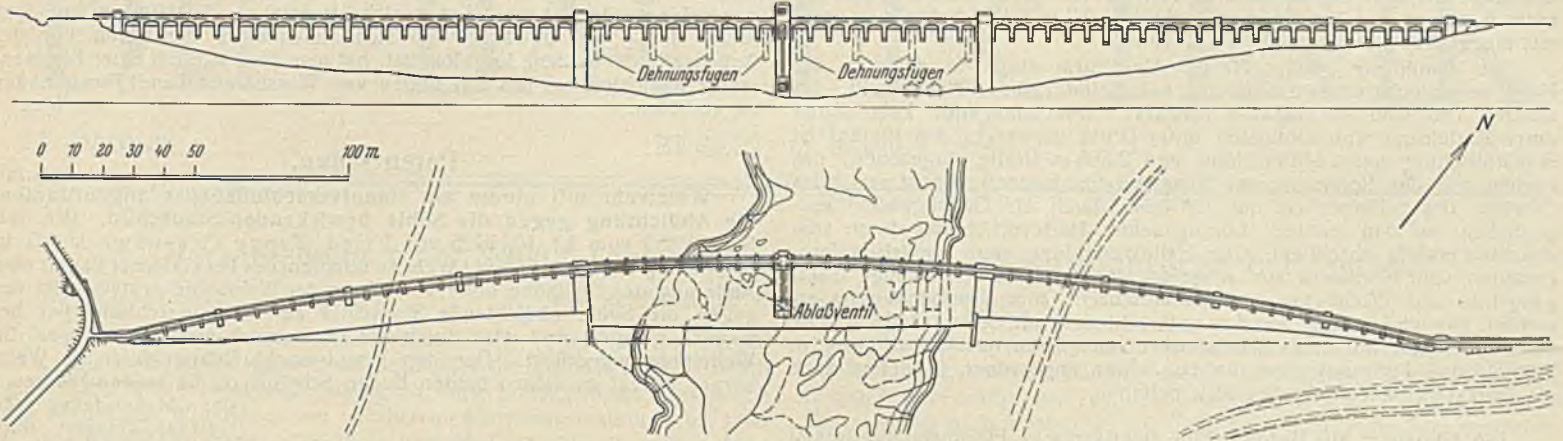


Abb. 2.

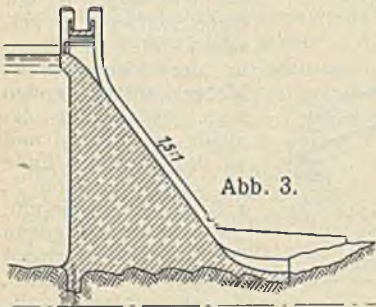


Abb. 3.

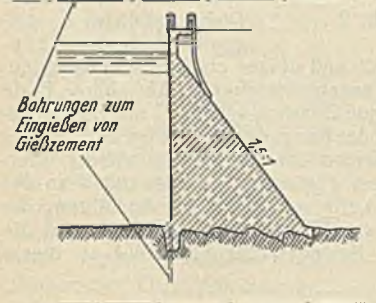


Abb. 4.

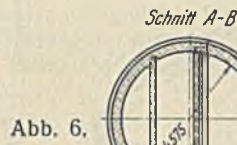


Abb. 6.



Abb. 7.

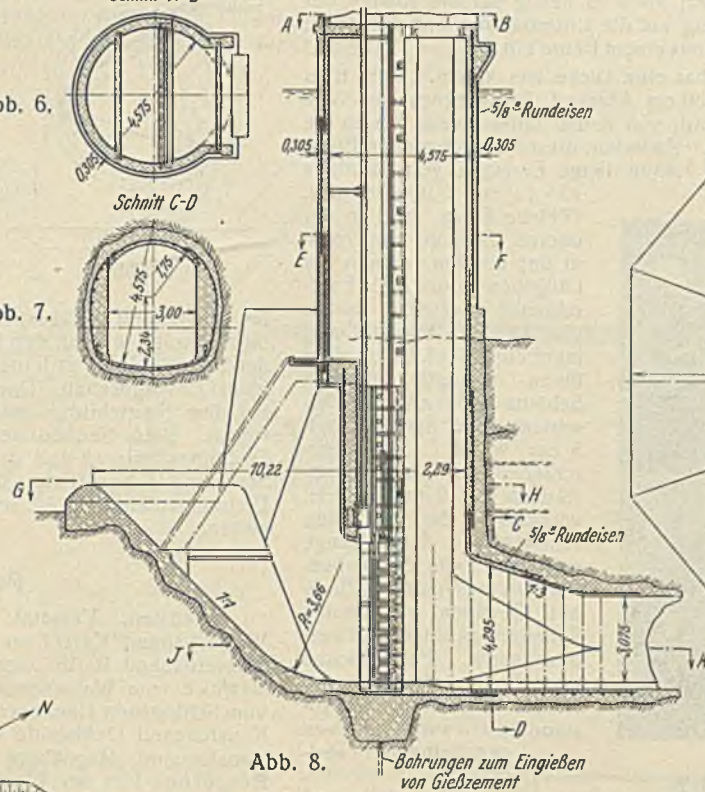


Abb. 8.

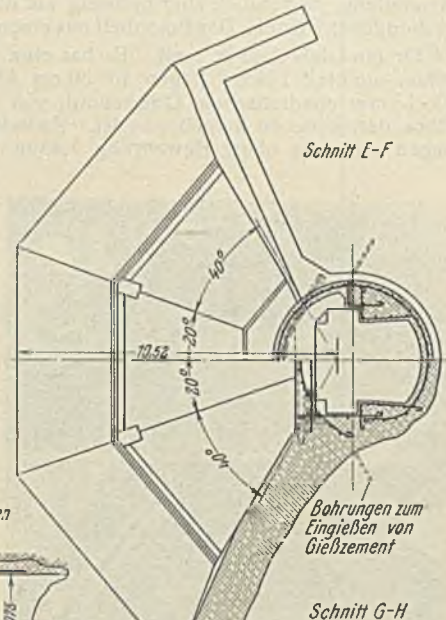


Abb. 9.

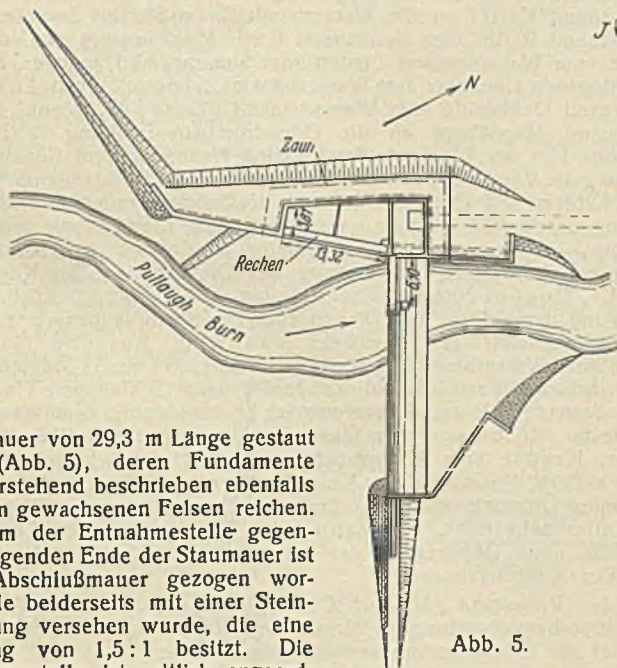


Abb. 5.

Staumauer von 29,3 m Länge gestaut wird (Abb. 5), deren Fundamente wie vorstehend beschrieben ebenfalls bis zum gewachsenen Felsen reichen. An dem der Entnahmestelle gegenüberliegenden Ende der Staumauer ist eine Abschlussmauer gezogen worden, die beiderseits mit einer Steinschüttung versehen wurde, die eine Neigung von 1,5:1 besitzt. Die Entnahmestelle ist seitlich angeordnet. Der Zutritt ist 13,22 m breit und mit einem Eisenrechen versehen. Das Wasser gelangt in einen Vorraum, der durch einen über die ganze Breite reichenden Rechen aus Flach-eisen 64·38 mm abgeschlossen ist; die Flach-eisen liegen in Abständen von 76 mm. Die Seitenwände und die Sohle bestehen aus Beton von 76 bis 46 cm Dicke. Die Sohle hat ein Gefälle von 1:20 und führt zu einem Sumpf, an den ein Ablaßrohr von 505 mm ϕ angeschlossen ist, das ein Ablaßschütz besitzt. Das Wasser fließt durch ein Eisenbeton-Druckrohr von 1,35 m ϕ , das nach 488 m in einen betonierten offenen Kanal von 580 m Länge mündet, der unmittelbar hinter der Staumauer von Clatteringshaws den Stausee erreicht.

Die Entnahmestelle für das Wasser aus dem Clatteringshaws-Stausee liegt 2,3 km flußaufwärts von der Mauer. Dort beginnt ein betonierter, 13,4 m breiter offener Kanal, der 700 m lang zum Einlaufschacht des Druckstollens führt. Der Kanal folgt einer Bodensenkung. Es war so möglich, an Material und Baukosten zu sparen, den Druckstollen kürzer zu halten und seinen Einlaufschacht auf tragfähigem Untergrund zu errichten. Der Kanal ist an seinem Ende durch Verschlussplatten abschließbar, die von einer über den Kanal gebauten 1,525 m breiten Brücke mit Hilfe eines Flaschenzuges herausgenommen und eingesetzt werden können. Die Brücke ist aus Eisenbeton. Die Verschlussplatten gleiten in Schienen, die in den seitlichen und den mittleren Brückenpfeilern vorgesehen sind. Unterhalb der Brücke verbreitert sich der Kanal bogenförmig nach rechts und links und bildet ein Becken, dessen Seitenwände aus Beton bestehen und an dessen Ende sich der Einlaufschacht befindet (Abb. 6 bis 10). Am Ende des Beckens vor dem Schacht ist eine 610 mm hohe Schwelle vor dem zum Druckstollen führenden Teil vorgesehen. Die Schwelle ist hufeisenartig geformt und an Umfang 22 m lang. Von da führt ein geneigter Betonzufluß zum Druckstollen mit einer Neigung von 1:1, der nach einem Halbmesser von 3,66 m in den Druckstollen eingeführt ist. Dort befindet sich ein Rechen, der aus drei waagrecht liegenden I-Trägern besteht, die auf vier schräg liegenden I-Trägern ruhen. Zwischen den Trägern sind die eisernen Stäbe 7·10 mm des Rechens angeordnet. Der Einlaufschacht selbst ist in Eisenbeton ausgeführt und 30,1 m hoch. Von

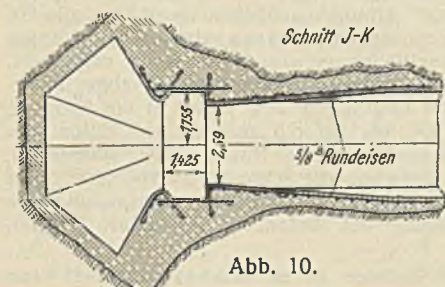
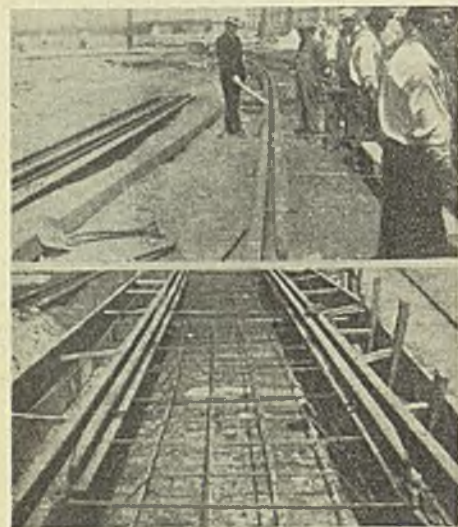


Abb. 10.

der Sohle bis zum Zugang sind es 71,7 m, von da bis zum Bedienungsraum 6 m und von ihm bis zur Dachkante 2,3 m. Der Schacht ist rund mit einem Außendurchmesser von 5,19 m.

Die Wanddicke beträgt 30 cm. Der Turm wurde in einer in der Höhe verschiebbaren Holzschalung aus Beton 1:1:1,5 hergestellt. Im unteren Teil sind die Mauern verstärkt. Der anliegende Fels wurde durch Einführung von Gußbeton unter Druck verstärkt. Am Einlauf ist ein Rollschütz von 4,575 m Höhe und 2,595 m Breite vorgesehen, das ebenso wie das Rollschütz der Tongland-Staumauer²⁾ gebaut ist. Das Gewicht des Schützes ist nur teilweise durch ein Gegengewicht ausgeglichen, so daß es nach Lösung seiner Haltevorrichtung durch sein eigenes Gewicht abschließt. Die Haltevorrichtung kann elektrisch ferngesteuert vom Kraftwerk aus ausgelöst werden. Das 6,7 m lange Übergangstück aus Eisenbeton vom Einlaufschacht zum Druckstollen ist erweitert, hat im Abstände von 3 m senkrecht stehende Seitenwände; Decke und Sohle sind mit einem Halbmesser von 1,75 m bzw. 4,6 m gewölbt. Seitlich sind Führungsnuten für das Schütz angeordnet, in denen auch die Drucklager der Gleitrollen sich befinden.

Ein Gleisbett aus Beton. Eine amerikanische Eisenbahngesellschaft bettet seit 1930 ihre Gleise an Straßenkreuzungen und an anderen Stellen, wo sie von Straßenfahrzeugen befahren werden, in ein Betonbett ein und hat damit gute Erfahrungen gemacht, auch in bezug auf die Kosten der Herstellung, namentlich aber in bezug auf die Unterhaltung und die damit verbundenen Kosten. Das Betonbett aus einem Beton mit $W_{b28} = 210 \text{ kg/cm}^2$ ist für ein Gleis 2,45 m breit. Es hat eine Dicke von 45 cm. 8 cm über seiner unteren Fläche liegen in 30 cm Abstand Bewehrungsseisen von $13 \cdot 13 \text{ mm}$ quadratischem Querschnitt, von denen jedes zweite bis in die Höhe der Schienen aufgebogen ist. Zwischen diesen aufgebogenen Eisen liegen noch als obere Bewehrung 1,45 m lange Einlagen von ebenfalls $13 \cdot 13 \text{ mm}$ Querschnitt.



Gleiche Eisen, zwei in der oberen Schicht und acht in der unteren, dienen als Längsbewehrung. Als Fahr-schienen werden solche von 45 kg/m Gewicht und mehr eingebaut. Eine neben ihnen verlegte leichtere Schiene bildet mit der Fahr-schienen eine Spurrille von 5 cm Weite. Die Fahr-schienen sind durch Spurstangen von 19 mm Durchm. verbunden, die ihre Füße erfassen und deren Länge mit Hilfe von Schraubenmuttern auf den am Ende mit Gewinde versehenen Spurstangen eingestellt werden kann. Fahr-schienen und Schutzschienen sind durch Schrauben in Abstandhaltern aus Rohrhülsen gegeneinander festgelegt.

Bei zwei- und mehrgleisigen Strecken wird jedes der 2,45 m breiten Gleisbetten für sich hergestellt;

dann wird erst der Zwischenraum zwischen ihnen mit Beton ausgefüllt.

Bei der Herstellung des Gleisbetts werden zunächst die Fahr-schienen und die Schutzschienen verlegt und genau nach Höhe und Richtung eingestellt. Sie werden dabei von Altschienenstücken getragen, die in kurzen Abständen quer zum Gleis liegen. Sodann wird die Bewehrung eingebaut und die das Gleisbett seitlich begrenzende Schalung aufgestellt. Nachdem der Beton eingebracht ist, wird er bündig mit S.-O. abgeglichen. Ein Teil des Betons dringt beim Einbringen von unten in die Spurrille ein, die dann noch von oben her bis auf 6,5 cm Tiefe mit Beton ausgefüllt wird. Die Spurrille wird noch mit einer Bitumenmasse überzogen, um das Eindringen von Wasser zwischen die Schienen zu verhüten. Auf die Herstellung eines dichten Anschlusses zwischen dem Beton und den Schienen wird bei der Herstellung des Betonbetts besondere Sorgfalt verwendet.

Gegen die Einbettung der Schienen in ein solches Betonbett kann das Bedenken geltend gemacht werden, daß Unterhaltungsarbeiten am Gleis geradezu unmöglich seien und die Schienen sich nur sehr schwierig auswechseln ließen. Die Beamten der amerikanischen Eisenbahn, deren Gleise auf diese Art verlegt werden, teilen nach Concrete (Chicago) vom Oktober 1935 diese Bedenken nicht. Sie glauben zunächst, daß ein Auswechseln der Schienen auf Jahre hinaus unnötig sein wird. Wenn aber diese Notwendigkeit doch auftritt, wird zunächst der Beton an der Innenseite der Schutzschiene ausgebrochen und die Verbindung zwischen Schutzschiene und Fahr-schiene gelöst, worauf die Schutzschiene herausgehoben werden kann. Dann wird der Beton neben der Fahr-schiene entfernt und diese ausgehoben. Nach dem Einbau der neuen Schienen werden diese wieder mit Beton verfüllt.

Derartige Gleisbetten, die natürlich auch für Straßenbahngleise angewendet werden können, haben sich bis jetzt — die ältesten sind fünf Jahre alt — gut bewährt. Wo sich stellenweise der Beton von der Außenseite der Schiene losgelöst hat, hat man die Fuge mit einer Bitumenmasse gedichtet, um das Eindringen von Wasser und damit Frostschäden zu verhüten.

Wkk.

Patentschau.

Wälzwehr mit einem am Hauptverschlußkörper angeordneten, die Abdichtung gegen die Sohle bewirkenden Stauschild. (Kl. 84a, Nr. 596 453 vom 12. 10. 1926 von Fried. Krupp Grusonwerk AG in Magdeburg-Buckau.) Um ein Wehr zu schaffen, das bei einfacher Bauart eine Änderung der Stauhöhe ohne Vertiefung der Wehrsohle gestattet, ist der gegen die Sohle abdichtende Stauschild am Hauptverschlußkörper beweglich gelagert und wird durch das Oberwasser nach unten gegen die Wehrsohle angedrückt. Der den Hauptverschlußkörper bildende Wälzkörper 1 trägt an seinen beiden Enden Scheiben 2, die in den Nischen 3 der Mauerpfeiler abwälzbar gelagert sind. Der Wälzkörper ist mit einer Stauwand 4 versehen, die an ihrem in der Staulage des Wehres unterliegenden Ende nach einer Zykloide gebogen ist und an ihrem oberen Ende in eine Leitwand 5, z. B. aus Holz, übergeht. Die Abdichtung gegen die Sohle geschieht durch einen Stauschild 6, dessen unteres, die Dichtungsleiste 7 tragendes Ende durch Lenker 8 mit dem Wälzkörper befestigt ist und dessen oberes Ende Knaggenlager 9 trägt, die mit den Knaggen 10 zusammenwirken. Am oberen Ende des Stauschildes 6 ist ferner eine federnde Dichtungsplatte 11 mit Dichtungsleiste 12 vorgesehen. Durch Nasen 13 der Knaggenlager 9 wird ein Teil des auf dem Stauschild 6 lastenden Wasserdruckes auf die Stauwand 4 übertragen. Beim Senken des Wälzkörpers 1 gleitet die Stauwand 4 an der Dichtungsleiste 12 und den Nasen 13 entlang. Infolge der Ausbildung der Stauwand 4 behält der Stauschild 6 seine Lage im Raume bei, und die Dichtungsplatte 11, 12 schleift beim Bewegen der Stauwand an dieser entlang.

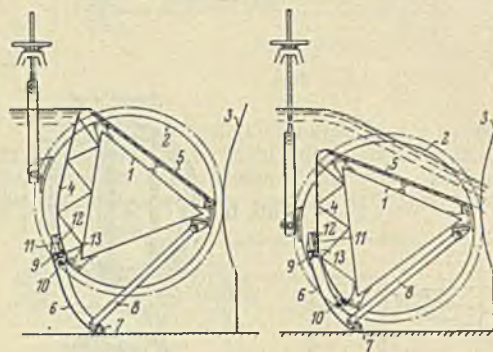


Abb. 1.

Abb. 2.

Bei dem Senken des Wälzkörpers 1 gleitet die Stauwand 4 an der Dichtungsleiste 12 und den Nasen 13 entlang. Infolge der Ausbildung der Stauwand 4 behält der Stauschild 6 seine Lage im Raume bei, und die Dichtungsplatte 11, 12 schleift beim Bewegen der Stauwand an dieser entlang.

Personalmeldungen.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbauräte (W) Erich Müller vom Wasserbauamt Kassel an die Wasserbaudirektion Stettin, Joosten vom Wasserbauamt Berlin zum Neubauamt Berlin-Mühlendamm als Vorstand, Drücke vom Wasserbauamt Emden zum Schleppamt Hannover, Schell vom Schleppamt Hannover zum Wasserbauamt Zehdenick, Schwenke vom Kanalbauamt Oebisfelde zum Wasserbauamt Eberswalde, Wencker vom Kanalbauamt Magdeburg an die Oderstrombauverwaltung in Breslau, Rütjerodt von der Wasserstraßendirektion Hannover zum Kanalbauamt Magdeburg als Vorstand, Jessen vom Wasserbauamt Potsdam zum Wasserbauamt Krossen a. d. Oder, Bellin vom Kulturbaubeamten in Köslin zur Regierung daselbst, Eichmann von Königsberg i. Pr. an die Regierung in Oppeln, Obitz vom Kulturbaubeamten in Kottbus nach Königsberg i. Pr. unter Übertragung der Leitung der Dienststelle „Der Kulturbaubeamte II“, Goebel vom Kulturbaubeamten in Lötzten nach Köslin unter Übertragung der Leitung der Dienststelle „Der Kulturbaubeamte“, die Regierungsbaumeister (W) Freiherr von dem Busche Haddenhausen vom Wasserbauamt Berlin zum Neubauamt Berlin-Mühlendamm, von Bloh vom Wasserbauamt Zehdenick zum Schleppamt Hannover, Beiche von der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg zum Wasserbauamt Münster, Bothmann vom Wasserbauamt Torgau zum Wasserbauamt Potsdam, Krause vom Kulturbaubeamten in Osnabrück zum Wasserbauamt in Leer, Reimann vom Kulturbaubeamten in Trier nach Schneidemühl unter Übertragung der kommissarischen Leitung der Dienststelle „Der Kulturbaubeamte“, Schwahn vom Wasserbauamt in Leer nach Hildesheim unter Übertragung der kommissarischen Leitung der Dienststelle „Der Kulturbaubeamte“.

In den Ruhestand getreten: Oberregierungs- und -baurat Trier bei der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg, Regierungs- und Baurat Karl Marx bei der Oderstrombauverwaltung in Breslau.

Ausgeschieden: Regierungsbaurat Schelling beim Kulturbaubeamten in Trier durch Übernahme in den Reichsarbeitsdienst.

INHALT: Abflschung der scharfen Krümmung der Elbe bei Belgern im Rahmen der Niedrigwasserregulierung. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn im Jahre 1935. (Schluß). — Zur Frage der Knicksicherheit eines Bogens. — Die Entwicklung der Kalmuerbauten im Hafen von Rotterdam. — Vermischtes: Technische Hochschule Dresden. — Das Erdbaulaboratorium der Bergakademie Freiberg/Sa. — Die Stauanlage von Clatteringshaw (Schottland). — Ein Gleisbett aus Beton. — Patentschau. — Personalmeldungen.