

Abb. 1. Ueberlaufende Sperrmauer am 6. September 1924.

Die Diemeltalsperre.

Vom Regierungs- und Baurat **Paul Gerecke** in Magdeburg.

(Hierzu 2 Tafeln.)

Alle Rechte vorbehalten.

I. Allgemeines.

Zweck der Anlage. Die Diemeltalsperre ist auf Grund des Wasserstraßengesetzes vom 1. April 1905 erbaut. Sie soll gemeinsam mit der Edertalsperre (bei Hemfurth in Waldeck) im oberen Zuflußgebiet der Weser Wasser aufspeichern, welches dieser zur Aufhöhung ihrer sommerlichen Niedrigwasserstände allmählich wieder zugeführt wird. Hierdurch wird ihr das zur Speisung des Mittellandkanals durch das Pumpwerk bei Minden entzogene Wasser wieder ersetzt, und außerdem noch eine Erhöhung der früheren Niedrigwasserstände zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse erzielt.*) Die Zurückhaltung dieser Wassermengen in den Wintermonaten dient zugleich als Hochwasserschutz für die Unterlieger, denen während der trockenen Sommermonate ihr allmählicher Abfluß wieder zugute kommt. Ferner wird der Sperrsee auch fischereilich bewirtschaftet und soll vornehmlich zur Salmonidenzucht dienen. Schließlich ist auch noch die sehr wertvolle Möglichkeit der Kraftgewinnung aus dem hohen Aufstau der gewaltigen Wassermengen ausgenutzt auf Grund des Gesetzes vom 9. Juni 1913, betr. den Ausbau von Wasserkräften im oberen Quellgebiet der Weser.

Jetzt versorgen die beiden Sperrkraftwerke an der Eder und der Diemel gemeinsam mit den Flußkraftwerken in der Werra am letzten Heller oberhalb Hann. Münden und im Main bei Mainkur, Kesselstadt und Groß-Krotzenburg, sowie mit den verschiedenen Dampfkraftwerken größerer Städte und vor allem dem Braunkohlenkraftwerk Borken ein weites Gebiet vom Main bis zur Weser

in Größe von 18 700 km² mit rd. 2 Mill. Einwohnern. Dafür liefern die Flußkraftwerke, welche durchlaufen, die Grundbelastung und werden darin ergänzt von den Dampfkraftwerken, während die beiden Sperrwerke den Spitzenbedarf decken und auch den Blindstrom erzeugen.

Baustelle. Die Sperrmauer wurde oberhalb des Dorfes Helminghausen in einer Talenge mit nur 70 m Sohlenbreite am Fuße des 594 m hohen Eisenberges erbaut, rd. 600 m unterhalb der Ittermündung an der Waldecker Grenze. Beide Täler sind hier wenig besiedelt. Das 3 km oberhalb der Sperrmauer im Diemeltal gelegene Heringhausen liegt so hoch, daß dort nur vier kleine Arbeiterhäuschen versetzt und die an der Diemel gelegene Mühle abgebrochen werden mußten. (Abb. 1.)

Die Baustelle selbst liegt noch in dem geschlossenen Rheinisch-Westfälischen Schiefergebirge, einer devonischen Formation, welchem sich 3 km diemelabwärts das jüngere Kalksteingebirge anschließt. Der Kalkstein mußte aber, weil er sehr dazu neigt, sich von Wasseradern lösen und ausspülen zu lassen, nach den zuvor bei Meschede an der Hennetalsperre gemachten Erfahrungen für den Bau einer großen Stauanlage durchaus vermieden werden. An einigen anderen Engstellen unterhalb Helminghausen stand verschiedenartiges Gestein an, so daß auch dort der Untergrund für einen Talsperrenbau nicht günstig war. Oberhalb fand sich dagegen ein ganz einheitlicher, frischer, geschlossener, unverwitterter, wenig durchlässiger, fester, grauer und zum Teil dickbankiger Tonschiefer, welcher nur in der Talsohle in höchstens 2 m Stärke mit Schutt bedeckt war. So gestalteten sich die Gründungsverhältnisse hier ungewöhnlich günstig. Auch war an der Dichtig-

*) Näheres s. Dr.-Ing. Lange: Die Waldecker Talsperre bei Hemfurth (Waldeck). Die Bautechnik 1923, Heft 12, S. 99 bis 110.

keit des zu überstauenden Geländes in dem geschlossenen Tonschiefergebirge nicht zu zweifeln.

Hauptbaustoffe. Weiter erwies sich als außerordentlich günstig für den Sperrmauerbau, daß sich in unmittelbarer Nähe dicht unter dem Gipfel des Eisenberges in dem Schiefergebirge Diabas in einigen großen Nestern eingesprengt fand. Es ist dies ein aus dem Berginnern durch das sedimentäre Gestein herausgequollenes, sehr hartes plutonisches Gestein, das fast überall fest und, abgesehen von den verbrannten Rändern meist gesund und in großen Blöcken angetroffen wurde, so daß es sich in hervorragendem Maße, was Festigkeit, Dichtigkeit und Witterungsbeständigkeit betrifft, zum Talsperrenbau eignete. Damit war die Baustofffrage gelöst und die Ausführungsweise der Talsperre an dieser entlegenen Baustelle als Schwergewichtsmauer aus Bruchsteinmauerwerk entschieden. Wenn der Grünstein nicht ausreichen würde, war beachtlich, den daneben anstehenden Tonschiefer, soweit er genügende Festigkeit zeigte, im Kern der Sperrmauer mitzuverwenden; in ganz geringem Umfange ist dies auch geschehen. Der Bausand wurde aus den Grünsteinabfällen gemahlen. Als Mörtel wurde der langsam erhärtende, geschmeidige Kalktraßmörtel gewählt, dem an besonderen Stellen nach Bedarf Zement zugesetzt wurde.

Sammelbecken-Abmessungen. Die Diemel besitzt oberhalb der Baustelle ein Niederschlagsgebiet von 104 km². Bei einer jährlichen Niederschlagshöhe von durchschnittlich rd. 1000 mm und einem Abfluß von etwa 600 mm beträgt die jährliche Abflußmenge i. M. etwa 60 Mill. m³. Der mittlere Wasserzufluß beträgt etwa 1,9 m³/sek. Als höchstes Hochwasser ist — nach einem Wupperhochwasser vom November 1890 — mit 1,1 m³/km² d. h. für die Sperrstelle mit 104 × 1,1 = 114,4 m³/sek. gerechnet, so daß solches Hochwasser bei einer 52stündigen Dauer bis zu 8,8 Mill. m³ Zufluß bringen könnte. Die gefährlichsten Hochwasser sind entweder im Spätherbst zu erwarten, wenn das Becken leer ist, oder zur Zeit der Schneeschmelze, wenn der Hochwasserschutzraum noch freigehalten wird. Im Sommer ist der geringste oberirdische Abfluß an der Baustelle mit nur 35 l/sek. gemessen. Die Hauptniederschläge finden im Winterhalbjahr statt und sind dann etwa 3—4 mal so groß als im Sommer. Bei einem Fassungsraum des Sammelbeckens von 20 Mill. m³ kann damit gerechnet werden, daß es in jedem Jahre gefüllt werden wird. Dann staut sich das Wasser hinter der Mauer bis zu einer Höhe von 34,2 m über Talsohle auf 4 km diemelaufwärts und daneben 3,1 km iteraufwärts und bildet in reizvoller Landschaft einen zweiarmligen, buchtenreichen Stausee von 165 ha Größe, welcher zum größten Teil auf waldeckischem Gebiet liegt. Im ganzen mußten dazu einschließlich der Randwege auf preußischem Gebiet rd. 40 ha von Helminghausen und auf waldeckischem 182 ha von Heringhausen, Stormbruch und Giebringhausen für rd. 1 Mill. Mark erworben werden, d. h. es wurden durchschnittlich etwa 5000 M/ha bezahlt.

Wasserwirtschaft. Die Wasserwirtschaft der Sperre ist abhängig von den Zuflüssen und muß sich nach dem ursprünglichen Zweck, der Speisung des Mittellandkanals und der Hebung der Niedrigwasserstände der Weser im Sommer, richten bei möglicher Ausnutzung der Wasserkraft unter Wahrung der Ansprüche der Unterlieger. Als solche kommen hier nicht nur Triebwerksbesitzer in Frage, sondern auch die zahlreichen Wiesenbewässerungsgenossenschaften bis in die Gegend von Scherfede; weiter unterhalb verringert sich der Einfluß der Sperre auf weniger als 20%. Die oberen Anlieger haben sich aber zuvor befriedigt erklärt, wenn ihnen dauernd wenigstens 1000 l/sek. aus der Sperre abgegeben werden.

Demgemäß wird in der Zeit vom 1. Oktober bis zum 1. Mai von dem Wasserzufluß nach Möglichkeit aufgespeichert, was mehr als 1 m³/sek. zufließt, und während der Sommermonate dauernd mindestens 1 m³/sek. abgelassen und darüber hinaus bei Niedrigwasser allmählich der weitere Beckeninhalte einschließlich des sommerlichen Zuflusses bis auf einen eisernen Bestand von 5 Mill. m³. Dieser verbleibt auch im Herbst im See, so daß die Wassertiefe von 34,2 m nur bis auf 20,86 m sinkt und für das Kraftwerk noch ein genügender Betriebsdruck verbleibt. Während der Wintermonate wird zudem ein Hochwasserschutzraum freigehalten, der zum Frühjahr, wenn keine Schneedecke mehr liegt, allmählich aufgefüllt wird.

II. Sperrmauer.

Abmessungen und Ausbildung der Mauer. Die Talsohle liegt an der Baustelle auf rd. N.N. + 342,0, die Sperrmauer reicht auf der Wasserseite bis auf 5,8 m darunter hinab und erhebt sich 36,2 m darüber, so daß sie insgesamt 42 m hoch ist. An der Sohle ist sie 31 m stark, an der Krone 7 m. Ihre obere Länge beträgt 194 m, ihr Inhalt rd. 72 000 m³. Im Grundriß ist sie nach einem Halbmesser von 250 m gekrümmt. Ihre Krone liegt auf N.N. + 378,2, d. h. 2 m über dem Normalstau (Tafel 1, Abb. 1 u. 2).

Der Mauerquerschnitt entspricht bis auf seine größere Kronenbreite, welche zur Aufnahme einer zweispurigen Fahrbahn erforderlich war, den Abmessungen der Edertalsperre. Wasserseitig ist

die Mauer im oberen Teil unter 50 : 1 und unterhalb N.N. + 355,8 unter 25 : 1 geneigt, luftseitig unter rd. 1½ : 1 im unteren Teil bis auf N.N. + 359,2, wo die Ausrundung zur Krone ansetzt. Die Standfestigkeitsberechnung hat ohne Berücksichtigung des Auftriebes eine größte Sohlenpressung von 8,38 kg/cm² wasserseitig bei leerem Becken und von 8,18 kg/cm² luftseitig bei vollem Becken ergeben. Die Drucklinien verlaufen im mittleren Drittel und erreichen bei leerem und vollem Becken die beiden Kerngrenzen.

Die Sperrmauersohle bindet luftseitig etwa 1,5 m tief in den gesunden, festen, gewachsenen Fels ein. Um ein Durchsickern von Wasser unterhalb der Mauersohle zu verhindern, war ursprünglich am wasserseitigen Fuß ein bis 5 m unter die mittlere Sohle reichender, 1 m starker Betonsporn vorgesehen. Mit Rücksicht darauf, daß hier der blättrig und dünnfläglich zerfallende Tonschiefer mit 50—70° Neigung zur Wagerechten talaufwärts fällt, talabwärts also in die Baugrube überhängt und insbesondere beim Sprengen stark gelockert wird und nachbricht, ist die Vertiefung der Baugrube an der Wasserseite nur so weit, als dies ohne erhebliche Angriffe und Auflockerung der benachbarten Felsabschnitte möglich war, ausgeführt, i. M. bis etwa 3,4 m unter der mittleren Sohlenhöhe.

Dieser mehr breite als tiefe Sporn ist einheitlich mit der aufgehenden Mauer in demselben mörtelreichen Bruchsteinmauerwerk aufgeführt, beide binden in den rauen, gesunden, sorgfältig ausgekratzten und abgespritzten Felsuntergrund fest ein. Die gute Verzahnung erzeugt den nötigen Reibungswiderstand und gewährleistet die erforderliche Sicherheit gegen ein Abgleiten der Mauer. Der Traß-Kalkmörtel I in der Raumteil-Mischung 1 K : 1½ Tr. : 2 Sand, in welchem die Steine versetzt wurden, bietet ein geschmeidiges Bindemittel und dient zur Erzielung eines möglichst dichten Mauerwerks.

Die Wasserdichtigkeit der aufgehenden Mauerwand wird durch einen 2½ cm starken, in 2 Schichten aufgetragenen Zementtraßkalkmörtelputz erreicht, bestehend aus einem Raumteil Traß-Kalkmörtel II (1 K : 2½ Tr. : 2 Sd) und aus 2 Raumteilen Zementmörtel II (1 Z : 2 Sd). Er wurde, nachdem die Fugen tief ausgekratzt und das Mauerwerk gründlich gereinigt und mit kräftigem Strahl abgewaschen war, in 2 Schichten aufgetragen und sauber geglättet. Etwaige feine Risse wurden sorgfältig nachgearbeitet. Außerdem erhielt er einen zweimaligen, kalten, dicht deckenden Siderosthenanstrich. Schließlich ist zum Schutz gegen Beschädigungen durch Frost und Hitze oder durch das Anstoßen schwimmender Gegenstände eine 75 cm starke Bruchsteinwand vor die Mauer gesetzt, die mit schwalbenschwanzförmigen 1,5 bis 1,6 m breiten Verzahnungen alle 4,5 m 30 cm tief in die Sperrmauer eingreift. Da diese Schutzmauer nicht nur zur Verblendung, sondern auch zur Abdichtung dienen soll, wurde sie aus besonders guten Bruchsteinen in Zementtraßmörtel I, bestehend aus 1 Z : 1½ Tr : 2 Sd, hergestellt.

Um auch Wasser abfangen zu können, welches trotz aller Abdichtungen noch durch die Putzschicht in die Mauer eindringen sollte, sind innerhalb der Sperrmauer rd. 1½ m von der Putzschicht auf der Wasserseite entfernt in Abständen von rd. 2½ m senkrechte Saugdrainleitungen aus 100 mm weiten, unglasierten Tonrohren eingemauert, welche unten in eine glasierte, 150 mm weite Tonrohr-Sammelleitung münden, die von der Mauermitte mit Gefälle von 1 : 50 nach beiden Seiten fällt und hier auf N.N. + 343,5 wie die Hangleitungen in den Stollen endet. Auf der Luftseite ist eine gleiche Entwässerungsanlage eingebaut, deren senkrechte Saugrohrstränge gegen die wasserseitigen um 1,25 m versetzt sind, so daß beide Rohrstrangreihen auf Lücke stehen.

Zum Abfangen etwa von unten kommenden und in der Sohle auftretenden Wassers ist reichlich 6 m unterhalb der genannten Sammel-drains eine Sohlendrainage verlegt worden, bestehend aus je fünf Saugleitungen von 100 mm Durchmesser, die 5,5 m voneinander entfernt verlegt und ebenfalls als Hangdrainage an den beiden Flügeln hochgeführt worden sind. Auch sie führen das Wasser durch je 4 mal 5 Rohre in die Stollen ab.

Soweit sich bei der Bauausführung Quellen in der Baugrube gezeigt haben — sie waren trotz des dichten Gefüges des Tonschiefers besonders am linken Hang zahlreich —, hat man sie mit aufgesetzten Tonrohren abgefangen und abgedichtet. Man vergoß sie, nachdem sie 1 bis 2 m mit dem Mauerwerk hochgeführt waren, damit nicht das abfließende Quellwasser den frischen Mörtel ausspülte und Undichtigkeiten im Mauerwerk verursachte.

So sind 63 Quellen in Tonrohren gefaßt und darin soweit hochgeführt worden, bis der Auftrieb aufhörte, dann wurden sie mit einer dünnflüssigen Zementtraßmischung vergossen. Nur acht Stück sind nicht vergossen, sondern mittels Rohrleitung in die Grundablaßstollen (drei rechts und fünf links) geführt, um auch später ständig beobachtet werden zu können.

Ferner hat man nach den Erfahrungen bei anderen Talsperren, um einen etwaigen Auftrieb später ebenfalls messen zu können, noch 21 Druckbeobachtungsrohre eingebaut (acht rechts und dreizehn links), indem man tellerartige Fußplatten auf den bloßen Felsuntergrund gelegt und darauf Rohrleitungen aufgeschraubt hat, welche mit eingemauert sind und in den Rohrstollen ausmünden. Hier wird jetzt

Die Diemeltalsperre.

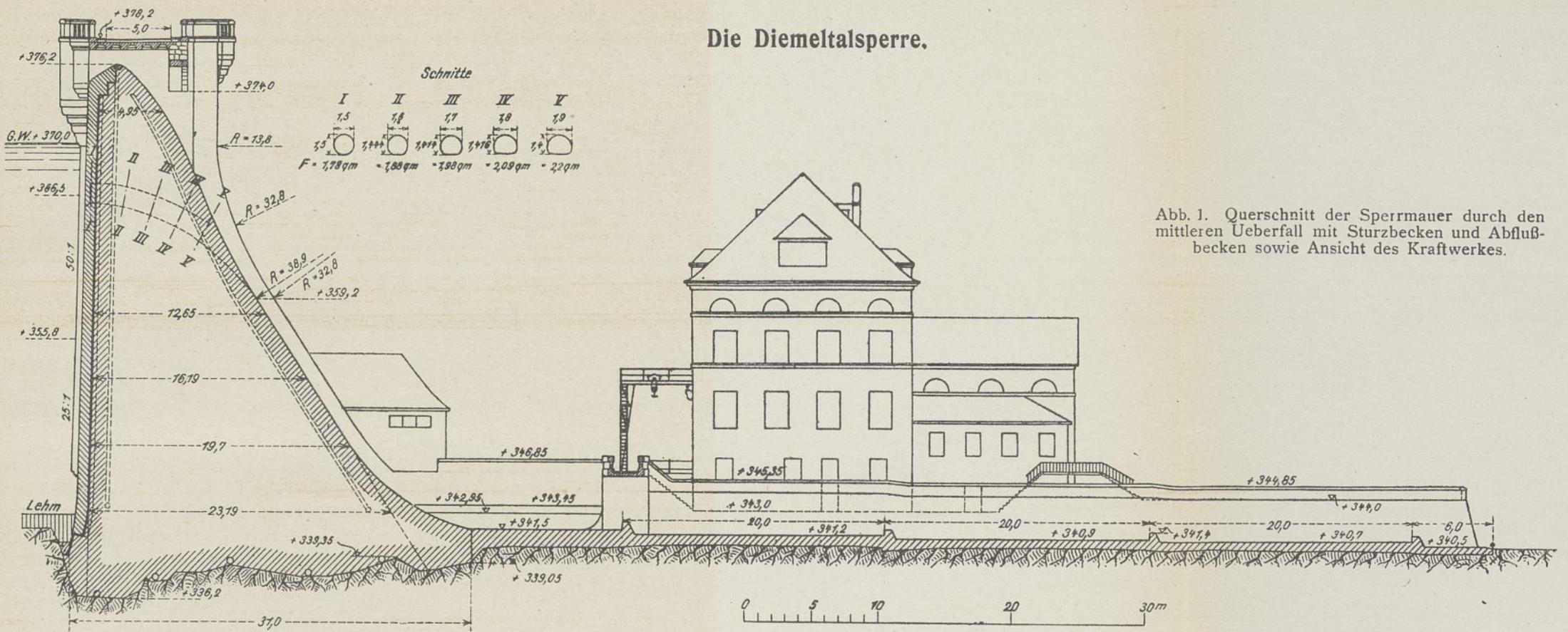


Abb. 1. Querschnitt der Sperrmauer durch den mittleren Ueberfall mit Sturzbecken und Abflußbecken sowie Ansicht des Kraftwerkes.

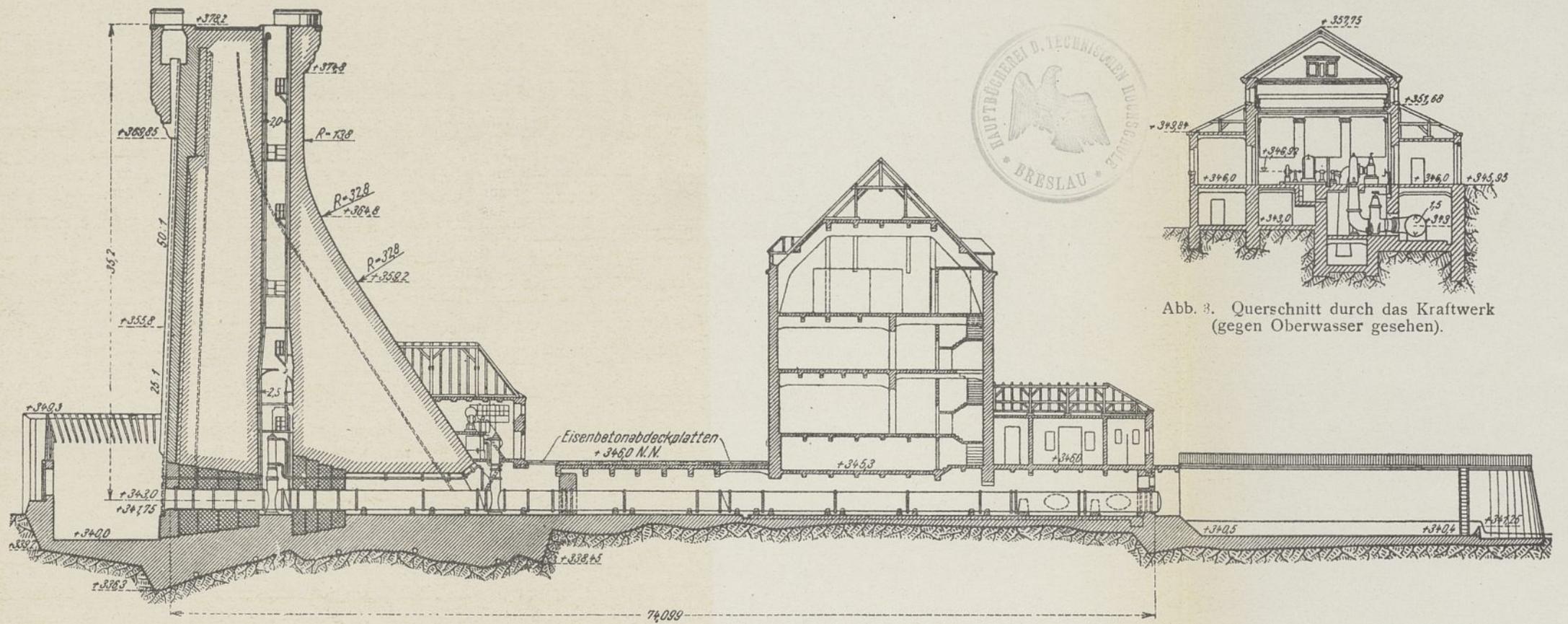


Abb. 3. Querschnitt durch das Kraftwerk (gegen Oberwasser gesehen).

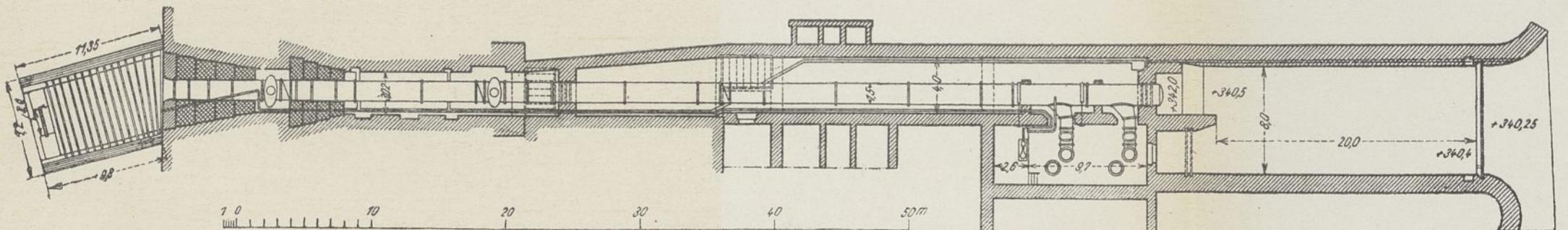
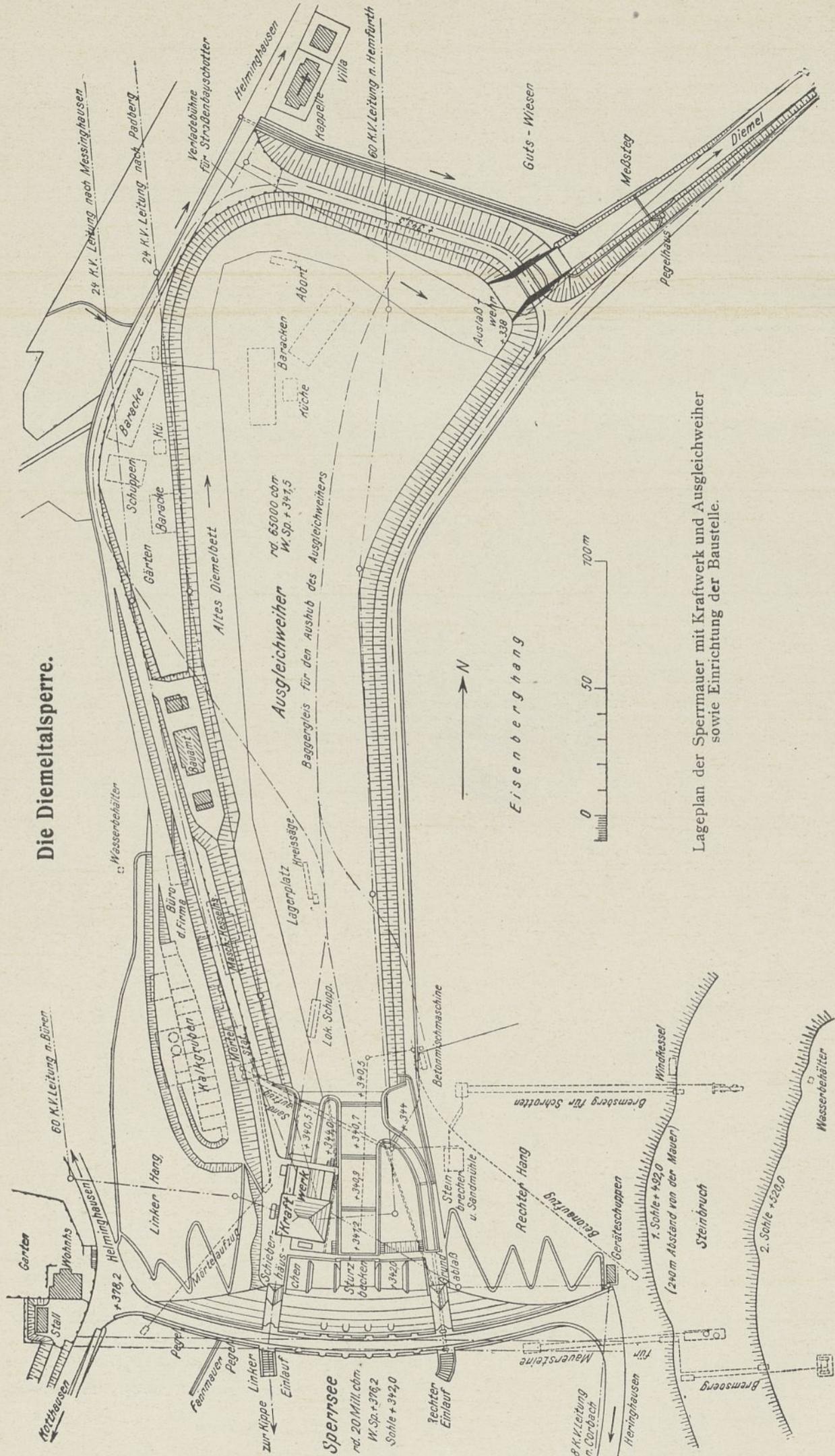


Abb. 2. Längsschnitt und Grundriß des linken Grundablasses mit Querschnitt der Sperrmauer und seitlichem Längsschnitt durch das Kraftwerk.



Die Diemeltalsperre.

Lageplan der Sperrmauer mit Kraftwerk und Ausgleichweier sowie Einrichtung der Baustelle.

durch ein aufgeschraubtes Manometer der Druck gemessen. Schließlich sind noch etwa 6 bis 7 m über der Gründungssohle sechs weitere Druckmeßvorrichtungen, drei neben jedem Stollen, mit eingemauert, damit jederzeit festgestellt werden kann, ob auch innerhalb des geschlossenen Mauerwerks noch ein Sohlenwasserdruck auftritt. Insgesamt münden in beiden Stollen 61 Beobachtungsrohre, im rechten 27 und im linken 34, für deren Zugänglichkeit eine etwas größere Stollenbreite erwünscht wäre.

Betriebseinrichtungen. Zur Durchführung der wasserwirtschaftlichen Anforderungen hat der massive Mauerquerschnitt verschiedene Durchbrechungen erfahren. Für die ständige Abflußregelung wurden zwei Grundablässe angeordnet und diese soweit auseinandergelegt, wie es die Talsohlenbreite gestattete. Ihre Lage wird luftseitig durch die Schieberhäuser und kräftige, dahinter bis zur Mauerkrone hinaufgeführte Pfeilervorlagen betont, welche zugleich die vor den Schieberschächten erforderliche Mauerverstärkung enthalten, die beiderseits mit dem Hauptmauerwerk durch Eisen verankert ist.

Zwischen diesen Vorbauten sind im mittleren Teil der Mauer die sieben überbrückten Hochwasserabfälle eingebaut, damit auch die größtmögliche Hochwassermenge bei gefülltem See völlig selbsttätig zum Abfluß gelangen kann. Unter deren vier mittleren Zwischenpfeilern erscheinen in halber Mauerhöhe vier Notausläßöffnungen, durch welche auch bei Zufluß des höchsten Hochwassers der Stauspiegel sich soweit abgesenkt halten läßt, daß er nicht über den sogenannten Gefahrwasserstand steigen kann, bei welchem die Drucklinie in der Bauwerksohle noch nicht über die Mittellinie hinaustritt.

Zur unschädlichen Auffangung und Abführung des über die Mauerkrone und durch die Notauslässe hinabfließenden Wassers sind am Mauerfuß zwischen den Schieberhäusern fünf breite Absturzbecken, welche kaskadenförmig nach dem mittleren abfallen, angeordnet und in Fortsetzung des mittleren eine 15 m breite Abflußrinne, bestehend aus weiteren drei 20 m langen Abflußbecken, die ebenfalls durch Ueberfallschwelle gegeneinander abgeschlossen werden. Alle diese Schwellen sind am Fuß durch je einige Drainrohre durchbrochen, damit die Becken, sobald das Ueberströmen aufhört, auch von selbst wieder trockenlaufen. Die Sohlen der Sturzbecken (auf N.N. + 342,5 + 342,0 und + 341,5) sind im Mittel 2,2 bis 1,2 m stark aus Beton und auf festem Fels gegründet. (Tafel 2.)

Vor den Sturzbecken ist ein 2½ m breiter Verbindungsweg zum rechten Schieberhaus angelegt. Er überschreitet die 15 m breiten Abflußbecken auf einer Eisenbetonbalkenbrücke, deren Tragwände zugleich als Geländer dienen und neben der Fahrbahn liegen, um den Wasserabflußquerschnitt möglichst wenig einzuengen. Die Eiseneinlagen sind so bemessen, daß der rechte Grundablaßschieber nötigenfalls bei einer Auswechslung über sie befördert werden kann.

In das unterste Becken mündet der rechte Grundablaß durch einen 4 m breiten Auslauf. Die linke Grundablaßrohrleitung führt unter dem Kraftwerk hindurch zu den Turbinen, aus denen das Wasser durch einen 8 m breiten und 20 m langen Meßwehrkanal abfließt. Direkt unterhalb dieser Abflußbecken schließt sich der für den Kraftwerksbetrieb erforderliche Ausgleichweiher an, welcher die ganze Talbreite einnimmt.

Die Wasserabgabe aus dem Sammelbecken wird für gewöhnlich lediglich durch die Grundablässe geregelt, und zwar im allgemeinen nur durch den linken, welcher die Turbinen speist. Durch den rechten wird Wasser nur abgelassen, wenn die Turbinen einmal außer Betrieb sind, oder wenn ausnahmsweise bei Hochwassergefahr mehr Wasser, als sie zu verarbeiten vermögen, ohne Kraftausnutzung abgeben werden muß, soweit es dann nicht überläuft.

Grundablässe (Tafel 1, Abb. 2). Die Achsen der beiden Grundablaßrohre liegen auf N.N. + 343,0 und sind wagerecht durchgeführt. Das rechte hat 1350 mm Durchmesser und vermag bei Gefahrwasserstand auf rd. (N.N. + 370,0) 26,8 m³/sek. abzugeben mit $v = 18,7$ m/sek. Das linke Rohr hat 1500 mm Durchmesser, ist aber an seinem unteren Ende mit einem Blindflansch verschlossen und soll nur die beiden Turbinen durch zwei Abzweige von 90 cm Durchmesser speisen, in denen noch je ein Absperrschieber eingebaut ist. Im übrigen besitzen die beiden Grundablaßrohre selbst je zwei Absperrschieber, und zwar einen innerhalb der Sperrmauer und den zweiten am luftseitigen Mauerfuß. Vor und hinter dem wasserseitigen Schieber ist der Stollenquerschnitt durch Ziegelmauerpfropfen in Zementtraßmörtel aus fünf und vier Ringen mit dazwischen geputzten Flächen wasserdicht abgeschlossen; am linken Hang sind z. T. auch Bruchsteine verwendet. Zu diesen Schiebern führt ein Einsteigeschacht von der Mauerkrone hinab und ist von hier auf verzinkten Steigeleitern besteigbar. Zur Erleichterung der Schachtbesteigung sind in je 10 m Abstand, wo die Leitern gegeneinander versetzt sind, Podeste und dazwischen noch je eine Austrittskanzel angeordnet. Wünschenswert wäre eine so große Schachtweite, daß die Leitern schräg gestellt werden können. Müssen die Schieber einmal ausgewechselt werden, so werden zuvor die Einbauten abgeschraubt und herausgenommen. Ein Verkeilen der beiden Rohrleitungen in den Stollen, wie in der Waldecker Tal-

sperre, hat sich bisher hier bei den geraden Rohren nicht als nötig erwiesen. Die luftseitigen Schieber sind in vorgebauten Schieberhäusern untergebracht. In diesen befinden sich auch die elektrisch angetriebenen Oeldruckpumpen, welche die beiden Schieber mit einem Betriebsdruck von 50 At. betätigen. Zur Aushilfe ist daneben noch je eine Handpumpe aufgestellt. Bei Betriebsunfällen ist es ferner möglich, den wasserseitigen Schieber mit Hilfe eines in die Oeldruckleitung im Schacht eingebauten Dreiwegehahnes durch eine auf der Mauerkrone aufzustellende Handpumpe zu schließen. Die Grundablaßverschlüsse sind Flachschieber in gußeisernem Gehäuse mit Stahlgußschieberkeilen und Bronzeringdichtungen. Öffnet man die Schieber mehr als $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{2}$, so machen sich die Schwingungen dieser zungenartig in die Rohre hineinragenden Keile wie eine Art Trommelfeuer bemerkbar; die Erschütterungen sind dann oben auf der Sperrmauer zu hören und zu fühlen. Deshalb wird der Schieber zweckmäßig entweder nur wenig oder ganz geöffnet, wodurch dann allerdings die Regulierungsfähigkeit der Wasserabführung bei nur einem Grundablaß begrenzt ist. Die Grundablaßrohrleitungen sind aus Flußeisen geschweißt, ruhen auf Beton-Sattelstützen mit U-Eiseneinlagen und sind auch unterhalb der luftseitigen Schieber noch eingemauert, wobei die Verankerung im Mauerwerk durch aufgeschweißte Winkeleisenringe erfolgt. Bei der Turbinenleitung sind vor den Abzweigungen außerdem noch wagerechte Verankerungen vorgenommen. Wasserseitig enden die Rohrleitungen in gußeisernen Einlauftrichtern. Als Notverschluß dient hier eine Eichenholzschütztafel in flußeisernem Rahmen mit einem I-Eisen D.N.P. 30 als Mittelsäule. Dieses Schütz wird bei einer Beschädigung des wasserseitigen Schiebers von der Mauerkrone aus in einer L-Eisenführung zwischen zwei Mauervorlagen heruntergelassen. Es ist nur eine Schütztafel beschafft worden, welche je nach Bedarf vor dem rechten oder linken Grundablaß zu benutzen ist. Zu ihrer Aufbewahrung ist in jedem der beiden über den Grundablässen eingebauten und in Eisenbeton ausgeführten, großen, wasserseitigen Balkone eine Kammer ausgespart, welche von der Mauerkrone durch Steigeisen zugänglich ist (Abb. 2). Die 7 m breiten Balkone kragen 2,2 m weit aus der nur $\frac{3}{4}$ m starken Sperrmauer heraus. Dazu hat letztere an Stelle ihrer sonst nur 0,3 m starken Verzahnung hinter den Balkonen in diesem oberen Teil zwei größere in Eisenbeton ausgeführte Zähne von 2,75 m Breite erhalten, die 1,35 m tief in die eigentliche Sperrmauer eingreifen und so die Balkone trotz der trennenden Putzschrift fest mit der Mauer verankern. Außerdem stützen sie sich noch auf die Konsolen am Kopf der beiden aufgehenden Mauerwerksvorlagen. Die Eiseneinlagen der übereinander aufgebauten Balkontrageile sind so bemessen, daß sie noch einen Toraufbau, welcher die Fahrbahn überspannen sollte, tragen können. Von seiner Ausführung ist jedoch der Kostenersparnis wegen abgesehen. Dadurch ist zugleich die Verkehrsübersichtlichkeit noch verbessert. Soll das in der Balkonkammer stehende Notschütz betätigt werden, so wird ein Bock über den Schlitz gestellt, welcher für gewöhnlich mit verzinkten Eisenblechen (wie die Einsteigeschächte) abgedeckt ist. Daneben wird eine Handwinde verankert, von der das Zugdrahtseil über zwei am Bock aufgehängte Leitrollen zur Schütztafel führt. Das Schließen und Öffnen dieses Verschlusses kann nur in ruhigem Wasser erfolgen; es ist also erforderlich, daß der luftseitige Schieber zuvor geschlossen wird. Wenn nun eine Grundablaßrohrleitung zur Vornahme der Ausbesserungsarbeiten entleert gewesen sein sollte, so muß sie vor dem Wiederaufziehen des Notschützes zunächst durch eine Druckausgleichleitung vom See aus wieder gefüllt werden. Im linken Stollen führt hierzu eine gußeiserne Rohrleitung von 100 mm Durchmesser durch den Ziegelpfropfen. Am rechten Hang, wo der Pfropfen schon vor dem Kriege eingemauert war, mußte sie bei seiner nachträglichen Anordnung im Schacht hochgeführt und vor dem Weiterbau 1920 auf rd. N.N. + 361 mit ein-

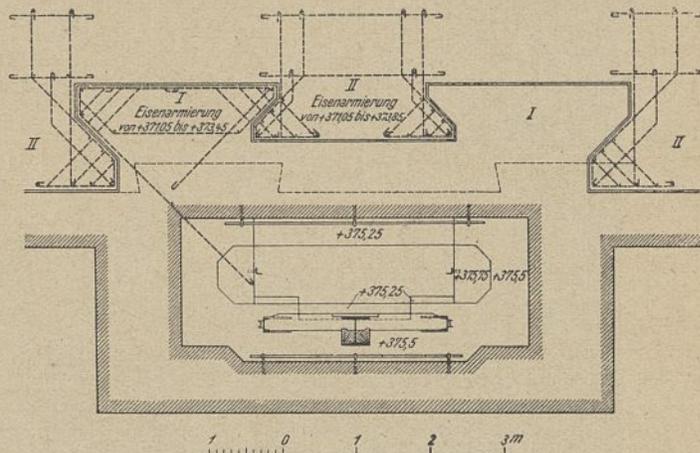


Abb 2. Wasserseitiger Balkon mit Kammer für das Notverschlußschütz der Grundablässe. (Bei I rechts liegt dieselbe Armierung wie bei I links).

gemauert werden. Diese Leitungen werden innerhalb des Schachtes ebenfalls durch Absperrschieber geschlossen. Auf der Wasserseite hingegen ist als Notverschluß für den Fall einer Schieberausbesserung ein einfacher Kugerverschluß vor dem trichterförmigen Einlauf vorgesehen, indem hier eine Hohlkugel von der Mauerkrone aus durch eine röhrenförmige Führung heruntergelassen wird. Diese besteht aus mehreren Rundeisen, welche durch an Ort und Stelle aufgeschweißte Rundeisenringe zusammengehalten werden und ist in der Sperrmauerwand und der Lisene verankert.

Als Schutzvorrichtung für die Grundablässe ist vor den Einlauftrichtern je eine Einlaufkammer von rd. $5\frac{1}{2} \times 8\frac{1}{2}$ m Grundfläche betoniert (Abb. 3). Sie dient als Schlamm- oder Sandfang und vor allem zum Zurückhalten schwimmender Gegenstände. Um das Hineintreiben von Schiefersteinen vom Hang her zu verhindern, sind die Hang-Längsmauern der Kammern 3,4 m höher geführt als die talseitigen und die Stirnmauern und außerdem die Einläufe pultdachförmig durch ein Eisengitter aus Eisenbahnschienen und Rundeisen abgedeckt. Diese Abdeckung hat eine Neigung von rd. 25° , damit darauf abgesunkene Gegenstände auch abrutschen, wenigstens wenn die Grundablaßschieber geschlossen sind. In der Stirnwand ist eine 1,6 m breite und 2 m hohe Oeffnung ausgespart, durch welche nötigenfalls bei einer Reinigung Sand und Schlamm ausgekartt werden können. Sie ist für gewöhnlich durch Bohlen verschlossen, vor denen für alle Fälle auch noch ein herausnehmbares Gitter eingesetzt ist. Außerdem ist die dreieckförmige Fläche zwischen Stirnmauer und Dach durch senkrechte Rundeisenstäbe vergittert. In der niedrigeren Längsmauer ist für alle Fälle neben dem Einlauftrichter noch eine zweite 0,8 m breite Oeffnung ausgespart, die für gewöhnlich auch mit wagerechten Bohlen verschlossen ist. Hierdurch kann im Notfall ein Taucher an die Rohrleitung oder das herabgelassene Notschütz gelangen. Zum weiteren Schutz für die Turbinenrohrleitung ist am linken Talhang außerdem in etwa halber Mauerhöhe noch eine 2 bis 3 m hohe rd. 25 m lange Fangmauer aus Bruchsteinen aufgemauert. Links daneben ist an der Sperrmauer unter 45° vorstehend ein emaillierter Lattenpegel befestigt, welcher vom Ufer neben dem Sperrhaus abgelesen werden kann. Ein zweiter Abschnitt rechts von der Fangmauer reicht noch fast 4 m unter den eisernen Bestand hinab. (Abb. 4).

Das Schwitzwasser, welches in den Schieberschacht eindringt, wird durch eine unterhalb der Schachtsohle durch den luftseitigen Pfropfen geführte und mit zwei angegossenen Dichtungsringen eingemauerte eiserne Rohrleitung von 20 cm Durchmesser in den Stollen abgeführt; dort kann das Rohr durch einen Absperrschieber verschlossen werden.

Oberhalb der Grundablaßrohre ist je ein weiteres gußeisernes Rohr in dem Pfropfen in gleicher Weise eingemauert für die Betätigungsleitungen der wasserseitigen Schieber; die Durchführung der Leitungen an den Rohrenden erfolgt in Stopfbüchsen. Auf der Kraft-

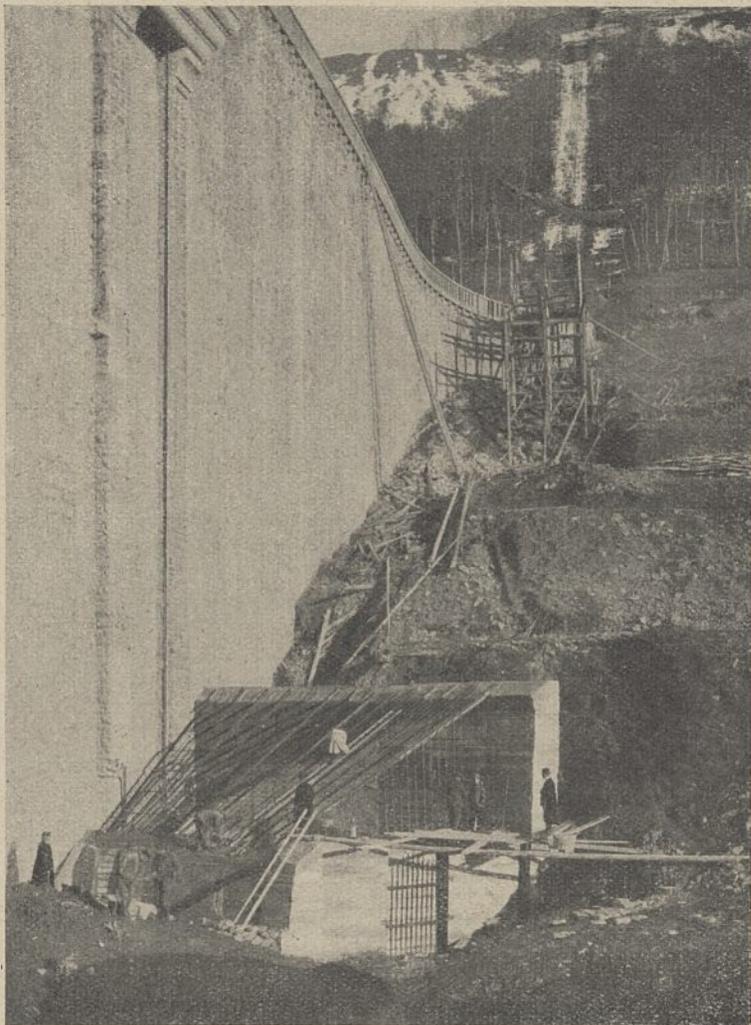


Abb. 3. Rechter Grundablass-Einlauf und Bremsberg vom Steinbruch am 24. November 1923.

werkseite ist außerdem im Anschluß an die Druckausgleichleitung noch eine Wasserleitung zu einer im Turbinenschieberkeller aufgestellten Pumpe verlegt, welche durch einen oberhalb des Sperrhauses angelegten Hochbehälter die umliegenden Baulichkeiten mit Wasser versorgt.

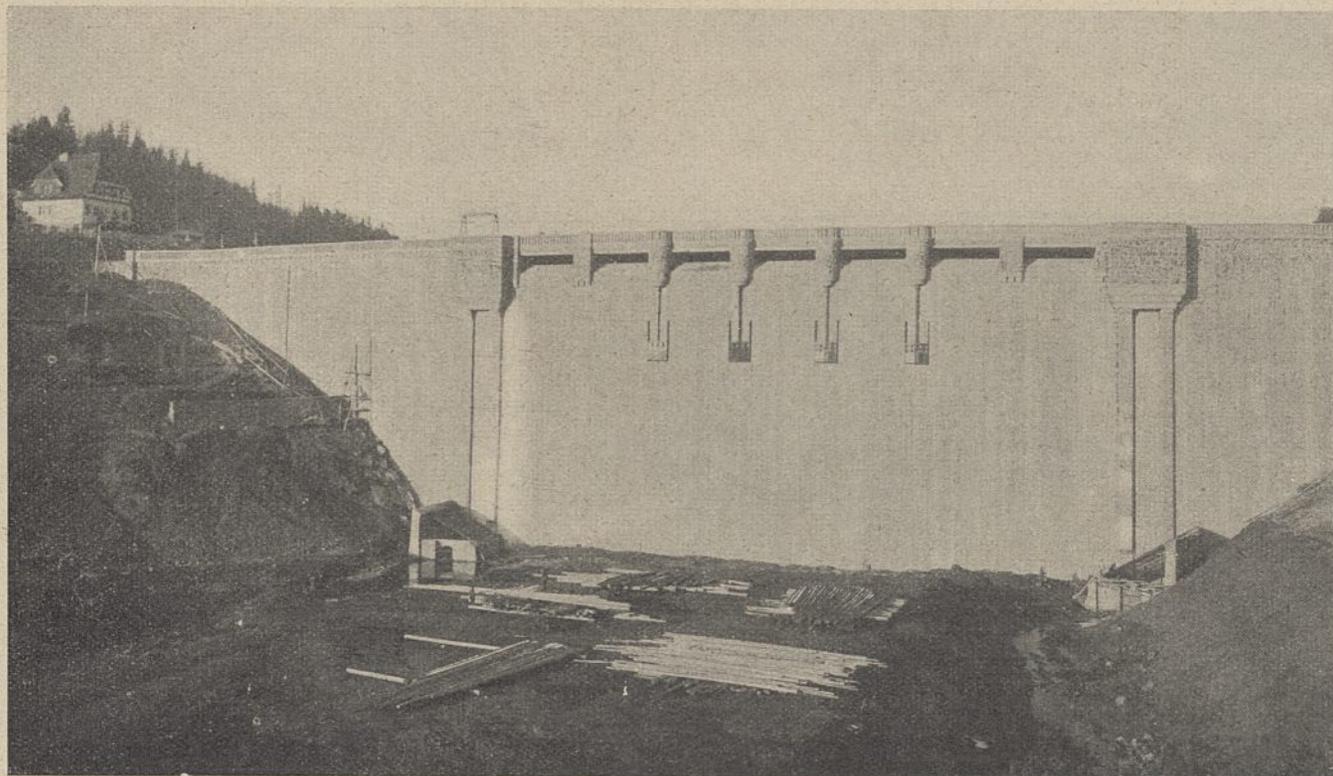


Abb. 4. Fertige Sperrmauer von der Wasserseite, am 24. November 1923 kurz vor Beginn der Füllung. Die Gerüstbäume lagern zu Flößen verbunden, um bei der Seefüllung allmählich mit aufzuschwimmen.

Ueberfälle. Der Rücken der Hochwasserüberfälle liegt auf Normalstauhöhe N.N. + 376,2, d. h. 2 m unter der Mauerkrone und besitzt eine Gesamtlänge von $7 \times 7,15 = \text{rd. } 50 \text{ m}$. Die Abführung des rechnungsmäßig zu erwartenden Hochwassers von $114,4 \text{ m}^3$ erfordert eine Ueberfallhöhe von rd. 1,1 m. Ist der See bei Eintritt eines solchen Hochwassers bereits gefüllt, so strömt das Wasser naturgemäß anfangs mit kleinerer Schichtstärke in geringerer Menge über die Mauer, denn die Hauptmasse wird zunächst noch weiter aufgespeichert, und es wird ungefähr 12 Stunden bei gleichbleibendem größten Zufluß dauern, bis die volle Ueberfallhöhe erreicht ist und die ganze zufließende Wassermenge auch sogleich wieder abfließt. Inzwischen nimmt der Seeinhalt um weitere $1,8 \text{ Mill. m}^3$ oder um 9 v H zu, welche später beim Nachlassen des Zuflusses allmählich mit abfließen. Durch die Talsperre wird also die Hochwassergefahr selbst bei bereits gefülltem Becken durch die Verzögerung des Abflusses noch erheblich gemildert, weil sich zunächst noch ein Schutzraum über dem normalen Seespiegel füllt und infolge der weiteren Aufspeicherung der Zuflüsse den Abfluß verzögert.

Die Ueberbrückung dieser sieben Oeffnungen des Hochwasserüberfalles ist wasserseitig durch $5,5 \text{ m}$ breite Eisen-Betonplattenbalken erfolgt, deren Unterkante auf N.N. + 377,3, d. h. $1,10 \text{ m}$ über dem Rücken der Ueberläufe liegt. Luftseitig sind die Ueberläufe in $1,5 \text{ m}$ Tiefe durch betonierte Korbbogengewölbe mit Basaltlavaverblendung überbrückt.

Notauslässe. Sollte einmal wider alles Erwarten der Bestand der Mauer bei voll gefülltem Becken gefährdet erscheinen, so kann man die vier Notauslässe ziehen und hiermit erreichen, daß der Wasserspiegel auch bei größtmöglichem H.H.W.-Zufluß nicht über den Gefahrwasserstand auf N.N. + 370,35 oder rd. N.N. + 370 steigt. Diese vier Oeffnungen haben am Einlauf bei $1,5 \text{ m}$ Durchmesser einen Querschnitt von je $1,78 \text{ m}^2$, und am Auslauf $2,20 \text{ m}^2$, ihre Sohle fällt nach einer Parabel von der Gleichung $y^2 = 21,56 \cdot x$ und geht luftseitig mit einer willkürlichen glatten Uebergangskurve in die Sperrmaueraußenfläche über. Die Ausbildung beruht auf Modellversuchen, welche die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau zu Berlin im Januar 1913 durchgeführt hat, und ist so erfolgt, daß sich stets der füllende Strahl einstellt. Es können somit durch die vier Notauslässe bei Gefahrwasserstand $4 \cdot 24,125 = 96,5 \text{ m}^3/\text{sek.}$ abgelassen werden, dazu durch den rechten Grundablaß bei diesem Wasserstand noch $26,8 \text{ m}^3$, zusammen also $123,3 \text{ m}^3$ gegenüber einem errechneten H.H.W. von $114,4 \text{ m}^3$.

Die Verschütze der Notauslässe (Abb. 5) sind als Gleitschütze aus Flußeisen ausgeführt; sie werden senkrecht vor der unter $50:1$ geneigten Mauer hinabgelassen und legen sich beim Aufsetzen mit keilförmiger Führung vor die Einlauftrichter. Ihre Betätigung erfolgt von der Mauerkrone aus durch Spindelantriebe, welche für eine Aufzugskraft von 25 t berechnet sind. Zwei Mann brauchen für den $2,3 \text{ m}$ hohen Hub etwa vier bis fünf Stunden. Eine Benutzung der Schieber im Betrieb war bisher nicht erforderlich. Sie schließen ziemlich dicht, indes sind die Notauslässe nicht durchaus trocken, obschon die Einlauftrichter auch mit aller Sorgfalt an die Putzschicht angeschlossen sind. Die Auslauföffnungen sind mit Basaltlavabogen verblendet.

Mauerkrone (Abb. 6). In Höhe der $7,15 \text{ m}$ weiten Ueberlaufgewölbe des mittleren Drittels ist zur Bekrönung der im Cyclophenverband aus Grünstein erbauten Mauer luftseitig in den beiden Flügeln ein Fries aus kleineren, nur $2,3 \text{ m}$ weiten Segmentbogen auf Konsolen ausgeführt. Die zwischen diesen drei Abschnitten hochgeführten beiden Schieberschachtvorlagen endigen in Kanzeln. Zu den erforderlichen Werksteinen wurde Kalkstein vom Padberg, der dem Grünstein im Aussehen ähnelt, aus dem einzigen in der Nähe hierfür verfügbaren Bruch verwendet. Dessen Leistungsfähigkeit reichte jedoch schon nicht mehr aus für die weitere Lieferung der über den Bogen unter dem Gelände auf Konsolen durchlaufenden Gurtgesimse. Rheinische Basaltlava war aber sehr viel teurer und zudem seinerzeit nach dem Rheinbruch der Franzosen auch gar nicht mehr zu beziehen. So ist schließlich für das durchlaufende Sperrmauergesims und die Brüstung Kunststein verwendet, der im Zechitwerk zu Bredelar nach Vorschrift des Bauamtes angefertigt wurde im Mischungsverhältnis von $0,7 \text{ Z} : 0,3 \text{ Tr} : 2,5 \text{ Quarz}$ und Grünstein (i. V. $1 : 2$) für den $2\frac{1}{2} \text{ cm}$ starken Vorsatzbeton und $0,7 \text{ Z} : 0,3 \text{ Tr} : 5 \text{ Hartgestein}$ für den Kern. Dieser Traßzusatz wurde gegeben, um den freien Kalk zu binden und das Ausblühen der Steine, welches an den Kraftwerkgesimsen gestört hatte, nach Möglichkeit zu verhindern. Die Kunststeinbrüstung gibt der Mauer einen ansprechenden Abschluß, sie hat sich bisher bewährt. Die Fußstege sind mit sogenannten Granitoidbordschwellen eingefast und mit Zechitplatten abgedeckt. Darunter liegen elektrische Leitungen zu Steckdosen neben den Aufzugwinden, die durch den Turbinestollen und den linken Schieberschacht in die Höhe geführt sind. Die Fahrbahn ist mit Basaltkleinpfaster aus Hessen-Nassau auf einer Betonabgleichung des Bruchsteinmauerwerks in Sandbettung befestigt. Sie ist zur Wahrung des guten Aussehens nach dem See entwässert und hat auf der Mauer einseitiges Gefälle nach

dort erhalten, nur an den Verbreiterungen der beiden Landanschlüsse befinden sich Wasserspeicher auch an der Luftseite.

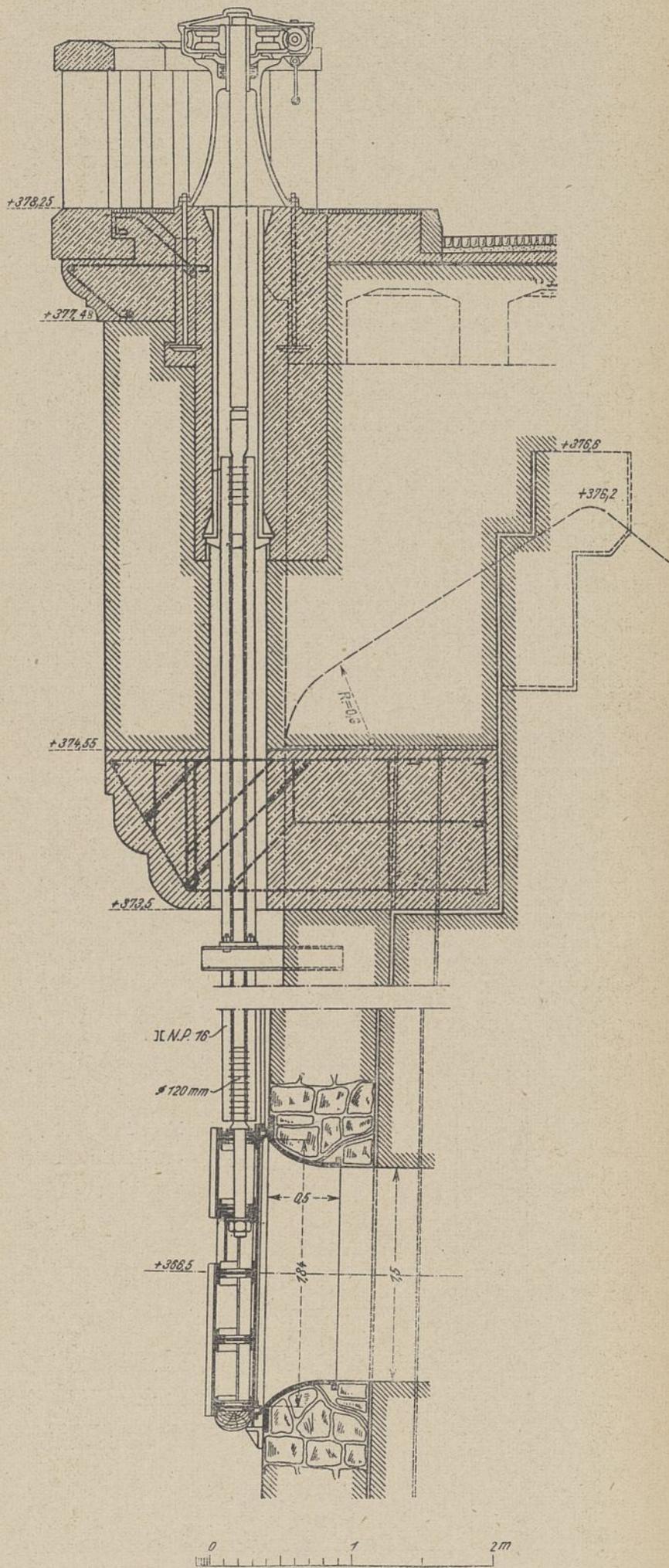


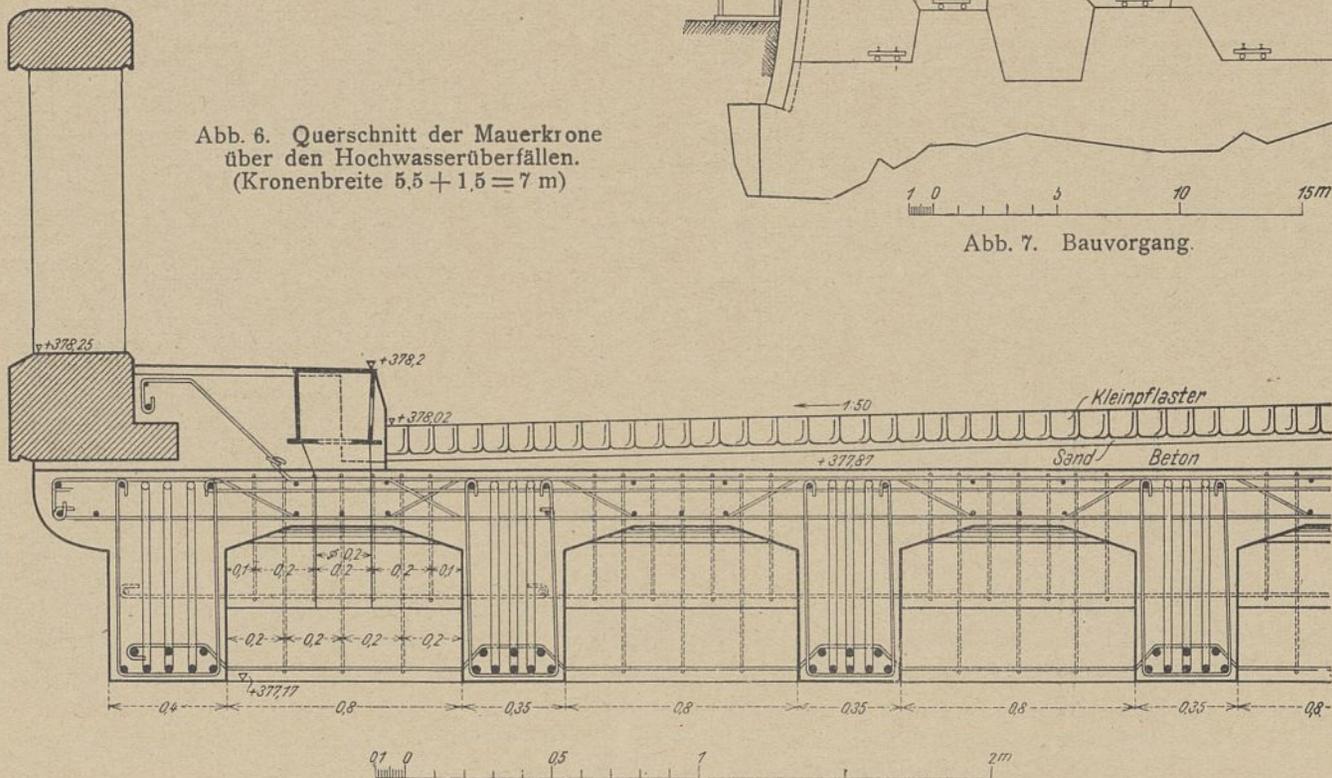
Abb. 5. Schnitt durch einen Notauslaßverschluß mit Spindeltrieb.

Baustelleneinrichtung (Tafel 2). Nur 240 m östlich der Mauer befand sich der Steinbruch auf dem Eisenberg mit zwei Sohlen 150 und 180 m über dem Tal. Ein Bremsberg führte die Bruchsteine am rechten Hang hinab unmittelbar bis neben die Mauer in die jeweils erforderliche Arbeitshöhe, nachdem sie zuvor im Bruch mit kräftigem Wasserstrahl gewaschen waren. Gearbeitet wurde dort mit Druckluftbohrung und Sprengstoff. Die Anlage war für eine Tagesleistung von 350 m³ eingerichtet, wurde aber schon vor dem Krieg bei zehn- und elfstündiger Arbeitszeit nur mit 240 m³ ausgenutzt. Etwa 100 m diemelabwärts führte ein zweiter Bremsberg parallel dem ersten vom Bruch die Schrotten hinab zu einem am Fuße des Hanges aufgestellten Steinbrecher und der darunter stehenden Sandmühle. Ein Schrägaufzug beförderte von dort den Sand quer durch das Tal zur Mörtelstation unterhalb des linken Hanges. Daneben stand der Zementschuppen; gegenüber, jenseits des Zufuhrweges vom Bahnhof, lagen die elf gemauerten Kalkgruben von je 100 m³ Inhalt, welche aus dem einige Meter höher gelegenen Kalklöschrührwerk von 3½ m Durchmesser gefüllt wurden. Neben den Kalkgruben lag der Traßschuppen.

Aus der Mörtelmühle fiel der fertige Mörtel in Muldenkipper und wurde am linken Talhang auf die Mauer befördert mittels eines Schrägaufzuges, der mit dem Wachsen der Mauer umgelegt und verlängert werden mußte. 1922 wurde auch am östlichen Hang am Fuße des Eisenbergs noch ein Schrägaufzug für den Beton eingebaut. Mit diesem wurde nach dem Abbruch des ersteren die Mauerkrone fertiggestellt. Die Verteilung der Baustoffe auf der Mauer erfolgte durch zwei von einem Hang zum andern laufende Fördergleise von 60 cm Spur, welche in etwa 40 m Abständen durch Drehscheiben miteinander verbunden waren. Auf dem wasserseitigen Gerüst lag ein drittes Gleis und, als die wachsende Mauer schmäler wurde, das zweite (Abb. 7). Die Gleise wurden um je 2,2 m gehoben und gleichzeitig auf den zuvor daneben hochgeführten Mauerabschnitt seitlich verschoben. Der Antrieb sämtlicher Maschinen und Aufzüge erfolgte durch einige zwanzig Gleichstrom-Motore. Die Antriebskraft hierfür lieferte bis 1920 eine 180 PS-Dampfmaschine und für den Kompressor zur Erzeugung der für den Steinbruch erforderlichen Druckluft eine 80 PS-Lokomotive. Mit dem Maschinenpark war zuvor bereits von derselben Unternehmung Liesenhoff-Dortmund die Möhnetalsperre erbaut worden. Seit 1920 wurde die Gleichstromdynamomaschine durch einen an das Fernnetz angeschlossenen 200 PS-Drehstrommotor erregt.

Bauausführung. Mit dem Aushub der Baugrube für die Sperrmauer wurde im Dezember 1912 begonnen. Im ersten Baujahr wurde die Diemel durch eine Holzrinne von 4 × 2 m Querschnitt, die mit 1:70 Gefälle auch ein Hochwasser abzuführen vermochte, über die Baugrube hinweggeführt, bis am rechten Hang die 1,35 m Grundablaßrohrleitung eingemauert war und das gewöhnliche Sommerwasser abführte, während das Hochwasser besonders zur Winterzeit durch den noch freien, überwölbten linken Grundablaßstollen abfloß. 1913 wurden mit Hilfe von 90 italienischen Bruchsteinmauern 23 000 m³ Mauerwerk geleistet und 1914 bis Mitte August noch 18 000 m³ in 100 Arbeitstagen bei zehnstündiger Arbeitszeit; dabei waren durchschnittlich rd. 350 Mann beschäftigt. Dann unterbrach

der Weltkrieg die Bauausführung. Als im Frühjahr 1919 die Arbeiten infolge der veränderten Verhältnisse auf Selbstkostenvertrag wieder aufgenommen werden sollten, mußten zunächst erst einmal die Gerüste und Geräte wieder instandgesetzt und Baracken zur Unterbringung der Arbeiter und einiger Angestellten errichtet werden. Außerdem fehlte es bei der Demobilisierung zunächst an allem, und die Beschaffung der Betriebs- und Baustoffe, darunter von Traß aus dem besetzten Rheinland, bereitete solche Schwierigkeiten, daß die Höherführung der Sperrmauer selbst erst im Mai 1920 wieder begonnen werden konnte. Die Zahl der Maurer ließ jedoch in diesen Jahren trotz mannigfacher dauernder Bemühungen ganz außerordentlich zu wünschen übrig. Zunächst mußte mit 20 Mann begonnen werden, und nur ganz vorübergehend waren es einmal 50, und zwar zusammen für die Sperrmauer, das Kraftwerk und die Talbrücke bei Heringhausen. Dabei waren die Nachkriegsleistungen der erst wieder an die harte Bruchsteinarbeit zu gewöhnenden Leute besonders anfänglich gering, so daß auf der Mauer 1920 bei nur noch achtstündiger Arbeitszeit lediglich rd. 7500 m³ Mauerwerk geleistet werden konnten. Zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit des Betriebes wurde 1920 die



Dampfzentrale stillgelegt und vermittels einer behelfsmäßigen Umformerstation durch einen elektrischen Anschluß an die Edertalsperre und zugleich noch an ein weiteres Ueberlandwerk ersetzt. Aber trotz dreifacher Reserven versagten infolge der verschiedenen Nachkriegsschwierigkeiten und der Ersatzstoffverwendung in den nächsten Jahren zuweilen alle drei Kraftzuführungen einschl. der Dampfreserve, für die Kohlen zur Zeit der Ruhrbesetzung schließlich kaum noch zu beschaffen waren. Ferner wirkten sehr hemmend auf den Fortgang der Arbeiten der Ausfall der italienischen Bruchsteinmaurer, der nach dem Krieg überaus groß bleibende Mangel an deutschen Maurern und deren Abneigung gegen die ungewohnte, schwere Bruchsteinarbeit, das Feierbedürfnis und die Streiklust der Leute, die großen Ernährungsschwierigkeiten auf der einsamen Baustelle und die Knappheit der Bau- und Betriebsstoffe. Der Zement war nur schwer zu bekommen, die Traßzufuhr wurde von den Franzosen schließlich ganz unterbunden und es mußte Linkkalk, der mehr in der Nähe erzeugt wurde, verwendet werden. Auch hemmten die ungünstigen Witterungsverhältnisse mit dem starken und ungewöhnlich lang anhaltenden Winter 1921/22 und dem folgenden nassen Sommer. Schließlich wurde der Arbeitsfortschritt behindert durch die ungewöhnliche Enge der Baustelle, auf deren bisherigen Lager- und Arbeiterwohnplätzen unterhalb von Sperrmauer und Kraftwerk seit August 1922 auch noch der Ausgleichweiher angelegt werden mußte (Abb. 8). Als sich im Jahre 1922 bei der allgemein wieder zunehmenden Bautätigkeit der Maurermangel immer unerträglicher gestaltete, wurde der Kern des oberen Teiles der Sperrmauer mit Hilfe von ungelerten Arbeitern betoniert. Dazu wurde von den Maurern, deren nur noch rd. zwanzig für die eigentliche Sperrmauer verfügbar blieben, nur jeweils Randmauern 1 m hoch aufgeführt und mit Zwischenmauern in etwa 10 m Abstand verbunden. Dann wurden die einzelnen Abschnitte vermittels Muldenkippwagen ausbetoniert und große Bruchsteine bis zu $\frac{1}{2}$ m³ in den Betonbrei geworfen. Auf diese Weise war es dann wenigstens möglich, die Mauer im Herbst 1922 bis auf die Höhe der Eisenbetonüberbrückungen der Ueberläufe und die Brüstungen hochzuführen und die Gesamtanlage bis zum Herbst 1923 im wesentlichen zu vollenden. Zum Schluß gab es infolge ungewöhnlicher Niederschläge am 11. Oktober 1923 mit 65 mm Regenhöhe im oberen Ittertal, als auch das linke Grundablaßrohr bereits eingemauert war, noch eine letzte Unterbrechung; das Wasser staute sich am 12. Oktober in $1\frac{1}{2}$ Tag 11 m hoch hinter der Sperrmauer mit fast 1 Mill. m³. Dadurch verzögerte sich der Abbruch des großen wasserseitigen Gerüsts und der Bau der Einlaufbecken, und es konnte infolgedessen erst am 24. November 1923 mit dem Anstauen begonnen werden. Dann stieg das Wasser aber so langsam, obschon zunächst nur rd. $\frac{1}{2}$ m³ abgelassen wurde, daß es sich in 10 Tagen kaum um $7\frac{1}{2}$ m anstaute mit rd. $\frac{1}{4}$ Mill. m³. Am 27. März 1924 war das Becken zum erstenmal gefüllt und die Sperre begann überzulaufen.

Messungen. Das Verhalten der Mauer wird ständig beobachtet. Nach den bisherigen Messungen hat sich in den sechs für die Druckfeststellung im Mauerwerk angesetzten Rohren kein Druck gezeigt, ebenso wenig in drei von den 21 auf der Sohle aufgesetzten Sohlenwasserdruckmeßrohren. Dagegen war in acht von ihnen zeitweise ein schwacher Druck von nur $\frac{1}{4}$ bis etwa 3 m Wassersäule, d. h. bis zu 0,3 Atm. bei ziemlich gefülltem Becken vorhanden. Nur in elf Rohren zeigte sich dauernd ein Auftrieb und zwar in den wasserseitig gelegenen bei überlaufender Mauer am linken Hang von höchstens dem halben Wasserdruck oder annähernd bis zu 2 Atm. Dieser Sohlenwasserdruck nahm aber nach der Luftseite hin bis auf $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{20}$ Atm., und in verschiedenen Rohren bis auf 0 ab.

Die acht Quellrohre tropfen zum Teil nur schwach und haben im allgemeinen nur 0,1 bis 0,2 l/min. gebracht, nur ein Rohr am Eisenbergfuß bis zu $7\frac{1}{2}$ l/min.

Ein wenig ergiebiger sind die zwischen den Stollen verlegten Sohlendrainagen, aber auch von ihnen brachte selbst bei gefülltem Sperrsee noch keine mehr als rd. 10 l/min., die meisten noch nicht die Hälfte und einige nur 2 l. Mehr Wasser lieferten die Hangdrainagen, und zwar im Höchstfalle.

(von der Wasser- zur Luftseite) Nr.	1	2	3	4
am 29. März 1924 bei + 376,32 m Wasserstand				
im linken Stollen	120,0	42,0	22,1	0,85
im rechten Stollen	46,7	6,0	2,0	0,04
dagegen				
am 31. Dez. 1924 bei + 365,56 m Wasserstand				
im linken Stollen	12,6	2,0	0,76	0,05
im rechten Stollen	7,5	2,75	0,46	0,03

Es zeigte sich also auch hier eine sehr starke Abnahme von der Wasser- zur Luftseite. Die acht vertikalen Mauerdrainagen bleiben fast ständig unter 1 l/min. Nur wenn die Sperre überlief, steigerte sich ihre Wasserführung, und zwar auf der Wasserseite bis zu 4 und 6 l/min. und auf der Luftseite zugleich ausnahmsweise einmal auf 15 und 21 l/min., während sie sonst zuweilen nur tropfen.



Abb. 8. Blick von der Mauer auf die Baustelle des Ausgleichweihers am 14. April 1923.

Die Wasserdichtigkeit der Mauer gegen den Sperrsee hat sich also gut bewährt.

Auch ihre Durchbiegungen sind nur gering. Sie werden mit Hilfe zweier über die Mauer gelegter Visierlinien beobachtet, und zwar in der Mauermitte luftseitig und über den beiden äußeren Ueberlauföffnungen wasserseitig. Im Bogenscheitel sind bei ziemlich gefülltem Becken im allgemeinen 4 mm gemessen, beim Ueberlaufen am 29. März 1924 $5\frac{1}{2}$ mm und an den beiden Drittelpunkten meist nur 1 bis 2 mm. Die größte positive Durchbiegung betrug am 18. April 1925 in der Mitte 10 mm und neben den Kanzeln $4\frac{1}{2}$ und 5 mm, dagegen die größte negative, wasserwärts gerichtete, am 8. August 1925 in der Mitte noch + 5 mm, aber links - 2 und rechts - $1\frac{1}{2}$ mm.

III. Nebenanlagen.

Randwege (Abb. 9). Durch den Bau der Sperrmauer wurde die im Diemeltal entlang führende Landstraße, welche das Waldeckische Hinterland mit dem Bahnhof Bredelar verbindet, unterbrochen und mußte über die Mauer hinweg geführt werden. Die neue Straße beginnt 850 m unterhalb im Dorf Helminghausen und führt von hier am linken Talhang bei dem Sperrhaus auf die Mauer. Sie überbrückt die Ueberläufe und zieht sich oberhalb am Hang des Eisenberges und des Muffert etwa 2,0 bis 7,3 m über Stauziel am Seeufer hin und mußte zum größten Teil aus dem Fels herausgesprengt werden. 3 km oberhalb führt sie durch Heringhausen, durchquert dort das Dorfbachtal auf hohem Damm, überschreitet $\frac{1}{2}$ km oberhalb am Fuße des Rasenbergs auf einer Talbrücke den See und mündet kurz dahinter nach $4\frac{1}{4}$ km in die alte über Stormbruch ins Waldeckische Upland führende Straße. Die Kronenbreite beträgt 6,5 m, davon sind 4 m chaussiert. Diemelauwärts ist oberhalb der Talbrücke auf dem rechten Ufer nur ein 5,5 m breiter unbefestigter Randweg nach Giebringhausen erbaut, von dem am oberen Seeende das linke Ufer durch eine bei Heringhausen abgebrochene eiserne Straßenbrücke zu erreichen ist. Von hier ist auf dem westlichen Ufer bis zur Heringhauser Brücke nur ein schmaler Fußweg angelegt. Dagegen führt von der Stormbrucher Straße ein stellenweise auf 3 m Breite befestigter 4,5 bis 5,0 m breiter Randweg weiter diemelabwärts und um den Ittertalarm herum bis zur Sperrmauer,

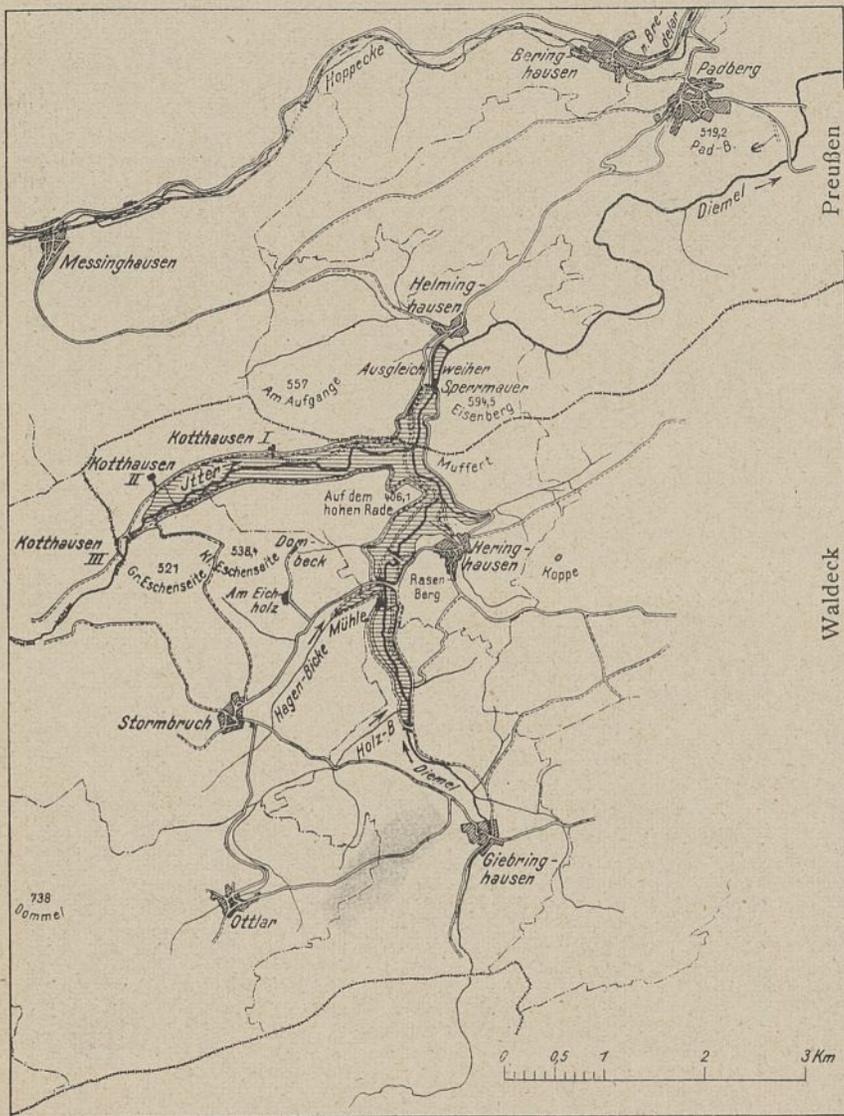


Abb. 9. Uebersichtsplan des Diemelsammelbeckens.

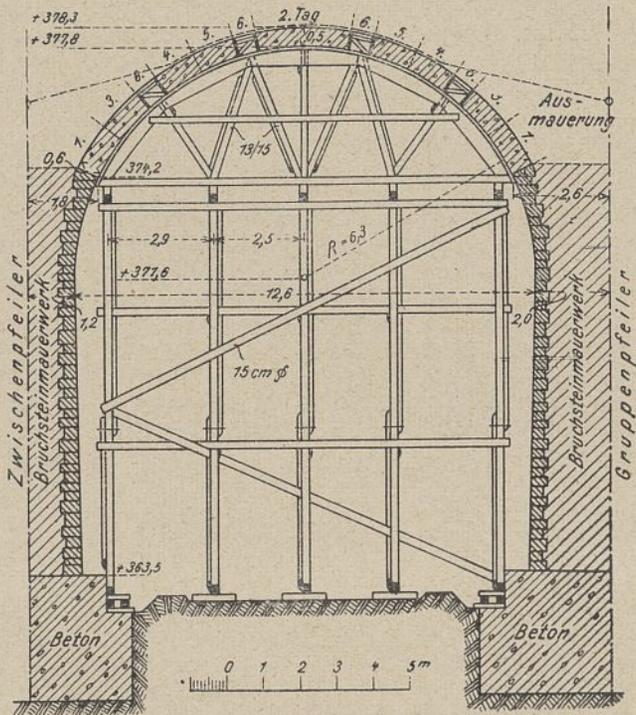


Abb. 11. Lehrgerüst und Gewölbeeinbau der Brücke bei Heringhausen.

als Ersatz für die im Diemel- und Ittertal unter Wasser gesetzten Wirtschaftswege. Die Randwege sind je nach Erfordernis durch Schutzsteine oder durch Geländer gesichert; die Eisenbetonpfosten dazu wurden auf der Baustelle gestampft und die Ausschuß-Siederohre in einem Inertolbad mit einem Rostschutzüberzug versehen.

Talbrücke. Die Straßenbrücke bei Heringhausen ist nicht im Zuge der alten Straße nach Stormbruch erbaut, sondern, um etwa $\frac{1}{2}$ an Bauwerkslänge zu ersparen, an einer Engstelle rd. 300 m talaufwärts. Die Fahrbahnbreite auf der Brücke beträgt 5 m und die Fußwegbreite auf jeder Seite 0,5 m zwischen den massiven Geländern.

Einer massiven gewölbten Brücke (Abb. 10) wurde der Vorzug gegeben, weil ihre Ausführung an der entlegenen Baustelle die geringsten

Schwierigkeiten bereitete und weil sie sich am besten in das Landschaftsbild einfügte. So wurden aus Schönheitsgründen sieben Halbkreisbögen von 12,6 m Lichtweite gewählt, die durch zwei Gruppenpfeiler in 2 + 3 + 2 Öffnungen unterteilt wurden. Das Bauwerk ist 113,5 m lang und erhebt sich rd. 17 m über Talsohle. Die Fahrbahn liegt rd. 3 m über Stauspiegel bei gefülltem Becken; ist dieses dagegen bis auf den eisernen Bestand geleert, so stehen die Pfeiler vollständig frei. Die Fahrbahn, welche mit Basaltkleinpfaster auf einer 15 cm starken Magerbetonschicht befestigt ist, entwässert in Einfallschächte auf beiden Seiten durch sämtliche Gewölbescheitel, die Ueberschüttung dagegen auf der Betonausgleichsschicht durch Wasser-speier über den Pfeilern. Zur Abdichtung der Gewölbe, Pfeiler und Stirnmauern sind Asphaltfilzplatten heiß aufgeklebt.

Für den Einbau der sieben Gewölbe (1919 und 1920) sind nur zwei Lehrgerüste gebraucht. Der Beton wurde zwischen der Werksteinverkleidung in sechs Tagesabschnitten (Abb. 11) eingestampft im Mischungsverhältnis 1 : 2 $\frac{1}{2}$: 3 $\frac{1}{2}$. Zur Ausrüstung der sieben Lehrgerüstbinder auf dem 11 m hohen Unterbau sind einfache, aus Tannenholz geschnittene Holzschemel benutzt. Zum Absenken wurden deren Auflagerflächen durch seitliche schräge Sägeschnitte verkleinert; es genügte aber schon ein Schnitt, um die Lehrgerüste freizubekommen. Die Gewölbesenkungen betragen allerdings auch nur 2 bis 5 mm, dagegen hatten sich die Lehrgerüste beim Betonieren der Gewölbe vier Wochen zuvor schon um 2 bis 3 cm gesetzt. Vier Wochen nach dem Ausrüsten zeigten sich keine weiteren Senkungen.

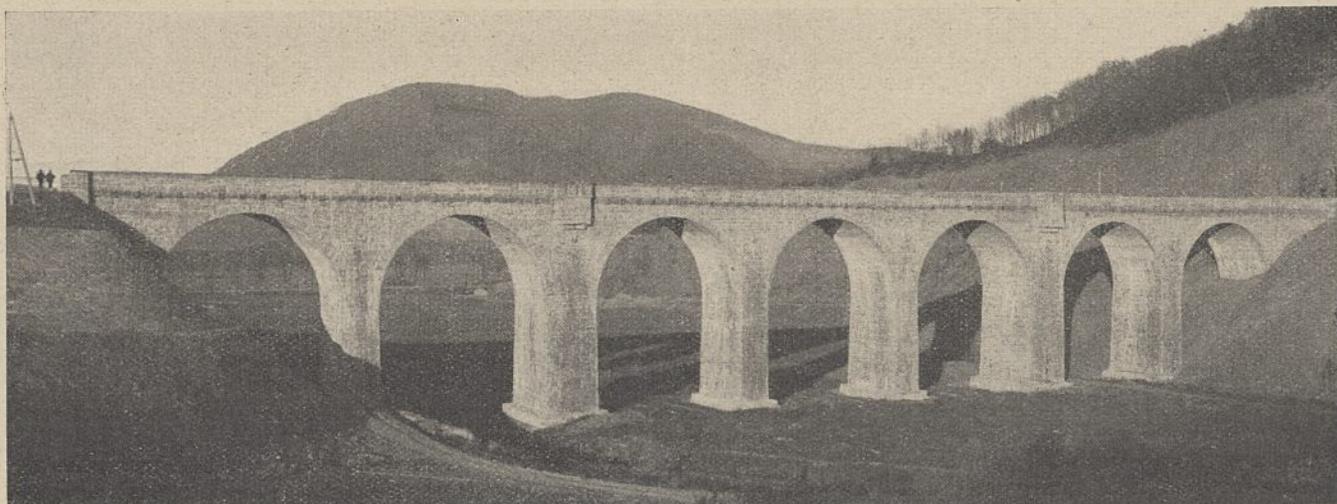


Abb. 10. Talbrücke bei Heringhausen.

Die Pfeiler sind im Gegensatz zu den Gewölben aus Kalksteinmauerwerk hergestellt, wobei die Außenflächen aus auf der Baustelle ausgesuchten und winklig behauenen Steinen verschiedenster Schichthöhen mit springenden Fugen in unregelmäßigem Verband aufgeführt sind, das Innere dagegen aus den übrigen Bruchsteinen. Die Steine wurden zum größten Teil aus den zwischen Heringhausen und Rhenege gelegenen Brüchen gewonnen und, soweit diese nicht reichten, aus Padberg zwischen Helminghausen und Bredelar. Nur für das Gurtgesims in Fahrbahnhöhe und die Abdeckplatten der massiven Brüstung ist Basaltlava verwendet; diese Werksteine waren aber im wesentlichen schon 1914 aus Andernach bezogen.

Die Brücke wirkt durch ihre wichtige Erscheinung. Außer dem Gesims sind nur noch flache Kanzeln über den Gruppenpfeilern mit schmalen Austritten im Bürgersteig ausgeführt, im übrigen beleben nur noch die Wasserspeier die Stirnfläche.

Mit der Gründung der ersten Pfeiler war 1914 begonnen, 1919 wurden die Arbeiten wieder aufgenommen und bei der außerordentlichen Maurerknappheit erst mit der Sperrmauer 1923 vollendet. Die Kosten waren zu 133 500 RM veranschlagt, der Ausführungspreis ist infolge der Inflation nicht bestimmbar.

Die Betonfundamente der Zwischenpfeiler reichen im allgemeinen nur bis in den oberen, verwitterten Tonschiefer hinab, die Widerlager an den beiden Hängen jedoch bis auf den gesunden, festen Fels. Am rechten Hang ist die Straße mit einer rd. 20 m hohen steilen Böschung vor der Brücke aus dem Rasenberg herausgesprengt. Der linke Hang erwies sich bei der Ausführung als weniger fest, er war von lehmigem Boden überlagert, so daß die anschließende Dammschüttung hier durch einen rd. 16½ m hohen, befestigten Böschungskegel geschützt werden mußte, dessen untere 9 m aus einer 1,2 bis 0,7 m starken, mit Kalkstein abgeplatterten Tonschieferpackung bestehen, während sich darüber hinter einer 1 m breiten Berme eine einfache Kalksteinpackung von rd. 7½ m Höhe anschließt. Eine Verlängerung der Widerlagerflügel um etwa 5 m, die nachträglich nicht mehr auszuführen war, wäre an sich zweckmäßiger und billiger gewesen.

IV. Kosten.

Der Bau des Diemel-Sammelbeckens mit seinen Nebenanlagen war auf 4,85 Mill. Mark veranschlagt. Danach stellen sich die Kosten für 1 m³ Staubecken-Inhalt auf 0,24 Mark. Wie hoch sie sich in Wirklichkeit belaufen, läßt sich nicht angeben, weil die Bauausführung zum großen Teil in die Inflationsjahre gefallen ist und die Gesamtkosten deshalb nicht festzustellen sind.

V. Kraftwerk.

Zur Ausnutzung der in den Wassermassen hinter der Sperrmauer aufgespeicherten Energie ist ein Kraftwerk erbaut (Abb. 12). Dieses liefert für das 60 KV Fernleitungsnetz der preußischen Kraftwerke

Oberweser A.-G. den sogenannten Blindstrom für den von den Hauptkraftquellen entfernteren nordwestlichen Teil und Arbeitsstrom besonders von 24 KV für das Netz des Elektrizitätsverbandes Büren-Brilon und von 8 KV für das Netz des waldeckischen Kreises des Eisenbergs. Dazu war ein großes Umspannwerk erforderlich. Dieses ist wegen des beschränkten Platzes in einem viergeschossigen, über 25 m hohen Schaltheus von rd. 340 m² Grundfläche untergebracht worden. Das eigentliche Kraftwerk birgt der Vorbau. Das ganze Gebäude hat rd. 590 m² Grundfläche, liegt unmittelbar unterhalb der Sperrmauer, nur durch einen schmalen Lichtschacht von den Sturzbecken und den mittleren Abflußbecken getrennt, während die Verlängerung des linken Grundablaßstollens mit dem Turbinenzuflußrohr noch mit überbaut ist. Der elektrische Strom wird hier mit 8 KV erzeugt und in 24 und 60 KV sowie in 220 V für Helminghausen und 120 V für den Eigengebrauch umgeformt.

Das Schaltheus (Abb. 13) ist in seinen drei unteren Geschossen der Länge nach durch eine Brandmauer geteilt, auf deren südlicher Seite, abgesehen von beiden 24/8 KV Transformatoren, von je 750 KVA, nur die 60-KV-Anlage untergebracht ist, und zwar im 5 m hohen Keller-geschoß neben dem Lichtschacht die drei 60/24-KV-Transformatoren, einer von 2500 und 2 von 1000 KVA, im Erdgeschoß deren Oelschalter, im ersten Stock die Sammelschienen und im zweiten Obergeschoß der Freileitungsüberspannungsschutz und die Einführung und Ausführung der Leitungen. Auf der kleineren Nordseite befinden sich die übrigen 24- und 8-KV-Anlagen, ein Gleichstromerregter mit Akkumulatoren-Batterie für die Notbeleuchtung und die Betätigungsschaltwand für die offen davor liegende Maschinenhalle. Ein längs der Süd-wand des Schaltheuses verfahrbarer 18-t-Halbtorkran hebt die auf der Landstraße ankommenden Transformatoren von dem Kesselwagen und setzt sie vor ihre Zellen in den Lichtschacht. Werden sie von dort in die daneben liegende Instandsetzungszelle gebracht, so können ihre Kerne durch einen darüber im Erdgeschoß verfahrbaren Flaschenzug von 8 t Hubkraft herausgehoben werden. Auf dem gleichen Wege werden auch die Oelschalter in das Erdgeschoß geschafft. Zur weiteren Hinaufbeförderung der Apparate in das zweite Obergeschoß ist eine Bockwinde von 3 t Hubkraft im Dachgeschoß neben der obersten Luke aufgestellt. In allen 3 Zwischendecken sind zur Hinaufbeförderung der Apparate mit eisernen Klappen verschlossene Durchbrüche angebracht.

In dem Kraftwerk stehen zwei Francis-Spiralturbinen von Amme, Giesecke und Konegen mit zwei direkt gekuppelten Siemens-Schuckert-Drehstromgeneratoren von je 660 KVA und einer Maschinenspannung von 8 KV. Diese beiden Turbinen arbeiten mit einem Höchstgefälle von 34,7 m und einem Wasserverbrauch von je 2000 L/sek.; sie können sich dem Sinken des Seewasserspiegels anpassen, bis der See auf den eisernen Bestand entleert ist, d. h. bis zu einem Gefälle von 21,3 m. Das mittlere Gefälle beträgt also 28 m. Neben der Maschinenhalle liegen in seitlichen Anbauten die Werkstatt und Aufenthaltsräume, darunter Lagerräume und der Heizkeller

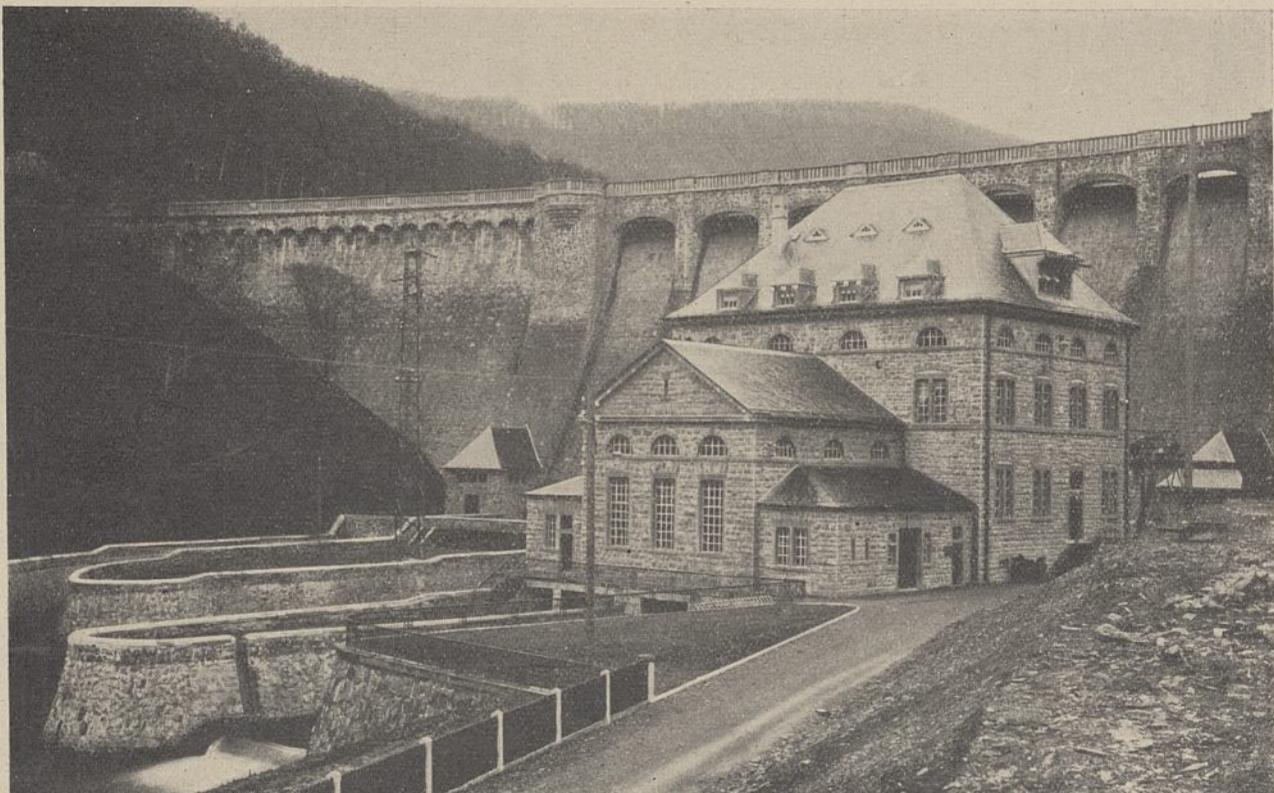


Abb. 12. Kraftwerk und Sperrmauer von der Luftseite

mit der Niederdrucksdampfheizungsanlage sowie die Turbinenrohrekeller (Tafel 1, Abb. 3).

Die Umfassungsmauern — im Keller 90, im Dachgeschoß noch 60 cm stark — sind aus Beton gestampft hinter einer 25—35 cm starken Verblendung aus Kalkstein von dem nahegelegenen Padberg. Die Steine sind, wie die Bänke des Bruches sie ergaben, in Schichthöhen von 14—40 cm, nur hammerrecht bearbeitet und mit stellenweise stärkeren Bossen in unregelmäßigem Verband versetzt. Für die Fenstereinfassungen und die stark profilierten Gesimse sind vom Zechitwerk in Bredelar gelieferte Kunststeine mit einem Syenit-zusatz zum Vorsatzbeton, durch den das Aussehen belebt wurde, verwendet. So hebt sich der Hochbau wirksam von der massigen Sperrmauer ab und paßt sich ihr doch gleichzeitig auch gut an. Die Zwischendecken, für Nutzlasten von 500—1100 kg/m² sind aus Eisenbeton hergestellt, ebenso der Dachstuhl über dem zweiten Obergeschoß, in welchem für die Hörnerblitzschutzapparate eine lichte Höhe von 6 m und eine feuersichere Bedachung verlangt waren. Für die Fensterscheiben ist aus betrieblichen Rücksichten undurchsichtiges, rauhes Klarglas verwendet. Unter den einzelnen Apparaten sind in den Zwischendecken Oelauffanggruben angeordnet; von ihnen führen Oelabflüsse, teilweise innerhalb der Wände, zu dem bis in das Grundwasser hinabreichenden betonierten Oelsammelschacht im Lichthof vor den Transformatorenzellen. Die Belüftung der an dem Schacht liegenden Zellen findet unter den Türschwelle hindurch statt, während die Entlüftung durch elektrische Ventilatoren über den Türen erfolgt. Nur der 60/24-KV-Transformator von 2500 KVA wird mit Wasser aus dem Turbinenzuflußrohr gekühlt, durch dessen Stollen auch das Kühlwasser in den Ausgleichweiher abgeführt wird. In diesen mündet auch die Sammelleitung der unter den Kellerräumen verlegten Drainagen. Die Ausmündungen sind mit Rückstauklappen versehen. Zur Ausführung aller Eisenbetonarbeiten mußten die ländlichen Arbeiter zumeist erst von der Bauaufsicht angelehrt werden. Nachdem dies mit Erfolg geschehen war, wurde auch das Maschinenhallendach in Eisenbeton ausgeführt. Diese 10 m breite Halle überspannt ein 13-t-Laufkran, mit dessen Hilfe die Maschinen eingebaut worden sind. Der Fußboden ist in den Haupträumen aus Steinholz hergestellt, im Keller und in den Obergeschossen aus Zementestrich. Das Treppenhaus und sämtliche Räume des Schalthauses sind durch feuersichere eiserne Türen abgeschlossen, und an den Enden der einzelnen Zellengänge sind Notauslässe eingebaut, so daß im Gefahrfall von jeder Stelle aus entweder das feuersichere Treppenhaus oder eine an der entgegengesetzten Hausecke außen angebrachte Notleiter erreicht werden kann. Die Eindeckung ist mit Schieferplatten ungleicher Größe kunstgerecht in altdeutscher Deckung erfolgt.

Das Kraftwerk war zu 420 000 Mark Friedenspreis veranschlagt. Die Bauausführung erfolgte auf Selbstkostenvertrag und fiel in die Inflationsjahre. Die Betriebseinrichtungen wurden vom Staatlichen Elektrizitätsamt Cassel ausgeschrieben. Die Einrichtung wurde von Voigt & Haefner, Frankfurt a. M., geliefert. Das Umspannwerk wurde zuerst fertig und ist schon im August 1922 in Betrieb genommen. Das Kraftwerk dagegen kam erst im März 1924 in Betrieb.

Die Anlagen arbeiten zur vollen Zufriedenheit. Die Turbinen haben an Stelle der ursprünglich erwarteten 2 Mill. K.W.St. im ersten Betriebsjahr schon über 3 Mill. K.W.St. geliefert.

VI. Ausgleichweiher.

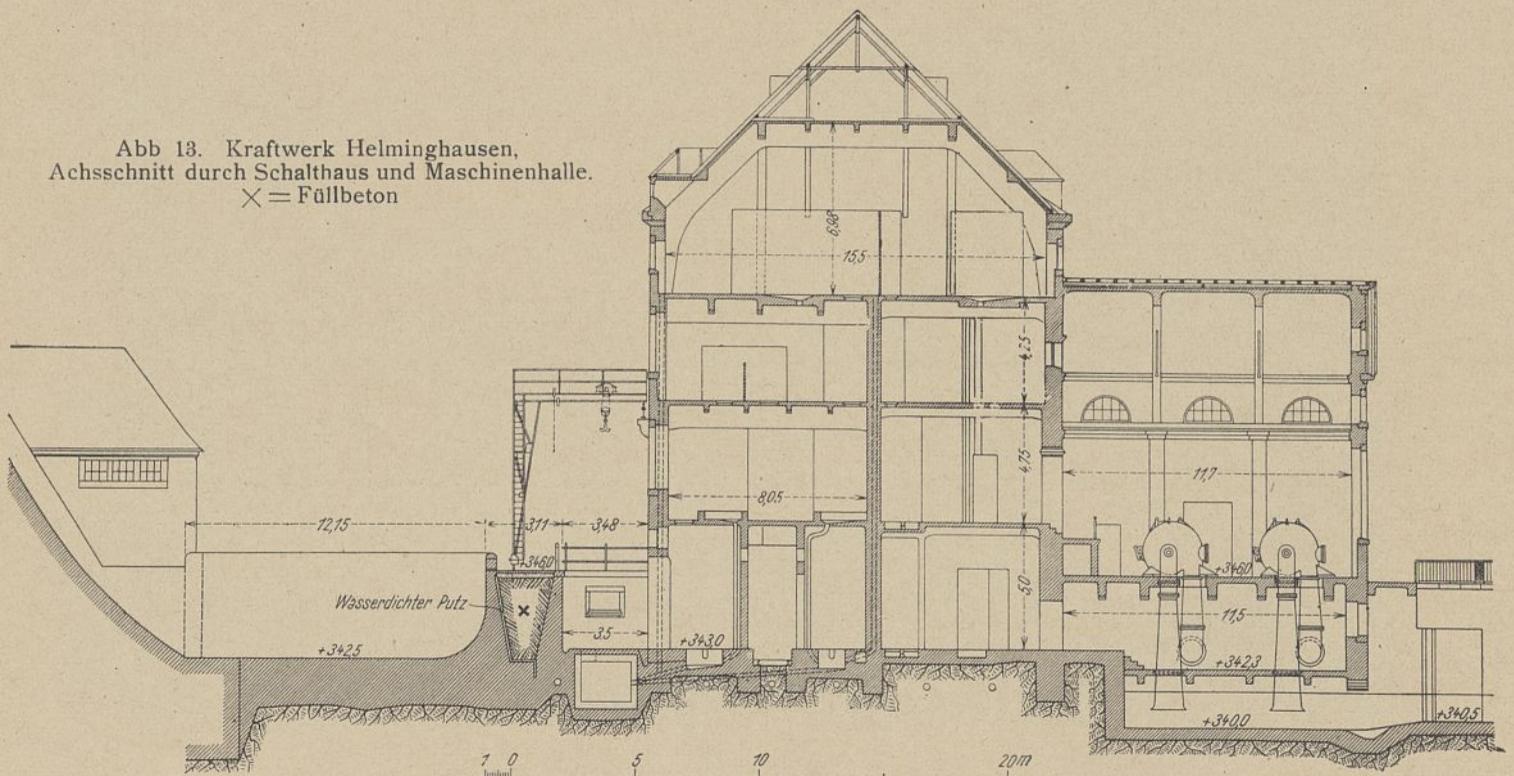
Um die Wasserkraftausnutzung wirtschaftlich gestalten zu können, d. h. um jeweils nur für die Stunden des größten Bedarfs bei entsprechend erhöhtem Wasserverbrauch Kraft zu erzeugen, war ein Ausgleichweiher erforderlich, der die ungleichmäßige Wasserabführung aus den Turbinen auszugleichen hat. Diese beträgt bei voller Beaufschlagung der beiden Turbinen 4 m³/sek., während in den Unterlauf der Diemel im allgemeinen nur 1 m³ abgegeben werden muß. Aus betriebstechnischen Rücksichten ist der Weiher unmittelbar unterhalb des Kraftwerks angelegt worden.

Sollten die Turbinen im ungünstigsten Falle nur einmal während des Tages in Betrieb genommen werden, so müßten sie unter den gegebenen Verhältnissen $\frac{1}{4}$ Tag laufen, um die den Unterliegern während des ganzen Tages zustehende Wassermenge zu liefern. Der Weiher müßte somit $\frac{3}{4}$ von deren Tagesbedarf aufspeichern können, das sind 64 800 m³. Annähernd hat er diesen Inhalt bekommen. Dabei war die Stauhöhe beschränkt durch die Rücksicht auf die Entwässerung der beiden auf N.N. + 342 gelegenen Sperrmauerstollen und die auf gleicher Höhe gelegenen Keller im Maschinen-Wohngebäude (zuvor Bauamt), die Weihertiefe aber durch den in der Talsohle anstehenden Fels und die Größe durch das verfügbare Gelände. So ist die normale Spiegelhöhe auf N.N. + 341,50 gelegt und die Sohle fällt von N.N. + 340,5 am oberen Einlauf bis auf N.N. + 338,0 vor dem Auslaßwehr.

Die Ufer des Weihers sind bei zweifacher Böschung bis $\frac{1}{2}$ m über Wasserspiegel durch Steinpackung gesichert und darüber bei $1\frac{1}{2}$ facher Böschung mit Rasen abgedeckt bis zur Randweghöhe auf N.N. + 343,5 (bis 344,5). Den unteren Abschluß bildet ein Damm von 5 m Kronenbreite und 3fachen Außenböschungen, der auf der Innenseite eine 1,2 bis 0,8 m starke Schale aus Lehm erhalten hat, wie er in den Aushubmassen enthalten war. Im ganzen waren 42 000 m³ Boden auszuheben, davon mußten in Ermangelung anderweitiger Unterbringungsmöglichkeit 17 000 m³ durch den linken Grundablaßstollen der Sperrmauer in das Sammelbecken geschafft und dort auf der Talsohle abgelagert werden.

Zur Regelung des Wasserabflusses ist ein Auslaßwehr eingebaut. Dieses muß einmal den gewöhnlichen Bedarf von 1 m³/sek. ständig ablassen und andererseits auch die größte Hochwassermenge von 114 m³/sek. unschädlich abführen können, wenn diese wirklich einmal ganz ausnahmsweise bei gefülltem See über die Sperrmauerüberläufe zum Abfluß gelangen sollte (Abb. 14). Um beide Aufgaben mit möglichst geringen Anlage- und Bedienungskosten in einfachster Weise betriebssicher zu erfüllen, sind die Einrichtungen für die Abführung der Klein- und der Hochwassermengen in dem Auslaßwehr voneinander getrennt. (Eine selbständige Regelung des Abflusses wie an der Edertalsperre durch einen elektrischen Antrieb ist hier nicht gewählt, weil die maschinelle Ausrüstung teuer und sehr empfindlich ist.) Bei den vor-

Abb 13. Kraftwerk Helminghausen, Achsschnitt durch Schalthaus und Maschinenhalle. X = Füllbeton



liegenden örtlichen Verhältnissen hat es sich ermöglichen lassen, alle mit einer dauernd zu betätigenden Regelung versehene, verwickeltere Auslaßvorrichtungen zu vermeiden und statt dessen nur einen einfachen Grundablaß mit einem 1 m hohen Schützverschluss, der einen Spindeltrieb mit Zeigervorrichtung besitzt, einzubauen. Die zur besseren Regelung des Abflusses nur 0,6 m breite, also verhältnismäßig schmale, aber möglichst tief unter Wasserspiegel gelegte Durchflußöffnung bedarf nur einer Einstellung, um im Mittel durchschnittlich 1 m³/sek., wie vorgesehen, abzulassen, zumal, wenn der Weiherspiegel nicht zu tief absinkt; andernfalls könnte die abfließende Wassermenge bei unveränderter Schützvorrichtung schließlich zu klein werden. Dieses steht aber hier nicht zu befürchten, weil die Turbinen nicht nur täglich einmal in Betrieb gesetzt werden, sondern des öfteren, sei es zur Erzeugung von Blindstrom oder von Spitzenkraft. Die Kleinwasserabflußregelung ist in dem Widerlager des Hochwasserwehres als Umlauf eingebaut, und zwar bei den verhältnismäßig geringen Anlagekosten sogleich auf beiden Seiten. Das hat den Vorteil, daß man beide Oeffnungen zugleich in Betrieb nehmen kann, was dann besonders erwünscht ist, wenn man nicht nur 1 m³, sondern eine mehrfache Wassermenge möglichst beruhigt

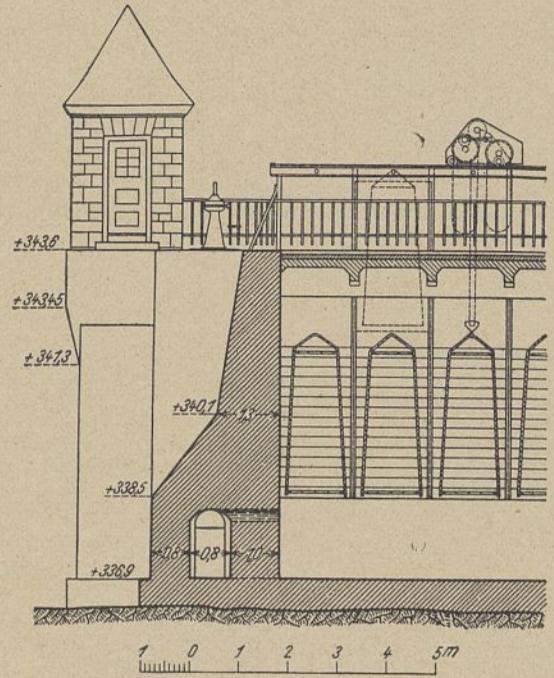


Abb. 14b. Querschnitt durch das Auslaßwehr.

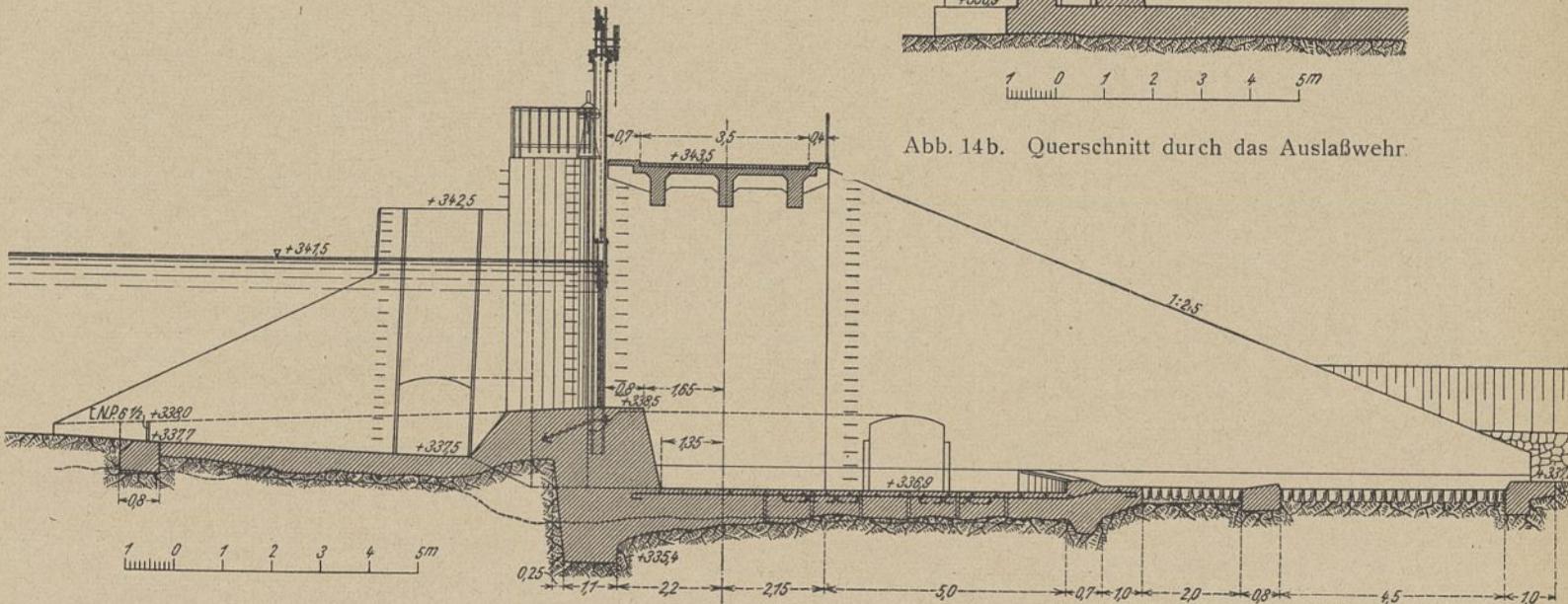


Abb. 14a. Längsschnitt durch das Auslaßwehr.
Im Einlauf ist der Schnitt durch den seitlichen Zulauf zu dem Umlaufkanal geführt.

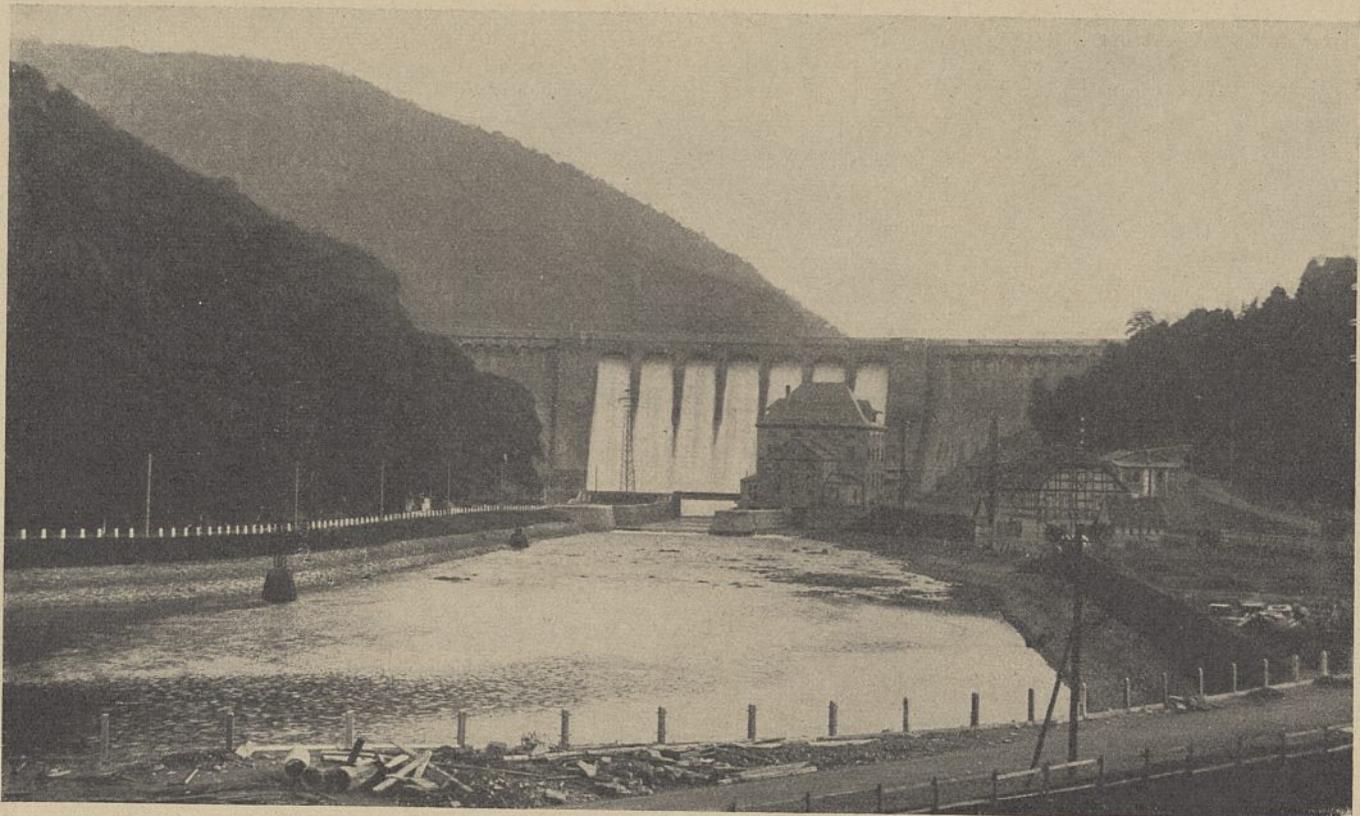


Abb. 15. Ausgleichweiher, Kraftwerk und überlaufende Sperrmauer, am 6. September 1924.

ablassen will. Hierzu bietet sich aber öfter Gelegenheit, denn der Abfluß beträgt im Jahresmittel annähernd $2 \text{ m}^3/\text{sek}$. Es können aber ohne Anspannung des Weiherstauspiegels durch beide Umläufe bis zu $6\frac{1}{2} \text{ m}^3/\text{sek}$. abgelassen werden bei 1 m Schützhöhe. Um größere Mengen abgeben zu können, wenn man sich noch Stauraum im Talsperrensee offen halten will, oder wenn die Ueberläufe in Tätigkeit treten, muß das Hochwasserwehr geöffnet werden. Dieses tritt aber nur selten ein und ist stets genügend lange vorzusehen. Das Hochwasserwehr ist deshalb ebenfalls in einfachster Weise ausgebildet als Schützenwehr mit 7 Oeffnungen von je 1,55 m Breite zwischen festen Griesständern. Die Krone der Ueberfallsschwelle liegt 3 m unter Normalstau. Dabei kann die höchste Hochwassermenge von $114 \text{ m}^3/\text{sek}$. ohne schädliche Erhöhung des Stauspiegels durch den Weiher abfließen. Die Griesständer sind unten fest in den Wehrrücken eingespannt und lehnen sich oben gegen eine die Wehröffnung als Eisenbetonplattenbalken überspannende Fahrwegbrücke, die für die Holzabfuhr eingebaut werden mußte. In Höhe von $1\frac{3}{4}$ m über dem Fahrweg läuft auf einer die Köpfe der Griesständer verbindenden und auf zwei U-Eisen befestigten Fahrbahn eine Laufkatze, in welcher die durch eine endlose Kette von Hand zu bedienende Schütztafelwinde mitsamt dem Kettenkasten eingebaut ist. Zur Erhöhung der Betriebssicherheit ist nachträglich noch eine zweite Winde mit elektrischem Antrieb beschafft und so eingerichtet, daß damit die Schütztafeln für alle Fälle auch gegen Wasserdruck geschlossen werden können; im allgemeinen ist dies aber nicht erforderlich. Für den Fall, daß die Schütze ausnahmsweise nicht rechtzeitig gezogen werden, kann auch ein mittleres Hochwasser unschädlich über sie hinweg abfließen. Das Wehr ist in Stampfbeton ausgeführt und auf dem festen Tonschiefer gegründet, die Seitenmauern sind mit Grünstein verkleidet. Der Einlauf zum Wehr ist unter Wiederverwendung des daneben aus dem Diemelbett ausgehobenen Kieses mit einer zum Wehrrücken unter 1:20 ansteigenden Betonsole versehen. In dieser sind an beiden Seiten vor den Umläufen Zulaufkanäle ausgespart, welche zu deren Einläufen trichterförmig abfallen und sich dabei verengen. Zur vorübergehenden Außerbetriebsetzung eines Umlaufes können sie bei abgelassenem Weiher

durch Dammbalken an ihrem oberen Ende abgeschlossen werden, ohne daß dadurch der ständige Abfluß von $1 \text{ m}^3/\text{sek}$. durch den gegenüberliegenden Umlauf behindert wird. Außerdem kann jeder Umlauf bei längerer Ausschaltung an seinen beiden Ausmündungen durch Dammbalken gesperrt und ausgepumpt werden. Das Sturzbecken ist mit Rücksicht auf die vielen sehr feinen Felsspalten, die der Untergrund hier aufwies, mit einer Eisenbewehrung versehen. Außerdem sind in die Sohle Gasrohrabschnitte einbetoniert, um jede Auftriebsgefahr zu beseitigen.

Unterhalb der Umlaufausmündungen wird der Abfallboden durch eine niedrige Ueberfallsschwelle abgeschlossen, welche mit einem wagerechten Mittelstück um 25 cm nach beiden Seiten ansteigt und einen ruhigen Wasserabfluß gewährleistet. Sie konnte zur Beruhigung der ständigen Wasserabführung ohne Gefährdung der Ufer unbedenklich nach der Unterwasserseite gekrümmt werden, denn die beiden parallelen U.W.-Flügelmauern sind noch bis an das Ende des anschließenden gepflasterten Sturzbettes durchgeführt. Außerdem sind noch zwei kleine Betongrundswellen zur weiteren Wasserberuhigung in die Sohlenpflasterung und als unterer Pflasterabschluß eingebaut. Das anschließende Diemelbett, welches ein Gefälle von rd. 1:125 hatte, ist schließlich noch auf rd. 40 m bis auf diese Höhe vertieft, seine Ufer sind mit Grünstein abgepflastert. Am Uebergang in das alte Bett, rd. 55 m unterhalb des Hochwasserwehres ist ein Meßsteg und am rechten Ufer ein selbstzeichnender Pegel eingebaut. Die Wasserstände im Ausgleichweiher werden aus einem dem rechten Widerlager angebauten Pegelhäuschen durch eine elektrische Fernmeldeanlage im Kraftwerk angezeigt.

Unmittelbar neben dem Weiher liegt das Wohnhaus für 4 Maschinisten mit Ställen und Gemüsegärten (Abb. 15 u. Tafel 2).

An Kosten waren für den Ausgleichweiher 120 000 Mark vorgesehen; ausgeführt wurde er mit Hilfe eines Eimerkettenbaggers in den Inflationsjahren 1922–23 auf Selbstkostenvertrag. Seine Lage unmittelbar unterhalb der Sperrmauer und des Kraftwerks erhöht nicht nur die Wirtschaftlichkeit des Betriebes, sondern hebt auch den Eindruck der gesamten Talsperrenanlage.

Die Entwicklung des amerikanischen Straßenbauwesens.

Vom Regierungsbaumeister Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Haller in Stuttgart.

Alle Rechte vorbehalten.

1. Ueberblick. Die Entwicklung des Straßenbauwesens, dessen einzel- und bundesstaatliche Finanzierung, zentralisierte Verwaltung, Verkehrsregelung, Straßenbauverfahren usw. sind eine Schöpfung der letzten Jahrzehnte. Mit dem Verfall der Zollstraßen, nach Einführung der Eisenbahnen in den dreißiger Jahren des letzten Jahrhunderts, begann die schlimmste Zeit in der Geschichte des amerikanischen Straßenwesens, die erst nach Verlauf von nahezu 60 Jahren, um das Jahr 1890, in ein besseres Zeitalter eintrat. Während dieses Zeitraumes hörte zwar der Bau von Straßen keineswegs auf. Die Lokalbehörden, denen von 1830 bis Ende der achtziger Jahre diese Aufgabe zufiel, erhoben regelmäßig Steuern, die sie für Straßenbauzwecke verwendeten. Die bis in diese Zeit herein in den Vereinigten Staaten vorherrschende Straße war eine schlechte, schmutzige Straße, selten sachgemäß angelegt und unterhalten und in der Regel nur während günstiger Witterungsverhältnisse als eigentlicher Verkehrsweg anzusprechen. Bei schlechter Witterung, vornehmlich im Spätherbst, Winter und Frühling, waren die meisten dieser Straßen nahezu unbrauchbar. Plötzlich trat ein Umschlag in diesen Verhältnissen ein und aus diesen fast ungläublichen Zuständen heraus entwickelte sich sehr rasch ein Unternehmen, das in der Geschichte der öffentlichen Arbeiten aller Kulturstaaten als bedeutend bezeichnet werden darf. In dieser Entwicklung lassen sich drei Zeitabschnitte unterscheiden:¹⁾

1. Die Uebergangszeit, gekennzeichnet durch die allmähliche in den beteiligten Kreisen durchdringende Erkenntnis der Bedeutung einwandfreier, zeitgemäßer Straßennetze;
2. Die Förderung der in dieser Hinsicht in Angriff genommenen Aufgaben durch die Einzelstaaten und
3. die Unterstützung seitens der Bundesregierung.

Wenn auch diese einzelnen Zeitabschnitte ineinander übergreifen, so läßt sich zum besseren Verständnis der Entwicklung des amerikanischen Straßenbauwesens diese Trennung immerhin rechtfertigen.

Den ersten Anstoß, auf diesem Gebiete einen entscheidenden Schritt nach vorwärts zu tun, gab die Einführung des *F a h r r a d e s* um das Jahr 1885. Im Jahre 1888 wurden hierfür bereits pneumatische Reifen verwendet. Dieses Fahrzeug fand sehr rasch die größte Verbreitung. Bereits im Jahre 1887 wurde die „League of American Wheelmen“ gegründet, die zugleich eine Organisation für die Ver-

besserung der Straßen geworden ist. Durch eine eigene Zeitschrift verstand es die Leitung dieser Vereinigung bald, geradezu eine allgemeine Begeisterung für die Schaffung neuzeitlicher Straßen wachzurufen, was zum zweiten Schritt, zur Regelung dieser wichtigen öffentlichen Angelegenheit durch die Bundesgesetzgebung führte. Durch das Gesetz vom 3. März 1893 wurde unter gleichzeitiger Bewilligung von 10 000 Dollar die heute außerordentlich bedeutende Einrichtung des „Office of Public Roads Inquiry“ geschaffen.

Die Aufgabe dieser staatlichen Straßenbaubehörde war die Anlage neuzeitlicher Straßennetze. Die Lösung dieser wichtigen Aufgabe wurde dieser Behörde durch die ausgedehnte Werbetätigkeit der „League of American Wheelmen“ ungemein erleichtert. An vielen Orten hatten sich als Folge dieser Werbung „good roads associations“ gebildet, um die möglichst rasche praktische Durchführung dieser Pläne tatkräftig zu unterstützen. In rascher Folge entstanden gegen 600 solcher Gesellschaften, die über ein Jahrzehnt hindurch Ersprießliches für die Verbesserung des Straßenbauwesens geleistet hatten und von denen noch heute einige als einflußreiche, mächtige Förderer dieser öffentlichen Aufgabe bestehen. Den ausschlaggebenden Einfluß auf die Neugestaltung des Straßenbauwesens übte jedoch die Einführung der Kraftfahrzeuge aus, die in den Vereinigten Staaten kurz nach 1893 auf den Markt kamen. Ein Jahrzehnt später folgte der Kraftlastwagen. Während im Jahre 1904 erst 58 000 Kraftwagen, 1914 bereits 1 700 000 Kraftfahrzeuge aller Art gezählt wurden, gab es zu Beginn des Jahres 1924 rund 15 Millionen. Das allmählich in weiten Kreisen erwachende Interesse und Verständnis für die zeitgemäße Verbesserung der Straßen äußerte sich u. a. in dem Verlangen nach staatlicher Hilfe. Diese Bewegung begann im Jahre 1887 gleichzeitig in den Staaten Massachusetts und New Jersey. In New Jersey wurde die gewünschte Staatshilfe durch einen Akt der Gesetzgebung im Jahre 1891, in Massachusetts 1893 geregelt. In New Jersey war die Vollzugsbehörde zuerst die „State Board of Agriculture“, bis zwei Jahre später das „Office of Commissioner of Public Roads“ (staatliches Straßenbauamt) geschaffen worden ist. Die ersten Staatsmittel für Straßenbauzwecke sind in New Jersey am 27. Dezember 1892 ausbezahlt worden. Vor 1900 hatten noch fünf andere Staaten Geldmittel für die genannten Zwecke bewilligt. Im Jahre 1917 gewährte schon jeder Staat in den Vereinigten Staaten Staatszuschüsse für Straßenbauten.

¹⁾ Eng. News Record, Vol. 92, No. 16, Seite 685.

Mit der Gewährung von Staatszuschüssen entwickelte sich auch eine einheitliche Straßenverwaltung, die zwar erst seit 1916 als eine solche für die Vereinigten Staaten anzusprechen ist. Heute hat jeder Einzelstaat sein Staatsstraßennetz. Einheitliche Verwaltung und planmäßiger Ausbau des gesamten Straßennetzes sind 1924 Grundsatz geworden. Zu dieser zentralen Regelung trug nicht zuletzt die Frage der Finanzierung dieser umfangreichen Aufgaben bei. In früheren Zeitabschnitten war die ausreichende Beschaffung von Geldmitteln lediglich eine örtliche Angelegenheit. Das riesige Ausmaß, zu dem sich die Verhältnisse auf dem Fachgebiete des Straßenbauwesens in den Vereinigten Staaten entwickelt haben, führte mit Notwendigkeit zu einer bisher in der Welt unbekanntem steuerlichen Maßnahme, der Abgabepflicht für Kraftfahrzeuge aller Art, die im Jahre 1923 einen Ertrag von 225 000 000 Dollar erbrachte.

Die Gewährung von Staatsbeihilfen für Straßenbauzwecke bewirkte einen früher für unmöglich gehaltenen Aufschwung auf diesem Gebiete. Seit 1916, wo die Bundesregierung helfend eingriff, kann man in den Vereinigten Staaten von einer tatkräftigen, zielbewußten, wissenschaftlich betriebenen Straßenbaukunst sprechen, die nunmehr aber auch, theoretisch und praktisch, mit allen Mitteln in wahrhaft großzügiger Weise gefördert und gepflegt wird. Während im Jahre 1904 für den Bau von Landstraßen 60 000 000 Dollar verausgabt worden sind, belaufen sich die Gesamtaufwendungen des Jahres 1924 für Straßenbauten und Unterhaltung auf mehr als 1 Milliarde Dollar! Solche Ausgaben lassen sich nur durch eine entsprechend starke Steuerbelastung sämtlicher Kraftfahrzeuge ermöglichen. Aus diesen Steuererträgen werden heute die Hälfte aller Kosten für den Bau und die Unterhaltung der Straßen bestritten.

Das gesamte Straßennetz der Vereinigten Staaten wird heute auf 4 576 000 km geschätzt. Hiervon stehen etwa 352 000 km unter staatlicher Verwaltung. Nur etwa 624 000 km haben eine künstliche Straßendecke; 48 000 km sind gepflastert. Abgesehen von diesen 13 v H des Gesamtstraßennetzes sind alle übrigen Straßen der Vereinigten Staaten Erdwege und durchschnittlich nicht viel besser, als jene im Jahre 1874. Die besten Straßendecken der siebziger Jahre des letzten Jahrhunderts waren Telford- oder Makadamstraßen, die ihre Ueberlegenheit gegenüber allen übrigen Konstruktionen bis um das Jahr 1900 aufrechterhalten konnten. Mit dem Aufkommen der Kraftfahrzeuge wurde dies anders. Unter den Einwirkungen dieser Fahrzeuge nützte sich die Steinschlagdecken sehr rasch ab und kommen infolgedessen heute in Amerika für Neubauten nicht mehr in Betracht. An ihre Stelle traten bituminöse Decken, Klinkerpflaster, Betondecken und Eisenbeton-Konstruktionen.

Die immer sorgfältigere Ausbildung dieser neuzeitlichen Deckenarten stellen auch an die Straßenbauunternehmungen weitergehende Anforderungen. Abgesehen von Fuhrwerken, Geräten für Handbetrieb, Sprengwagen und Dampfwalze benötigte der einstige Straßenbauunternehmer lediglich noch seinen meistens von Hand geschlagenen Schotter. Heute braucht eine Unternehmung einen umfangreichen Maschinenpark und besonders sorgfältig ausgebildetes Personal.

2. Bedeutung und wirtschaftliche Vorteile der Straßenverbesserung. Mit zunehmender Entwicklung des Kraftfahrzeugverkehrs befaßt sich auch die Oeffentlichkeit in Deutschland allmählich mehr mit den Folgen für den Ausbau der Straße. Der Laie betrachtet zwar den äußerst vielseitigen Fragenkomplex lediglich vom Standpunkt der Verkehrsschnelligkeit und -sicherheit, der Interessent, der Kraftfahrzeugbesitzer vom Gesichtspunkt seiner Bedürfnisse aus und die Straßenbaubehörden wiederum unter dem Einfluß der unmittelbaren Forderungen der Technik und Finanzen. Auffallend ist bei der Behandlung der schwierigen Frage die Tatsache, daß das außerordentlich weittragende gesamtwirtschaftliche Moment, das doch für eine gesunde, auf lange Sicht bestimmte Lösung der Straßenbau- und -Verbesserungsfrage ausschlaggebend ist, leider auch in Fachkreisen vielfach noch gar nicht erkannt wird. Diese Tatsache dürfte ihre Erklärung darin finden, daß es sich bei uns bisher fast ausschließlich um die Erhaltung bestehender Straßennetze handelte. Die rasche Zunahme der Kraftwagen wird nun aber auch in Deutschland eine durchgreifende Verbesserung vorhandener Straßen, den Neubau von Zubringer- und Durchgangsstraßen sowie besondere Kraftwagenlandstraßen, zunächst wenigstens in der Nähe entwicklungsfähiger Industriestädte, gebieterisch verlangen.

Diese Entwicklung läßt sich bei uns ebensowenig aufhalten, wie in Amerika, wo sie in vielen Einzelstaaten ebenfalls ganz überraschend kam und auch heute noch nicht überall begriffen werden will. Erst noch im letzten Jahre wies der Vorstand des Bundesstaatsstraßenamts, Thomas H. Macdonald,²⁾ anläßlich der 8. Jahresversammlung amerikanischer Staatsstraßeningenieure mit aller Deutlichkeit darauf hin, daß es jetzt in den Vereinigten Staaten an der Zeit sei, die Verbesserung bestehender Straßennetze, sowie den Bau

neuzeitlicher Straßen mit allen Mitteln, entsprechend der riesigen Verkehrszunahme, durchzuführen. Diese Aufgabe sei keineswegs etwa eine solche für die Farmer, sondern, wie die amtliche Statistik einwandfrei zeige, lediglich eine solche der städtischen Bevölkerung. Macdonald wies weiter darauf hin, daß infolge der für den heutigen Kraftfahrzeugverkehr bestehenden, ungeeigneten Beschaffenheit der meisten Straßen infolge hoher Beförderungs- und Unterhaltungskosten größere Kosten, als durch den Bau guter Straßennetze entstehen. Als Belege hierfür führte er Beispiele aus den Industriegebieten Connecticut und Massachusetts an, wo im Oktober 1922 — der als Durchschnittsmonat gilt — Verkehrszählungen veranstaltet worden sind, die auf den vier Zählstraßen während einer täglich neunstündigen Arbeitszeit eine durchschnittliche Güterbeförderung von 1140 Tonnen ergeben hat. Man darf demzufolge den durchschnittlichen Gesamttagverkehr ein Drittel höher, d. h. zu 1520 Tonnen annehmen. Dabei entfiel der Hauptanteil der beförderten Gütermenge auf industrielle Erzeugnisse. Nun geht aus Untersuchungen der Jowa-Versuchsstation hervor, daß unter Zugrundelegung eines Gasolinepreises von 24 Cents für 1 Gallone (= 3,79 Liter) die Beförderung der genannten Gütergewichte auf den vorhandenen schmutzigen Straßen allein für Brennstoffverbrauch einen Kostenaufwand von 26,44 Dollar je Meile und Tag verursachen würde. Dieselbe Lastenbeförderung auf einer guten Straße erforderte jedoch nur einen Kostenaufwand von 11,70 Dollar. Bei 300 Arbeitstagen ergibt dies allein eine Ersparnis an Betriebsstoff von nicht weniger als 4422 Dollar. Wenn man weiter in Betracht zieht, daß in diesen Staaten derzeit eine Meile neuer erstklassiger Betonstraßen rund 40 000 Dollar kostet, so sieht man an diesen Zahlen ohne weiteres, wie bald sich infolge Erzielung von Einsparungen an Beförderungs- und Unterhaltungskosten der Neubau amortisieren läßt.

Den Zusammenhang zwischen der Beschaffenheit der Straßendecken und der Straßenbeförderungskosten suchte Prof. T. R. Agg von Jowa-College zu klären. Seinen Ausführungen, die weitergehende Beachtung verdienen, entnehmen wir folgendes:³⁾

Die tatsächlichen Kosten der Straßenbeförderung sind eine Kombination der Fahrzeug- und Straßenkosten. Die jährlichen Kosten der Fahrbahnoberfläche während ihrer wirtschaftlichen Lebensdauer können auf Grund folgender Gleichung⁴⁾ ermittelt werden:

$$C = M + (J - S)f + JR \quad (1)$$

Hierin bedeuten:

- C* jährliche Kosten für die Einheit der Straßendeckenoberfläche,
- M* verglichene jährliche Unterhaltungskosten für die Einheit der Deckenoberfläche,
- J* die ursprünglichen Kosten für die Einheit der Deckenoberfläche, einschließlich der Verwaltungskosten und Kosten für die technische Ueberwachung,
- S* der Altwert (Materialwert = salvage value) der Straßendeckeneinheit am Ende ihrer wirtschaftlichen Lebensdauer,
- f* die jährliche Rücklage, auf die 1 \$ im Zeitraum der ökonomischen Lebensdauer der Straßendecke mit 4 v H Zinseszinsen anwachsen wird,
- R* der für Straßenbaukosten übliche Zinsfuß von 4 v H.

Nachdem die jährlichen Kosten eines 1 Fuß breiten Deckenstreifens für 1 Meile bestimmt sind, können die Verkehrskosten für 1 Tonnenmeile dadurch ermittelt werden, daß diese Kosten durch das auf 1 Fuß Straßenbreite entfallende, durchschnittliche jährliche Verkehrsgewicht in Tonnen geteilt werden. Es ist selbstverständlich, daß vor Aufstellung der Berechnung mit Benutzung der Gleichung (1) die eigentlichen Werte für die verschiedenen Ausdrücke zuvor ermittelt werden müssen.

Ursprüngliche Baukosten. Um das Verfahren auf eine besondere Straße anzuwenden, wird es in der Regel möglich sein, die dem Unternehmer bezahlten Baukosten für die Deckenoberfläche zu bestimmen. Hierzu kommen dann die Verwaltungskosten und jene für die technische Beaufsichtigung, um den Wert für *J* zu erhalten. Diese letzteren Kostenanteile schwanken zwischen den Grenzen 3 v H bei durchgeführten Staatsstraßen — und 10 v H bei einigen Gemeindereggebauten. Wo genaue Zahlen fehlen, können mit 5 v H, als guter Durchschnittswert in Rechnung gesetzt werden.

Unterhaltungskosten. Diese sind oft schwer zu ermitteln, weil die vorhandenen Aufzeichnungen häufig unvollständig und die Zeiträume, über die sie sich erstrecken, noch so kurz sind, daß sie keinen sicheren Anhaltspunkt für die Ermittlung der Unterhaltungskostenkurve für die ganze Lebensdauer der Decke geben können. Kurve 1 in Abb. 1 zeigt die durchschnittlichen jährlichen Gesamtunterhaltungskosten einer gewissen Gruppe von Pflasterungen in Buffalo, N. Y. Sie ist für die Art und Weise der erforderlichen Unterlagen typisch. Weicht diese Kurve von einer Geraden ab, dann ist es notwendig, bei Feststellung der durchschnittlichen Jahresunter-

²⁾ Engineering News-Record, Vol. 92, Nr. 2, S. 54—58.

⁴⁾ Aus „Mechanical and Electrical Cost Data“ von Gillette and Dana. (Mc. Graw-Hill Book Co., New York.)

³⁾ Eng. News Record; Vol. 90, Nr. 2, Seiten 97/98.

haltungskosten dem zeitlichen Geldwerte während der Lebensdauer der Decke Rechnung zu tragen. Dies geschieht folgendermaßen: Berechne die Summe, zu der die jährlichen Unterhaltungskosten anwachsen, wenn bis zum Ende der wirtschaftlichen Lebensdauer der

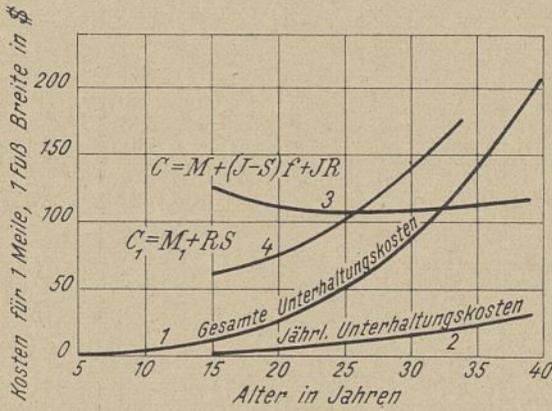


Abb. 1.

Decke $4 v H$ Zinseszinsen zugeschlagen werden. Addiere alle diese Zahlen und bestimme dann die Annuität, die notwendig ist, um diesen Gesamtbetrag für die ökonomische Lebensdauer des Deckenbelags zu ergeben.

Diese theoretische jährliche Rücklage entspricht dem Anteil M in Gleichung (1). Ist die Kurve der jährlichen Unterhaltungskosten eine Gerade, so können für M die arithmetischen Durchschnittswerte benutzt werden.

Altwert. Dieser kann ein sehr bedeutender oder auch gleich Null sein, da er sowohl von der Konstruktionsart wie dem zur Wiederherstellung benutzten Typ abhängig ist. Das noch gute Betonfundament einer Walzasphalt- oder Blocksteindecke kann für manche neue Konstruktion benutzt oder die Stärke einer Pflasterung kann durch das Vorhandensein einer alten Makadamdecke beeinflusst werden usw. Allgemein gesprochen ist der Altwert der Unterschied zwischen den Kosten einer neuen Straßendecke, die auf einer vorhandenen Gründung aufgebracht wird und den Kosten desselben Typs einer Decke, die an derselben Stelle einschließlich Gründung vollständig neu gebaut werden muß.

Verkehr. Der durchschnittliche Jahresverkehr, dem eine Straße ausgesetzt ist, läßt sich mangels sicherer Unterlagen meist schwer ermitteln. In Ermangelung einwandfreier Aufzeichnungen über Verkehrsgewichte, welche die Straßenunterhaltungskosten unmittelbar beeinflussen, kann als Vergleichswert oft die geschätzte relative Verkehrsdichte herangezogen werden. Solche Schätzungen haben jedoch nur dann einigermaßen Wert, wenn sie von Ingenieuren stammen, die über langjährige Erfahrungen auf dem Gebiete der Verkehrsbeobachtungen und -aufnahmen verfügen.

Wirtschaftliche Lebensdauer. Die wirtschaftliche Lebensdauer einer Straßendecke wird erreicht, wenn die jährlichen Kosten ein Minimum werden. Es ist begreiflich, daß eine Decke durch sorgfältige Unterhaltung über ihre eigentliche wirtschaftliche Lebensdauer hinaus erhalten werden kann. Ihre erforderlichen Unterhaltungskosten würden jedoch zeigen, daß der Ersatz des Oberflächenbelags wirtschaftlicher wäre als die Decke in ihrem bestehenden Zustande weiterhin zu benutzen. In diesem Zusammenhang ist nämlich zu beachten, daß die Unterhaltung so gehandhabt werden muß, daß die Deckenoberfläche auf der Höhe ihrer Leistungsfähigkeit, d. h. in tadellosem Zustande bleibt. Wenn sonst der Verkehr gezwungen wird, unsachgemäß und ungenügend unterhaltene Straßen zu benutzen, so werden die Betriebskosten der Fahrzeuge gesteigert und die Kosten auf die Fahrzeugbesitzer abgewälzt. Die über die wirtschaftliche Lebensdauer hinaus aufzuwendenden jährlichen Kosten stellen sich dann nach folgender Gleichung (2):

$$C_1 = M_1 + RS \tag{2}$$

wobei C_1 = Jahreskosten der Oberflächeneinheit während eines beliebigen Zeitraums über die wirtschaftliche Lebensdauer hinaus, M_1 = die verglichenen jährlichen Unterhaltungskosten während dieses Zeitraums, R und S dasselbe wie oben in Gleichung (1) bedeuten.

Errechnete wirtschaftliche Lebensdauer. Die Gleichung (1) und (2) geben ein Mittel an die Hand, um die tatsächliche wirtschaftliche Lebensdauer einer Decke zu berechnen, da mit Gleichung (1) die Betriebskosten einer neuen Decke geschätzt, durch Gleichung (2) diejenigen einer bereits vorhandenen ermittelt werden können. Wenn C_1 kleiner als C wird, so ist die wirtschaftliche Lebensdauer überschritten.

Dies wird vielleicht durch folgende Ueberlegung verständlicher: da der Verkehrs-Charakter auf einer neuen Straße derselbe ist, als auf einer alten, gut unterhaltenen Decke, so kann das Verkehrs-

gewicht bei Berechnung der wirtschaftlichen Lebensdauer vernachlässigt werden.

Nehmen wir an, die Unterhaltungskosten geben das Bild Kurve 1 in Abb. 1. Die Kosten einer neuen Deckenoberfläche als Ersatz eines abgenutzten alten Belags betragen 1,55 Doll. für 1 sqyd (Quadratyard = 0,84 m²), der Altwert also 0. Die ursprünglichen Kosten der vorhandenen Decke betragen 3,30 Dollar und ihr Altwert 1,75 Dollar/sqyd. An Verzinsung sind $4 v H$ in Rechnung zu stellen.

Wir berechnen nun den Wert für C unter Annahme einer 20jährigen Lebensdauer des Deckenbelags. Wir wiederholen dann dieselbe Rechnung unter Voraussetzung einer 25jährigen und einer 30jährigen Lebensdauer, womit wir die Punkte zur Aufzeichnung der Kurve 3 in Abbildung 1 bekommen.

Wenn die Annahme einer Lebensdauer von 20 Jahren richtig wäre, könnte die Gleichung (2) zur Ermittlung der Kosten für das 21. Jahr benutzt werden; entsprechend für die anderen Werte. Auf diese Weise ergeben sich die Werte für die Kurve 4. Der Schnittpunkt der Kurven 3 und 4 ergibt als die wirtschaftliche Lebensdauer dieser Decke 27 Jahre. In diesem Zeitpunkte betragen die jährlichen Unterhaltungskosten der Decke etwa 1,10 Dollar für die Deckeneinheit. Die Verkehrsgewichte waren in diesem Falle unbekannt. Ein Vergleich mit anderen Decken in ähnlichen Lagen ergab schätzungsweise ein Verkehrsgewicht von 6000 Tonnen im Jahr für 1 Fuß Straßenbreite. Die jährlichen Gesamtunterhaltungskosten ergeben sich zu etwa 2 Cents für 1 Meile und 1 Fuß Breite für die Tonne Verkehrsgewicht.

Anwendung auf die Straßennetze. Das Straßennetz eines Landes entsteht durch allmähliche Aneinanderreihung einzelner Straßenstrecken im Laufe der Jahre. Wenn nun jeder Einzelquerschnitt sorgfältig ausgeführt und nach Erreichung seiner wirtschaftlichen Lebensdauer ersetzt wurde, so sind die durchschnittlichen jährlichen Unterhaltungskosten für alle Deckenarten etwa dieselben, wie die theoretisch ermittelten, verglichenen, jährlichen Unterhaltungskosten. Wenn man die tatsächlichen Jahreskosten eines Straßennetzes berechnet, dürfte es wahrscheinlich genügend genau sein, die aufgezeichneten durchschnittlichen Unterhaltungskosten für jeden Typ zu benutzen, da immer einige Faktoren mehr oder weniger genau geschätzt werden müssen.

Beziehungen zwischen Unterhaltungskosten und Verkehrsdichte. Es steht außer Zweifel, daß die Unterhaltungskosten einer Straße zu der Stärke des sie beanspruchenden Verkehrs in Beziehung stehen. Bis jetzt sind leider wenige einwandfreie Versuche ausgeführt worden, um den Einfluß der Verkehrszunahme auf die Steigerung der Unterhaltungskosten zu ermitteln. In manchen Fällen ist diese Kostenerhöhung dem Alter der Decke, statt der Verkehrssteigerung zugeschrieben worden. Aus einer Untersuchung solcher Aufzeichnungen scheint hervorzugehen, daß die Veränderung der Unterhaltungskosten mit einer Aenderung des Verkehrs aus folgender Gleichung geschätzt werden kann:

$$= K + \frac{\text{Durchschnittliche Unterhaltungskosten} \cdot \text{durchschnittlicher Jahresverkehr in Tonnen}}{P}$$

Die Werte K und P sind ganz verschieden; sie schwanken in den verschiedenen Staaten entsprechend den veränderten klimatischen und Verkehrsverhältnissen. Für den Staat Jowa scheinen sie folgende Größe zu haben:

	K	P
Gewöhnliche Erde	150	3000
Beste Erde	250	3000
Gewöhnlicher Kies	300	3000
Bester Kies	500	3000
Wassergebundener Makadam	500	3000
Bituminöser Makadam	350	4500
Walzasphalt und Asphaltbeton	100	4500
Portlandzementbeton	80	6000
Klinker	50	6000

Nebenanlagekosten. Der Posten Unterhaltung der Gesamtstraßenbreite schließt die Ausgaben für Unkrautbeseitigung, Grabenreinigung, Vermeidung sowie Ausbesserung bereits eingetretener Schäden durch Auswaschungen usw. ein. Da diese Kosten innerhalb der einzelnen Jahre nicht viel von einander abweichen, so können die durchschnittlichen Kosten an Stelle der verglichenen Unterhaltungskosten für Deckenoberflächen benutzt werden. Dieser Wert schwankt jedoch entsprechend den verschiedenen Boden- und klimatischen Verhältnissen beträchtlich, nämlich zwischen den Grenzwerten 50 Dollar und 150 Dollar für eine Meile im Jahre.

Zu vielen Erörterungen gab die richtige Auslegung des Ausdrucks $(J - S)f$ auf die Gesamtbreite angewendet Anlaß. Im Falle vorhandener alter Straßen wurde die Gesamtstraßenbreite ursprünglich als Geländestreifen von anstoßendem Gelände weggenommen und wird, falls einmal eine Straße wieder aufgegeben werden müßte, diesem zurückgegeben. In der Tat sind S und J

gleich und der Ausdruck $(J - S)f$ verschwindet. Wenn der Geländestreifen für die Straße tatsächlich gekauft wurde, so ist es außerordentlich schwierig, seinen späteren Rückgabewert vorzubestimmen. Es kann aber mit Sicherheit gesagt werden, daß er in den weitaus meisten Fällen dem ursprünglichen Kaufwert gleichkommen, ja diesen überschreiten würde. Die praktischen Fälle, wo Straßen aufgegeben werden, sind so selten, daß Ueberlegungen hierüber zwecklos sind. Wenn die Gesamtanlage lange Zeit benutzt wurde, wird f so klein, daß es die jährlichen Kosten so gut wie gar nicht beeinflußt. Es wird also kein nennenswerter Fehler begangen, wenn in gewöhnlichen Fällen der Wert $(J - S)f = 0$ gesetzt wird. Der Wert JR bleibt, und darin liegt eine andere mögliche Fehlerquelle. Selbst wenn der Geländestreifen für den Straßenbau geschenkt oder weggenommen wurde, besitzt er einen gewissen Wert, nämlich jenen, den das Gelände jetzt besitzt, ganz einerlei, welchen Wert es einst bei Ueberlegung für Straßenbauzwecke besessen haben mag. Aus vorstehendem geht augenscheinlich hervor, daß das Element Straßenbeförderungskosten in bezug auf die Gesamtbreite sich tatsächlich auf die beiden Faktoren Unterhaltung und Verzinsung beschränkt.

Einer ähnlichen Analyse folgend, können die Beförderungskosten in bezug auf Brücken- und Dohlenbauten, Verkehrssignale und anderem Zubehör berechnet werden. Diese jährlichen Kosten zu jenen der Deckenoberfläche addiert, geben einen genauen Maßstab des Verhältnisses der Straßenbeförderungskosten, wie sie aus der Unterhaltung und dem Bau entstehen.

Wirtschaftliche Theorie der Fahrzeugkosten. Die Gesamtkosten des Fahrzeugbetriebes können aus folgender Umänderung der Gleichung (1) berechnet werden.

$$C_v = \frac{M_v + O_v + (J_v - S_v)f + J_v R}{T_v} \quad (3)$$

Hierin bedeutet:

- C_v durchschnittliche Kosten des Fahrzeugs für die Tonnenmeile
- M_v die vergleichenden jährlichen Unterhaltungskosten des Fahrzeugs während dessen wirtschaftlicher Lebensdauer,
- O_v die durchschnittl. jährl. Betriebskosten des Fahrzeugs während dessen wirtschaftlicher Lebensdauer,
- S_v der Altwert des Fahrzeugs am Ende seiner ökonomischen Lebensdauer,
- f die jährliche Rücklage, auf die 1 \$ im Zeitraum der wirtschaftlichen Lebensdauer des Deckenbelages mit 4 vH Zinseszinsen anwachsen wird.

Wenn diese Werte für irgendein Fahrzeug bekannt sind, können die ökonomische Lebensdauer, sowie die durchschnittlichen Betriebskosten für die Tonnenmeile errechnet werden. Eine derartige Wertermittlung ist insbesondere für den Fahrzeugbesitzer von Interesse. Da die Betriebskosten der Fahrzeuge sowohl von der Geschicklichkeit und Intelligenz des Fahrzeugführers, als auch von den Kosten des Fahrzeugtyps abhängig sind, so müssen die Transportkosten als Durchschnittswert einer ganzen Gruppe von Fahrzeugen ermittelt werden.

Beziehung zwischen Straßentyp und Fahrzeugkosten. Augenscheinlich besteht zwischen Straßenart, Beschaffenheit der Deckenoberfläche und den Kosten für Brennstoff, Öl, Reifen, Ausbesserungen, Unterhaltung und Abnutzung ein Zusammenhang, der aber nur durch langwierige Untersuchungen genau aufgeklärt werden kann. Anlässlich verschiedener Untersuchungen über den Gleitwiderstand durch die „Jowa Engineering Experiment Station“ in Ames, Jowa (Bulletin Nr. 67) und durch das „Michigan Highway Departement“ (Power characteristics of motor trucks, im Bericht der „Fourth Annual Conference of Michigan Good Roads Association“) wurde festgestellt, daß eine bestimmte Beziehung zwischen dem Gleitwiderstand der Deckenoberfläche und dem Brennstoffverbrauch des Fahrzeugs besteht. Auf Grund dieser Untersuchungen wurde in Abbildung 2 versucht, die annähernde Beziehung zwischen Typ und Beschaffenheit der Straßendecke und dem Brennstoffverbrauch verschiedener Fahrzeugarten zu zeigen.

Nach Untersuchungen Carters an mehr als 1000 Fahrzeugen ist das Verhältnis der Brennstoffkosten zu den Gesamtbetriebskosten für eine große Zahl von Betriebsbedingungen eine überraschend gleiche.

Für die Schätzung der Wirkung der Straßendeckenbeschaffenheit, sowie des Straßentyps auf die Fahrzeugbetriebskosten wird hier angenommen, daß die Betriebskosten mit den Brennstoffkosten wechseln und daß die relativen Betriebskosten für verschiedene Klassen von Deckenbelägen nach folgenden Gleichungen ermittelt werden können:

1. Für Geschäftsfahrzeuge, ausschließlich Omnibusse:

$$C_t = 0,5 C_b + 0,5 C_b \frac{F_t}{F_b};$$

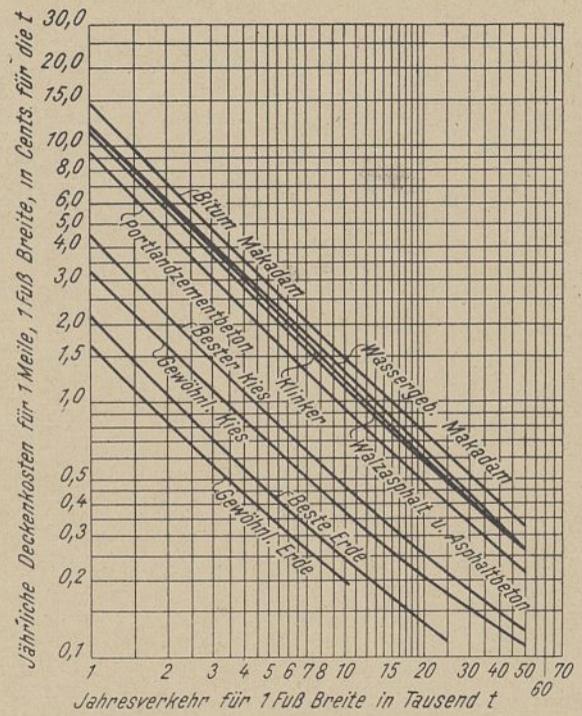


Abb. 2

2. Motoromnibusse:

$$C_t = 0,4 C_b + 0,6 C_b \frac{F_t}{F_b};$$

3. Für Personen-Kraftwagen:

$$C_t = 0,25 C_b + 0,75 C_b \frac{F_t}{F_b};$$

Hierin bedeuten:

- C_t die gesamten Fahrzeugkosten für irgendeinen Oberflächentyp,
- C_b die tatsächlichen Kosten für einen Oberflächentyp als Vergleichsbasis betrachtet (hier als einen solchen angenommen, dessen Gleitwiderstand 30 lb. für die Tonne beträgt),
- F_t der Anteil Brennstoffverbrauch auf dem Typ, für den C_t bestimmt worden ist,
- F_b Anteil des Brennstoffverbrauch auf dem Basistyp.

Die nachstehende Zahlentafel zeigt die relativen Gesamtkosten des Fahrzeugbetriebs für verschiedene Straßenarten.

Fahrzeugbetriebskosten in Cents für die Tonnenmeile.

Deckenbelag	Typ und Geschwindigkeit des Fahrzeuges			
	Vollgummi-Bereitung Lastwag.-Geschwindigkeit 10 Meil./Std.	Pneumatische Bereifung Lastwag.-Geschwindigkeit 15 Meil./Std.	Kraftwagen für Personen. Geschwindigkeit 25-35 Meil./Std.	Motoromnibusse (Cents für 1 Omnibusmeile) 25 Meil./Std.
Durchschnittliche Portlandzementbeton- und Klinkerdecke mit Asphaltfugenfüllstoff ...	8,0	8,3	10,0	24,0
Beste Portlandzementbeton- u. Klinkerdecke m. Asphaltfugenfüllung	7,75	7,7	9,3	22,5
Bester Kiesweg; Jahresdurchschnitt	8,5	8,8	10,9	25,7
Gewöhnlicher Kiesweg; Jahresdurchschnitt ...	9,0	9,4	11,8	27,8
Wassergebundener, gut unterhaltener Makadam	8,7	8,95	11,1	26,0
Bituminöser Makadam, gut unterhalten	8,5	8,8	10,6	25,7
Durchschnittlicher Walzasphalt; jährl. Durchschnittstemperatur ...	8,1	8,3	10,0	24,0
Durchschnittl. Asphaltbeton; jährliche Durchschnittstemperatur ...	8,0	8,3	10,0	24,0
Bester, durch Verkehr gut befestigter Erdweg; Jahresdurchschnitt ...	9,0	9,4	11,7	27,7
Gewöhnlicher Erdweg mit leichtem Verkehr	9,5	9,95	12,6	29,6

Die Grundbetriebskosten jeder Fahrzeuggruppe wurden hier aus Analysen von verschiedenen Hunderten von Betriebskostenuntersuchungen ermittelt.

Kombinierte Fahrzeug- und Straßenkosten.
 Nachdem die Fahrzeugkosten für eine Tonnenmeile für irgendeine Straßenoberfläche sowie die Straßenkosten für eine Verkehrstonne ermittelt sind, erhält man die Gesamtstraßenbeförderungskosten durch Addition beider Werte. Da diese Werte mit dem Umfang und Charakter des Verkehrs wechseln, können keine allgemein gültigen Generalzahlentafeln aufgestellt werden. Für jede Straßengruppe mit vergleichbaren Verhältnissen müssen die Zahlenwerte besonders berechnet werden. Die nachstehende Zahlentafel zeigt die Ergebnisse einer solchen Untersuchung, die auf viele Straßen des oberen Mississippigebietes anwendbar sind:

Gesamtjahrestransportkosten in Dollar für 1 Meile. (90 vH der Tonnage sind Pers.-Kraftwagen; 10 vH Lastwagen; die Hälfte der letzteren hat Vollgummi-, die Hälfte pneumatische Bereifung; Fahrbahnbreite 18 Fuß.)

Straßenbefestigung	Jahresverkehr in Tonnen für Fuß Deckenbreite					
	2000	5000	10 000	15 000	25 000	50 000
Gewöhnliche Erdwege ..	4672	11 411	22 524	—	—	—
Beste Erdwege	4520	10 718	21 049	31 328	52 043	—
Gewöhnliche Kieswege	4761	11 016	21 442	31 868	52 718	126 000
Beste Kieswege	4649	10 434	20 056	29 711	48 992	97 182
Wassergebundener Makadam	6166	12 597	21 171	31 691	51 322	100 319
Bituminöser Makadam ..	6391	12 033	21 413	31 162	49 577	96 507
Walzasphalt	5635	10 951	19 812	28 674	46 393	90 702
Asphaltbeton	5633	10 947	19 804	28 661	46 373	90 648
Durchschnittlicher Portlandzementbeton	5253	10 663	19 415	28 266	45 967	90 225
Bester Portlandzementbeton	5011	9 958	18 204	26 451	42 941	84 173
Klinkerdecke	5682	10 990	19 843	28 696	46 395	90 648

Da die relativen Kostenwerte dieser Zahlentafel in erster Linie von der Genauigkeit der Werte der vorhergehenden Zahlentafel, mehr als jene der Abb. 2 abhängen, muß Sorge getragen werden, Sicherheit dafür zu haben, daß die örtlichen Verhältnisse betreffenden Fahrzeugbetriebskosten benutzt werden.

Aehnliche Untersuchungen über die Betriebskosten auf guten und schlechten Straßendecken hat während der Jahre 1922 und 1923 auch das Kentucky Highway Departement mit 60 Fordwagen angestellt⁵⁾. Die Betriebskosten umfaßten dabei sämtliche für die Versuchsfahrten entstandenen Ausgaben für Betriebsstoffe, Reifen, Ausbesserungen, Erneuerungen und Aufbewahrung der Wagen. Unter guten Fahrbahnen wurden alle Straßenpflaster einschließlich wassergebundener Makadam und guter Kieswege verstanden. Mit 36 Fordwagen wurden zusammen 170 794 Meilen gefahren, wobei sich folgende Kosten ergaben:

für Gasoline	2907,57 Dollar	= 36,34 vH der Gesamtkosten
„ Oele und Fette ..	526,51 „	= 6,58 „ „ „
„ Reifen	745,80 „	= 9,32 „ „ „
„ Ausbesserungen	3031,85 „	= 37,91 „ „ „
„ Aufbewahrung ..	735,39 „	= 9,85 „ „ „

Als schlechte Straßen wurden die in den östlichen und nördlichen Gebieten Kentuckys noch häufig vorhandenen, unverbesserten Erdwege bezeichnet. Viele davon können während der Wintermonate mit Kraftwagen überhaupt nicht befahren werden. Auf diesen Erdwegen wurden mit 24 Wagen zusammen 98 246 Meilen gefahren, wofür folgende Kosten entstanden:

für Gasoline	2308,68 Dollar	= 31,43 vH der Gesamtkosten
„ Oele und Fette ..	557,33 „	= 7,59 „ „ „
„ Reifen	792,55 „	= 10,79 „ „ „
„ Ausbesserungen	2951,06 „	= 40,17 „ „ „
„ Aufbewahrung ..	735,39 „	= 10,02 „ „ „

Ein Vergleich zeigt, daß die Benutzung schlechter Straßen durchschnittlich 0,025 Dollar für die Meile mehr erforderte als guter Wege. Beim Vergleich der prozentualen Kosten muß z. B. beim Benzinverbrauch beachtet werden, daß auf guten Straßen fast eine doppelt so große Strecke mit denselben Kosten gefahren wurde wie auf einer schlechten, so daß die durchschnittlichen Kosten für Benzin auf guten Fahrbahnen 0,017 Dollar, auf schlechten 0,023 Dollar je für 1 Meile betragen.

Eingehendere Untersuchungen wirtschaftlicher Art hat auch die Stadtverwaltung in Akron, Ohio, anstellen lassen und dabei ebenso überraschende als für Straßenbauingenieure wertvolle Ergebnisse erzielt. Um bei solchen Untersuchungen zu wirtschaftlich brauchbaren Resultaten zu kommen, ist es notwendig, die beobachteten Betriebsergebnisse auf verschiedenen Deckenarten mit den tatsächlich entstehenden Kosten jeder Straßenart zu kombinieren. Um zu richtigen Schlußfolgerungen bezüglich der zweckmäßigsten Bauart, des besten

⁵⁾ Eng. News Record, Vol. 92, Nr. 9.

Straßentyps, der geeignetsten Straßenbreite usw. zu kommen, sind genaue, systematische Verkehrsbeobachtungen über Zahl, Art, Belastung der Fahrzeuge und dergl. Voraussetzung.

Abgesehen von den erwähnten wirtschaftlichen Vorteilen einwandfreier Straßendecken durch verminderte Beförderungs- und Unterhaltungskosten (letzteres für Straße und Fahrzeuge zugleich!) sind für Gegenden mit Landwirtschaft durch die Verbesserung bestehender Straßenzüge, sowie den Bau neuer Verkehrswege nicht unwesentliche Wertsteigerungen der Ländereien in Aussicht zu nehmen, ungerechnet die Ersparnisse an Beförderungskosten von und nach dem Gelände. Um welche erheblichen Wertsteigerungen es sich dabei handeln kann, zeigen folgende Zahlen aus Akron:

Wertsteigerungen landwirtschaftlich benutzter Flächen infolge Straßenverbesserung.

Landfläche des Stadtgebiets	Jahr 1915	Jahr 1920
Copley in Acres (1 Acre = 40 ¹ / ₂ Ar)	16 564 Acres	14 200 Acres
Steuerwert von 14 200 Acres ..	901 680 Dollar	2 199 460 Dollar
Steuerwert für 1 Acres	54 11 „	154,89 „
Wertsteigerung in vH für 1 acre in der Zeit von 1915–1920 ..		186 vH

Straße Nr. 2.

An diese Straße grenzen insgesamt 269,78 acres Land	
Steuerwert dieser Flächen pro acre (1915) vor der Straßenverbesserung	72,60 Dollar
Steuerwert dieser Flächen pro acre nach der Straßenverbesserung (1920)	207,00 Dollar
Wertunterschied pro acre Flachland und Stadtgebiet (1915)	18,49 Dollar
Wertunterschied pro acre Flachland und Stadtgebiet (1920)	52,20 Dollar
Wertsteigerung durch Straßenverbesserung	33,71 Dollar

3. Ermittlung der zweckmäßigsten Straßenbreite.

Nicht nur die Wirtschaftlichkeit, sondern auch die Verkehrssicherheit der einzelnen Straßen werden sowohl unmittelbar durch die richtige Anwahl der Straßenbefestigungsart, als auch durch deren günstigste Fahrbahnbreite beeinflusst. Diese zu bestimmen ist keineswegs leicht. Ein zur Ermittlung der geeignetsten Straßenbreite dienendes Verfahren auf wissenschaftlicher Grundlage hat A. N. Johnson, Dekan der Ingenieurabteilung der Universität Maryland angegeben⁶⁾. Seine Studien gründen sich auf sehr sorgfältige Verkehrsbeobachtungen auf der Staatsstraße Baltimore—Washington. Johnson kommt zu den nachfolgenden Schlußfolgerungen: für die Lösung der Frage der Ermittlung der richtigen Straßenbreite sind 3 Faktoren bestimmend, nämlich die Zahl der die Straße benutzenden Fahrzeuge, die von denselben innerhalb einer bestimmten Zeit zurückgelegte Wegstrecke und die Länge des für die Abwicklung des Verkehrs vorhandenen Straßennetzes. Je größer die beiden erstgenannten Faktoren und je kleiner der dritte ist, um so größer ist die Zahl der auf der Straße innerhalb einer bestimmten Zeiteinheit verkehrenden Fahrzeuge. Da die von jedem Fahrzeug in der Zeiteinheit, z. B. in 1 Jahr, zurückgelegte Wegstrecke nicht bekannt ist, legte Johnson seinen Untersuchungen die Angabe des Amerikanischen Automobilklubs mit durchschnittlich 6000 Meilen im Jahre zugrunde. Das U. S. Bureau of Public Roads gab diesen Wert für den von einem Fahrzeug im Jahre durchschnittlich zurückgelegten Weg zu 4500 Meilen an. Für die damals registrierten 9 449 441 Fahrzeuge ergibt sich eine Gesamtwegstrecke von 57 000 Millionen Meilen. Da diese Zahl auch den Verkehr innerhalb der Städte einschließt, entfällt auf die außerhalb der Städte gelegenen Straßenstrecken eine geringere Meilenzahl. Das Gesamtstraßennetz der U. S. A. betrug im Jahre 1920 nach den Angaben des U. S. Bureau of Public Roads 2 478 552 Meilen. Nun wird im allgemeinen die Ansicht vertreten, daß sich 90 vH des Gesamtverkehrs auf 20 vH des Straßennetzes abwickelt. Durchschnittlich entfallen etwa 10 vH des Straßennetzes auf Staatsstraßen. Weiterhin ist die Anschauung vorherrschend, daß wenn etwa 10 vH der Straßen ein zusammenhängendes Staatsstraßennetz bilden, dieses 75 vH des Gesamtverkehrs aufnehmen dürfte. Auf Grund dieser Annahmen läßt sich der Verkehr auf dem bestehenden Staatsstraßennetz bestimmen. 75 vH des berechneten Gesamtwegs entspricht annähernd 43 000 Millionen Fahrzeugmeilen im Jahre, die auf 250 000 Meilen Straßen zurückgelegt werden, womit sich eine Verkehrsdichte von 172 000 Fahrzeugen für 1 Meile im Jahre ergibt, was durchschnittlich etwa einem Tagesverkehr von 500 Fahrzeugen für 1 Meile entsprechen würde.

Bei Verkehrszählungen ist zu beachten, daß der durchschnittliche Tagesverkehr über das ganze Jahr nicht der Zahl der Fahrzeuge entspricht, die häufig während der verschiedenen Jahres- und Tageszeiten gezählt werden. Die Zahlen schwanken oft innerhalb der einzelnen Jahreszeiten, wie die Abbildung 3 mit Aufzeichnungen in

⁶⁾ Eng. News Record, Vol. 86, Nr. 23, Seite 989.

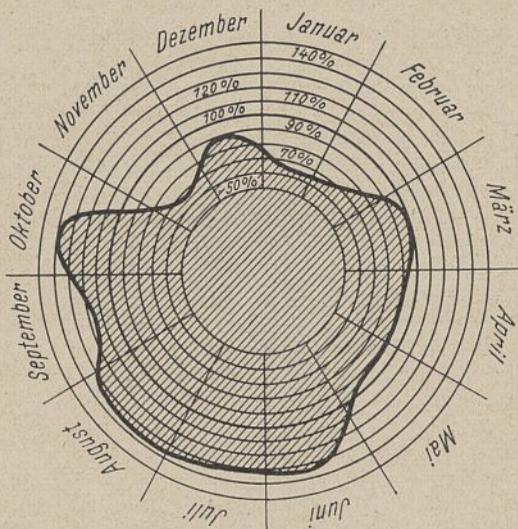


Abb. 3.

Abb. 3.
Schwankungen in der Verkehrs-Dichte während der verschiedenen Jahreszeiten (Jahre 1917-1920) auf der Staatsstraße Washington-Baltimore.

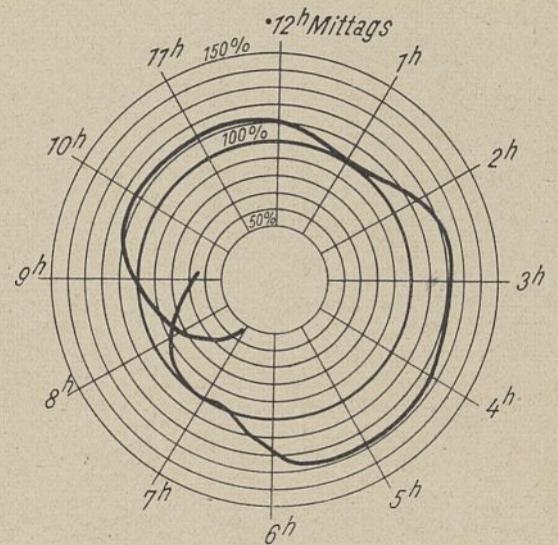


Abb 4.

Abb. 4.
Schwankungen des Tagesverkehrs.
Die stark ausgezogenen Kreise sind der Durchschnitt von 100 v. H.

der Nähe von Baltimore zeigt, sehr erheblich. Aus dieser Abbildung geht hervor, daß der durchschnittliche Tagesverkehr von Mitte Juni bis gegen Mitte Oktober etwa 135 vH über dem durchschnittlichen Tagesverkehr für das Jahr berechnet, gelegen ist. Dasselbe trifft auch für den stündlichen Verkehr zu, wie die Abb. 4 zeigt, bei dem Schwankungen bis zu 30 vH über den Durchschnittstundenverkehr hinaus festzustellen sind. Wenn der aus der Jahressumme ermittelte Durchschnittstagesverkehr 500 Fahrzeuge ergibt, so ist während der verkehrsreichsten Zeit ein solcher von 675 zu erwarten. Bei einem Zwölfstundentag ergibt sich somit eine stündliche Verkehrsdichte von 56, in der verkehrsreichsten Zeit von 73 Fahrzeugen. Wird der Tagesdurchschnitt zu 1000 Fahrzeugen angenommen, so ist ein stündlicher Verkehr von 146 Fahrzeugen zu erwarten.

Nun ist ein Vergleich dieser Zahlen mit der Verkehrsteilung auf einer zweispurigen Straße von Interesse. Wir nehmen dabei an, daß sich der Verkehrsstrom in einer Richtung bewege. Die Zahl der Fahrzeuge, die in einer bestimmten Zeit eine gewisse Straßenstrecke befahren kann, ist von der Geschwindigkeit und dem Abstand der Fahrzeuge abhängig. Wird die Geschwindigkeit in Meilen in 1 Stunde, der Fahrzeugabstand in Fuß (1 Fuß = 0,3048 m) ausgedrückt, so ist die Gesamtzahl der Fahrzeuge, die eine bestimmte Strecke in einer Stunde befahren können, gleich 5280mal die Geschwindigkeit in Meilen in der Stunde, geteilt durch den Fahrzeugabstand in Fuß, d. h. $N = 5280 \frac{v}{d}$. Das Diagramm der Abb. 5

gestattet eine Reihe von Vergleichen unter verschiedenen Voraussetzungen. Bleibt der Abstand der Fahrzeuge gleich, dann ist es selbstverständlich, daß die Zahl der die Zählstrecke benutzenden Fahrzeuge mit deren Geschwindigkeit wechselt und im Diagramm gerade Linien entstehen. So wird z. B. bei einem Fahrzeugabstand von rund (15 Fuß) bei gleicher Fahrzeuglänge $d = 10$ m (30 Fuß) und die stündliche Verkehrsdichte entsprechend einer Stundengeschwindigkeit von 15 Meilen 2640. Diese Stelle im Diagramm ist als Ausgangspunkt für die Kurven A und B benützt worden. In Kurve A wechselt der Fahrzeugabstand unmittelbar mit der Geschwindigkeit von 30 Meilen in der Stunde, einem Fahrzeugabstand von 15 m (45 Fuß) von Mitte zu Mitte bei einer stündlichen Verkehrsdichte von 3500. Bei der Kurve B wechselt der Abstand zwischen den Fahrzeugen mit dem Quadrat der Geschwindigkeit.

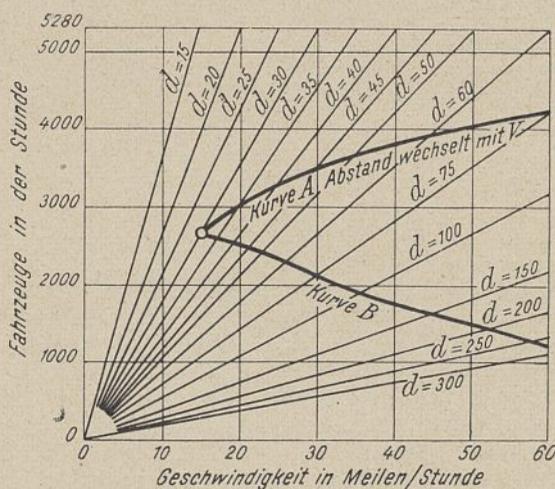


Abb. 5. Verkehrs-Diagramm für eine Fahrbahn.
 d = Abstand von Mitte Fahrzeug bis Mitte Fahrzeug.

Bei verschiedenen Beobachtungen auf der Staatsstraße Washington-Baltimore wurde bei Kraftwagen, die mit 25-30 Meilen Geschwindigkeit in der Stunde in Gruppen von 6-7 fuhren, festgestellt, daß sie sich gegenseitig nicht weiter als bis auf 50-60 Fuß (15-18 m) näherten, was einem Abstand der Fahrzeuge, von Mitte zu Mitte gemessen, von 25 m entspricht. Ebenso konnte festgestellt werden, daß sich Fahrzeuge mit Geschwindigkeiten von 10-15 Meilen bis auf 5 m näherten. Dies zeigt, daß der Abstand zwischen den Fahrzeugen als mit dem Quadrat der Geschwindigkeiten wechselnd angenommen werden kann. Damit haben wir zugleich die interessante Tatsache, daß bei einer Geschwindigkeit von 15 Meilen in der Stunde eine größere Anzahl von Fahrzeugen zu verkehren vermag, als bei einer solchen von 30 Meilen in der Stunde. Die größte, auf der Beobachtungsstraße gezählte Anzahl von Fahrzeugen ging nicht über 440 in der Stunde hinaus, was bei einer durchschnittlichen Geschwindigkeit von 25 Meilen in der Stunde einen Abstand von 110 m erfordert. Bei stündlich 1000 Fahrzeugen und einer Geschwindigkeit von 25 Meilen/Std. wurde eine von Mitte zu Mitte gemessene Entfernung von 41 m (132 Fuß) erforderlich. Eine zweispurig gepflasterte Straße kann bequem einen Verkehr von stündlich 1000-1500 Fahrzeugen in beiden Richtungen aufnehmen.

Wenn wirtschaftliche Gründe für den Bau von Straßen allein maßgebend sind, sind Querschnitte mit vierspuriger Fahrbahn von vornherein ausgeschlossen. Wenn man dabei aber auch die Unfallstatistiken der letzten Jahre mit ihren erschreckend steigenden Zahlen heranzieht, bekommt die Sache häufig ein anderes Bild. So geht z. B. aus der zuletzt bekannt gewordenen Kraftwagen-Unfallstatistik des Staates Wisconsin⁷⁾ hervor, daß 75-80 vH aller auf Staatsstraßen vorgekommenen Unfälle mit Kraftwagen auf zu große Verkehrsdichte oder zu schmale Straßen zurückzuführen sind. Die während der Jahre 1922 und 1923 dort gefertigten Aufzeichnungen geben folgendes Bild:

Gesamtzahl der Unfälle	2981
Zahl der beteiligten Personen	10258
davon getötet	267
schwer verletzt	794
leicht verletzt	2564

Ort der Unfälle:

	In vH der Gesamtzahl
Auf geraden Straßen	2044 68,6
In Kurven und an Straßenecken	479 16,0
An Bahnübergängen	179 6,0
An Straßenkreuzungen	138 4,6
In hügeligem Gelände	34 1,2
An verschiedenen Orten	107 3,6

Ursachen der Unfälle:

Sorglosigkeit	1628 54,9
Keine oder ungenügende Beleuchtung	218 7,2
Schadhaft gewordener Mechanismus	151 5,0
Betrunkenheit des Führers	154 5,1
Witterungsverhältnisse	167 5,6
Benutzung der falschen Straßenseite	74 2,5
Enge Brücken und Gräben	53 1,7
Verschiedene Ursachen	536 18,0

⁷⁾ Eng. News Record, Vol. 92, Nr. 3, Seite 115.

Dabei ist jedoch zu beachten, daß sich die Verkehrsverhältnisse nicht selten innerhalb kurzer Zeit ganz erheblich verschieben und die am Straßenbau- und Verkehrswesen beteiligten Behörden plötzlich vor große Schwierigkeiten stellen können. So ergaben u. a. Verkehrszählungen der Jahre 1920 und 1922 auf den Staatsstraßen Kaliforniens eine Verkehrszunahme von 47,4 vH, während die behördliche Eintragung von Kraftwagen in demselben Zeitraum eine Steigerung von 54 vH zeigte. Im Jahre 1923 wurden 1 000 000 Kraftfahrzeuge neu eingetragen, was gegenüber dem Vorjahre eine weitere Zunahme um 28 vH bedeutet. In Kalifornien kommt heute bereits ein Kraftwagen auf 3,8 Personen. Diese beängstigende Steigerung der Verkehrsdichte hat innerhalb und in der Nähe größerer Städte zu Schwierigkeiten geführt, da namentlich an Sonnabenden und Feiertagen die vorhandenen Staatsstraßen nicht ausreichen, ohne Stockungen den Verkehr nach dem Lande zu bewältigen. Mancherorts sind die Schwierigkeiten schon so bedeutend, daß ein großer Prozentsatz von Kraftfahrzeugbesitzern keine Möglichkeit mehr hat, an Sonntagen zur Erholung aufs Land zu fahren, weil die Straßen die Menge der Fahrzeuge nicht mehr aufzunehmen vermögen. Infolge dieser Verkehrsdichte und der dadurch bedingten sehr geringen Geschwindigkeit der einzelnen Fahrzeuge, beträgt die tatsächliche Straßenausnutzungsmöglichkeit heute nur noch 10 vH.

Diese, keineswegs vereinzelt in Erscheinung tretenden Verhältnisse weisen anschaulich genug auf die Ziele der neuzeitlichen Aufgaben hin, beim Bau von Straßen weit mehr wie bisher der zukünftigen Verkehrsgestaltung gebührend Rechnung zu tragen. Neu zu bauende Stadtstraßen sollten nach Ansicht der Kalifornischen Fachleute so angelegt und gebaut werden, daß auf ihnen ein möglichst ungehemmter Kraftwagenverkehr mit 56 km und mehr Geschwindigkeit in der Stunde gewährleistet wird. Der Bau neuzeitlicher Verbindungsstraßen zwischen größeren Städten sollte durch entsprechende gesetzgeberische Maßnahmen erleichtert werden. Die Errichtung von Schulen oder sonstigen öffentlichen Gebäuden mit regem Verkehr, die Zulassung von Fahrzeugstandplätzen, Verkaufsbuden usw. an bzw. in Durchgangsstraßen muß unter allen Umständen unterbleiben. Auf den besonders zu bauenden Motorfahrstraßen, die für den öffentlichen Verkehr nur im dringlichen Bedarfsfalle teilweise freigegeben werden dürften, sollten Straßenkreuzungen soweit wie möglich vermieden werden, um eine möglichst glatte Abwicklung des Fernverkehrs zu ermöglichen. Die beste Lösung ist die Anlage von Parallelstraßen für eine ungestörte Abwicklung des Lokalverkehrs. Dieses Hilfsmittel dürfte immerhin eine Möglichkeit sein, den sogenannten „Sättigungspunkt“ hinauszuschieben. Dieser aufschiebenden Wirkung kommen auch Wirtschaftskrisen zugute, in denen sich das Anschaffungstempo von Kraftfahrzeugen in den minderbemittelten Schichten vermindern dürfte. Die derzeitigen Verhältnisse Kaliforniens lassen die Schlußfolgerung als wahrscheinlich zu, daß dieser Staat im Jahre 1930 nicht weniger als $3\frac{1}{2}$ Millionen Kraftfahrzeuge im regelmäßigen Verkehr haben wird. Dazu kommen noch die Fahrzeuge anderer Staaten, die im Jahre 1923 mit über 66 000 Wagen ebenfalls eine Zunahme von 135 vH innerhalb eines Jahres aufzuweisen haben. Sobald nun verschiedene Staaten dazu übergegangen sein werden, transkontinentale Kraftverkehrsstraßen zu bauen und damit den Ausflugsverkehr nach Kalifornien begünstigen, dürfte man dort, falls den bestehenden Verhältnissen nicht rasch Abhilfe geschaffen wird, vor unlösbaren Aufgaben stehen. Dies ist jedoch nur eines unzähliger Beispiele gleicher Art.

4. Verkehrszählungen.

Um für die Planung von Straßendecken sowie für eine rechtzeitige günstige Regelung des Verkehrs möglichst einwandfreie Unterlagen zu erhalten, sind sachgemäß ausgeführte Verkehrszählungen unerläßliche Voraussetzung. Ueber die zweckmäßigste Durchführung solcher Zählungen war man sich auch in den Vereinigten Staaten bis vor kurzem noch keineswegs überall im klaren. Wesentlich gefördert wurde die Lösung dieser Aufgabe „der Gegenstände und Methoden der Straßenverkehrsaufnahmen“ erst durch den letzten am 4. und 5. Dezember 1924 in Washington tagenden „Advisory Board on Highway Research“. Bei dieser Tagung wurden umfangreiche Berichte über Gegenstände, Methoden, Kosten und Ausstattung für Straßenverkehrsaufnahmen verlesen und zur Besprechung gestellt. Das wesentlichste Ergebnis war, kurz zusammengefaßt, folgendes:

I. Gesuchte Daten.

A. Straßenverwaltung und ingenieurtechnische Unterlagen:

1. Zu ermitteln sind die Verkehrsdichte und -verteilung auf den Staatsstraßennetzen während eines Tages, während der verschiedenen Jahreszeiten und während des ganzen Jahres.
2. Der mutmaßlich zu erwartende zukünftige Verkehr ist zu schätzen.

3. Zu ermitteln ist das Verhältnis der Verkehrsdichte zu den für die Verkehrszunahme wichtigen Faktoren, wie Kraftfahrzeugregistrierung, -erzeugung und Bevölkerung.
4. Die Straßen sind einzuteilen in industrielle, in Strecken mit starkem, mittlerem, schwachem Verkehr, weiterhin sind die Erfordernisse für die Planung festzustellen, und zwar
 - a) Zahl der verkehrenden Personen- und Lastkraftwagen,
 - b) Ladefähigkeit, Bruttolasten, vorherrschende Radlasten.
5. Die für den Verkehr notwendige Straßenbreite festzustellen.
6. Es ist zu ermitteln, in welchem Ausmaße die Verbesserung bestehender oder der Bau neuer Straßenzüge wirtschaftlich zu rechtfertigen ist.
7. Verkehrsgewichte und -dichte der Straßen in Beziehung zu setzen mit der Straßenkonstruktion und den Unterhaltungskosten.
8. Typ und Umfang des Straßenverkehrs als Index zur Anweisung der Straßenkonstruktion und des Unterhaltungsfonds zu ermitteln.
9. Uebergewichte und Häufigkeit der Ueberlastung von Lastkraftwagen zu ermitteln.
10. Die Kosten der Verbesserung verschiedener Straßentypen — wie Wiederherstellung abgenutzter Decken, Verminderung zu großer Gefälle, Beseitigung von Uebergängen usw. — mit den vermutlichen Einsparungen, die als Folge solcher Verbesserungen in Aussicht zu nehmen sind, zu vergleichen.
11. Den Erwerbswert des Staatstraßensystems (auf Grund der Personenwagen- und Gütertonnenmeilen) mit dem derzeitigen Wert des Straßensystems zu vergleichen, indem man die Umbaukosten abzüglich Abnutzungsminderung als Grundlage für die Berechnung des gegenwärtigen Wertes benützt.

B. Wirtschaftliche Daten.

Es sind:

1. Die durch Lastkraftwagen beförderten Gütermengen festzustellen, um das Verhältnis der Straßenbeförderungskosten zu den Kosten anderer Verkehrsmittel zu ermitteln.
2. Die Betriebskosten des Motorlastwagenzuges zu ermitteln.
3. Den Sitz der Eigentümer der die Straße befahrenden Personen- und Lastwagen festzustellen.
4. Den Wert des auf den Straßen beförderten Nettogewichts der Ladungen zu ermitteln.
5. Die Beförderungsstrecke und Verkehrsklasse der Nettogütermenge, die auf Lastkraftwagen befördert wird, zu ermitteln.
6. Die Zahl der für Geschäfts- und der für Vergnügungszwecke benützten Wagen festzustellen.
7. Den Anteil des landwirtschaftlichen Güterverkehrs am Gesamtstraßenverkehr zu ermitteln.

II. Kosten der Verkehrsaufnahmen.

Diese wechseln mit der Größe des Zählgebiets, der Länge des Straßennetzes, der verhältnismäßigen Verkehrsdichte und Gründlichkeit, mit der die Arbeit durchgeführt wird. Die Kosten werden sich aber etwa folgendermaßen verteilen:

1. Verwaltung und Analyse der Aufnahmen: 15 bis 25 vH.
2. Ausgaben für den Streckendienst: 75 bis 85 vH, wovon die
 - a) Ausgaben für die Ausrüstung etwa 15 vH,
 - b) Gehälter und Löhne für das Streckenpersonal 60 bis 70 vH betragen.

III. Typischer Organisationsplan für Straßenverkehrsaufnahmen.

1. Straßeningenieur.

Pflichten: Er ist für die Leitung und Ausarbeitung sämtlicher Ermittlungen verantwortlich. Seine Hilfskräfte sind:

- a) Ingenieurassistent und
- b) Büropersonal. Dieses ist für die richtige Ausarbeitung der Zählergebnisse verantwortlich.

2. Streckeningenieur.

Pflichten: Dieser ist für die Durchführung der ganzen Außenarbeit dem Straßeningenieur gegenüber verantwortlich.

a) Bezirksinspektoren.

Pflichten: Diese sind unter der Aufsicht des Streckeningenieurs für den erfolgreichen Fortgang der Aufnahmen innerhalb eines bestimmten, ihnen zugeteilten Bezirks verantwortlich. Zu seinen Aufgaben gehört eine häufige, regelmäßige Beaufsichtigung aller Mitwirkenden, eine ins einzelne gehende Nachprüfung aller im Bezirk ermittelten Feststellungen usw. Jeder Bezirksbeamte hat die Beaufsichtigung von 3 bis 6 Arbeitsgruppen.

b) Arbeitsgruppen.

Pflichten: Diese haben die für ihr Gebiet jeweils vorgeschriebenen Ermittlungen zu bewerkstelligen. Die Gruppenstärke wechselt zwischen 2 und 8 Mann. Jede

Gruppe hat einen Gruppenleiter, der für ein erfolgreiches Arbeiten seiner Leute verantwortlich ist.

Diese Arbeitsgruppen sind zweierlei Art:

1. **Aufzeichnende Gruppen:** Sie vervollständigen die Berichte über die Verkehrsdichte für alle Fahrzeugarten, fertigen ins einzelne gehende Angaben über Personen- und Lastkraftwagen, abgesehen von den Verkehrsgewichten.

2. **Wägegruppen,** die alle wissenswerten Gewichtsdaten ermitteln. Diese Gruppen sind auf eine hinreichende Anzahl von Plätzen zu verteilen, um genügend brauchbare Zahlen für Verkehrslasten zwecks Feststellung einer möglichst genauen Durchschnittsgewichtszahl für die verschiedenen Straßen zu erhalten. Bei durchschnittlichen Verkehrsverhältnissen sollen 30 bis 50 vH aller Zählstationen Wägestationen sein.

3. **Betrieb.** Jede Zählstelle ist monatlich einmal über die Dauer von 10 Stunden ununterbrochen in Tätigkeit. Der Arbeitsplan ist so ausgedacht, daß die Arbeiten alle sechs Tage der Woche ausfüllen, wobei die Arbeitsstunden so gelegt sind, daß gleichartige Berichte für alle Zählstellen ermöglicht werden.

IV. Erforderliche Ausrüstung an Kraftfahrzeugen.

Kraftwagen für den Streckeningenieur, dessen Assistenten und die Bezirksinspektoren.

Leichte Lastwagen (Eilwagen) für die Wägegruppen.

Lichtwagen für die Aufzeichnungsgruppen.

Tragbare Wagen für die Wägegruppen.

„Auftrieb“lastmeßvorrichtungen oder Berrywagen (dies sind Wiegevorrichtungen für die Einzelfeststellung der Achsgewichte).

Verschiedenes, Verkehrssignale usw.

V. Aufzuzeichnende Daten.

1. **Wiegstellen.** Diese ermitteln folgendes:

a) **Lastwagen:** Zahl der in einer Stunde verkehrenden Lastwagen, Lizenzstaat, Sitz des Eigentümers, Bauart, Ladefähigkeit, Wagenbreite, Wagentyp, Beförderungsstrecke und Verkehrsklasse der Güter, Wert der Ladung, Lastwagenführer (ob Organ einer Verkehrsgesellschaft oder der Eigentümer), Bruttogewicht, Vorder- und Hinterachsgewichte, Leergewicht, Radreiftyp, -größe, -breite, -eindruck auf der Decke.

b) **Personenwagen:** Zahl der in einer Stunde verkehrenden Wagen.

c) **Personen omnibusse:** Verkehrsdichte, Lizenzstaat, mögliche Besetzungszahl, Zahl der Fahrgäste, Name der Verkehrsgesellschaft, Herkunft und Ziel, Fahrgeld für eine Meile, Fahrzeit und Reifentypen.

d) **Pferdefuhrwerke:** Verkehrsdichte in der Stunde, Herkunft und Ziel (Beförderungsstrecke) und Verkehrsklasse, Fahrzeit, Güter.

2. **Zählstellen:** Hier werden alle wünschenswerten Angaben aufgezeichnet, ähnlich wie bei den Wiegstellen, abgesehen von Gewichten und Angaben über Radreifen.

3. **Der Personenverkehr** wird durch probeweises Aufzeichnen der Personenwagen an allen Zählstellen ermittelt. Diese Aufnahmen umfassen: Lizenzstaat, Bauart, Wagentyp, Zahl der Fahrgäste, ob der Wagen für Privat- oder Geschäftszwecke fährt und benützt wird, Länge der Fahrstrecke, Sitz des Eigentümers, Herkunft, Endziel.

VI. Formen der Aufnahmeberichte.

1. Verzeichnis über Lastwagengewichte.
2. Bericht über den Lastwagenverkehr.
3. Bericht über den Personenwagenverkehr.
4. Bericht über die Verkehrsdichte mit Personenwagen.
5. Bericht über die Verkehrsdichte mit Geschäftswagen und Pferdefuhrwerken.
6. Wagenleergewichte.

5. Verkehrssicherheit.

Für eine ersprießliche Lösung der Sicherheitsfrage für den Verkehr und die Erhaltung der Straße lassen sich aus den amerikanischen Erfahrungen folgende Anregungen ableiten, deren Zweckmäßigkeit für deutsche Verhältnisse zu prüfen wäre:

1. Alle Verkehrszeichen (Richtungs- und Gefahrenzeichen) sollten genormt sein. (Damit wäre ihre Einheitlichkeit gewährleistet.)

2. Alle Gefahrenstellen sind nachts in geeigneter, gut sichtbarer Weise zu beleuchten. Dabei dürfte es wünschenswert sein, die Farben der Lichtzeichen entsprechend dem Grade der drohenden Gefahr der Hemmnisse zu wählen, z. B. rot, wie bereits international üblich, für „Halt“ (z. B. an Eisenbahnübergängen, Sackstraßen u. dergl.), gelb als Mahnung zu Vorsicht und langsamerer Fahrt, grün als Zeichen, aus irgendwelchen Gründen aufzupassen.

3. Gefahrenzeichen für Tag müssen ebenfalls durch besondere Form oder Farbgebung oder beides zusammen auf weite Sicht deutlich erkennbar sein. So können z. B. die Haltezeichen, entsprechend Rotlicht bei Nacht, bezüglich der Form quadratisch, Zeichen für sofortige Herabminderung der Fahrgeschwindigkeit rund sein u. dergl.

4. Andere Zeichen, als den Verkehr betreffende, dürfen an Straßen nur mit besonderer Genehmigung der Verkehrspolizei angebracht werden. An allen Haupt- und Durchgangsstraßen sowie besonderen Kraftverkehrsstraßen sollte eine solche Genehmigung versagt werden.

5. An Straßenkreuzungen muß stets, auch wenn kein Verkehrsbeamter zugegen ist, für eine durchaus einheitliche Bewegung der Fahrzeuge in den vorgeschriebenen Richtungen gesorgt werden. Zuwiderhandelnde müssen mit empfindlichen Strafen bedroht werden; bei mehrmaliger Wiederholung der Uebertretung solcher Verkehrsvorschriften ist dem Urheber der Führerschein zu entziehen.

6. Die Aufstellung von Buden und Verkaufsständen aller Art ist mindestens an allen Haupt- und Durchgangsverkehrsstraßen unbedingt zu verbieten.

7. Benzinstationen und Reparaturschuppen dürfen nicht etwa unmittelbar an der rechten Straßenseite, sondern an geeigneten Plätzen abseits angelegt werden.

8. Alle Fahrzeuge sind mit Eintritt der Dunkelheit ausreichend zu beleuchten. Verfehlungen gegen diese längst bestehende, aber häufig mißachtete Vorschrift, müssen mit aller Strenge geahndet werden.

9. Im Interesse möglichst rationaler Kraftfahrzeugherstellung und zur Erleichterung sachgemäßer Festsetzung der Fahrbahnbreiten für die zukünftigen Straßen wäre eine Normung der Kraftfahrzeuge, wenigstens innerhalb gewisser Höchstgrenzen für Länge, Breite und Höhe wünschenswert.

10. Im Interesse der Straßenunterhaltung, die aus öffentlichen Mitteln bestritten werden muß, ist eine einheitliche gesetzliche Neuordnung und Durchführung der Höchstbelastung und Geschwindigkeit für alle Arten von Kraftfahrzeugen wünschenswert.

11. Auf Landstraßen dürfte es zweckmäßig sein, wenn die Fußgänger die linke, die Fahrzeuge die rechte Seite der Straße benutzen.

12. Ueber die zulässigen Grenzen hinaus beladene Kraftfahrzeuge oder solche Wagen, die die Straßen mit schadhafte Motoren befahren, sind zwecks Bestrafung des Führers festzustellen. Im Wiederholungsfalle, insbesondere durch Organe von Beförderungsgesellschaften, die ohne Rücksicht auf die bedeutenden Straßenbaukosten lediglich privatwirtschaftliche Selbstzwecke verfolgen, sollten die Wagen auf Kosten und Gefahr der Besitzer einige Tage festgehalten und dem wiederholt bestraften Führer der Fahrschein entzogen werden.

In vielen amerikanischen Städten ist ferner die Beleuchtung der Straßendecke infolge unzureichend gebauter Lichtquellen vollständig ungenügend. Viele Unglücksfälle könnten vermieden werden, wenn dieser wichtigen Frage die ihr gebührende Beachtung geschenkt würde. In verschiedenen Staaten führte jetzt die General Electric Co. nach langjährigen Versuchen eine neuartige Straßenbeleuchtung mit Reflektoren von höchstem Wirkungsgrade ein. Diese zerstreuen das Licht gleichmäßig über die Straßenoberfläche und schließen jede Blendung der Fahrzeuglenker oder Fußgänger aus. Es handelt sich bei dieser sogenannten „Novaluxbeleuchtung“ um drei zu einer Einheit zusammengebaute parabolische Reflektoren, in deren Mittelpunkt die Glühlampe aufgehängt ist. Durch diese Anordnung wird der größte Teil der Lichtstrahlen, die bei sonst üblichen Lampen infolge Aufwärts- und Seitenstrahlung für die Erhellung der Straßendecke verlorengingen, gesammelt und unmittelbar auf die Straße geworfen. Diejenigen Strahlen, die bei Verwendung nur eines Reflektors verlorengingen, werden von den beiden inneren Reflektoren aufgefangen und unter einem Winkel von 10 Grad gegen die Wagrechte nach der Straßenoberfläche reflektiert.

6. Mängel technischer und administrativer Art und deren Vermeidung.

In der durch Fußnote angegebenen Quelle⁸⁾ wird auf bau- und verkehrstechnische Fehler sowie deren Vermeidung aufmerksam gemacht und dazu im wesentlichen auf nachstehende Dinge hingewiesen.

Vor und während der Ausführung von Straßenbauten muß, wenn Mißerfolge möglichst vermieden werden sollen, auf folgendes geachtet werden:

1. Setze die Laufzeit der Schuldverschreibungen (bonds) auf einen späteren Zeitpunkt als die Lebensdauer der Straße fest.

2. Achte darauf, daß der Konstruktionstyp den Erfordernissen des neuzeitlichen Verkehrs Rechnung trägt.

⁸⁾ Eng. News Record. Vol. 94. Nr. 4. Seite 158.

3. Fehlerhafte Ausführungen durch den Unternehmer um persönlicher Vorteile wegen.
4. Ungenügende Beaufsichtigung mangels Befähigung und ungenügender Bezahlung des Personals.
5. Annahme minderwertiger, den Bauvorschriften nicht entsprechender Arbeiten.
6. Zulassung minderwertiger Baustoffe an Stelle der vorgeschriebenen, wenn durch irgendwelche Verhältnisse Verzögerungen eintreten, die außerhalb der Kontrolle des Unternehmers liegen.
7. Verzicht auf Qualität zugunsten der Eile.
8. Mängel in der Schaffung eines ausreichend bezeichneten und gut unterhaltenen Umwegs während der Bauzeit.
9. Planung und Ausführung von Brücken für Belastung, die unter den für Kraftwagen behördlich zugelassenen Lasten liegen und schmaler als die Regelbreite der Fahrbahn sind.
10. Schienengleiche Uebergänge vermeiden.
11. Ausführung von Unterführungen mit einer Lichtweite von mindestens 14 Fuß (in Preußen 4,50 m verlangt).
12. Mangel eines Zusammenarbeitens aller am Bau beteiligten Stellen.
13. Mangel einer hinreichenden Kautions des Unternehmers, der dann volle Freiheit in der Einstellung und Beschäftigung ungeeigneter Persönlichkeiten hat und sich auf Kosten des Auftraggebers durch Leistung minderwertiger Arbeit bereichern kann.
14. Das Bestreben der Unternehmer zu unterbieten, um sich hernach durch schlechte Arbeit schadlos zu halten.
15. Zurückweisung minderwertiger Baustoffe, die mitunter mit guten vermengt werden, um bei unzureichender Aufsicht den Auftraggeber zu täuschen.
16. Es ist bestimmt festgestellt, daß zu großer Wasserzusatz die Güte des Betons vermindert. Trotzdem kümmern sich viele Unternehmer nicht darum, weil sie glauben, dann mehr leisten zu können.

Diesen Mißständen muß entschieden begegnet werden, um spätere äußerst unliebsame Folgen zu verhindern. Gesetzliche Vorschriften allein vermögen diese Verhältnisse aber nicht wesentlich zu bessern.

Die Lösung des Verkehrsproblems verlangt zuerst eine geeignete Verkehrsplanung und zweitens entsprechende Mittel zur Durchführung, die sich zum größten Teil aus den vorstehenden Richtlinien ergeben. Alle Hauptstraßen sollten eine Mindestfahrbahnbreite von 10 Meter aufweisen, wobei das Profil frei von jeder Einengung bleibt und sich der ganze Verkehr nach einheitlicher Regelung abwickelt. Auch ist es empfehlenswert, in besonderen Fällen ein System von Einwegstraßen anzunehmen, das bezüglich Ausführung und aller Zeichen durchaus einheitlich zu gestalten und zu bezeichnen ist.

Das Aufstellen von Fahrzeugen an beiden Seiten der Straße soll dann nicht gestattet werden, wenn zwischen den gegenüberliegenden Fahrzeugen ein Abstand von nur 20 Fuß bleibt.

Daß nicht nur fehlerhaft gebaute Straßen, sondern auch die Fahrzeugführer sehr häufig die Ursache von Verkehrsunfällen sind, zeigen die im nächsten Abschnitt mitgeteilten Erhebungen über die Ursachen von Kraftwagenunfällen des Staatsstraßenamts des Staates Connecticut.

7. Kraftwagenunfälle und ihre Ursachen.

In den Vereinigten Staaten Nordamerikas wurde dem gesamten Straßenverkehr, entsprechend seiner Bedeutung für die Öffentlichkeit, schon wenigstens ein Jahrzehnt vor dem Weltkriege das ihm gebührende Interesse entgegengebracht. Staatliche und städtische Straßenbaubehörden stellen in Verbindung mit den Hochschulen des Landes seit zwei Jahrzehnten nicht nur äußerst wertvolle Versuche über die vorteilhaftesten Straßenbaukonstruktionen, den Einfluß der Verkehrsgröße auf die Beschaffenheit der Straßen usw. an, sondern führen auch genaue Aufzeichnungen über Kraftwagenunfälle und deren Ursachen, soweit letztere einwandfrei feststellbar sind. Aus derartigen Aufzeichnungen lassen sich zweifellos sehr wichtige Schlüsse für die Verkehrssicherheit ziehen.

Aus den neuesten im Staate Connecticut vorgenommenen Untersuchungen verdienen folgende beachtenswerte Ergebnisse hervorgehoben zu werden:

Innerhalb der letzten sechs Jahre ereigneten sich rund 50 000 Unfälle. Hierin sind nur solche Fälle eingerechnet, bei denen Personen verletzt oder der verursachte Sachschaden mindestens 10 Dollar betrug. Rund 17 000 Unfälle ereigneten sich allein im Jahre 1923, wobei 280 Personen getötet, 500 schwer, 3500 leicht verletzt worden sind. Der durch diese Unfälle angerichtete Sachschaden belief sich auf 1,5 Millionen Dollar; der Wert der dabei verlorengegangenen Menschenleben wurde auf 4 Millionen Dollar geschätzt. Weiterhin zeigen die statistischen Angaben der Yale-Universität, die diese Aufzeichnungen aufgenommen und ausgewertet hat, in dem Zeitraum 1918 bis 1923 eine bedenkliche Zunahme der jährlich auftretenden Kraftwagenunfälle, nämlich von 2000 im Jahre 1918 auf

rd. 17 000 im Jahre 1923. Innerhalb der letzten beiden Jahre hat sich die Zahl der Unfälle verdoppelt. Die vom 1. Januar bis 31. März 1924 ermittelten Unfälle betragen bereits 3022. Die Mehrzahl der Unfälle ereignete sich während des Sommers und Frühherbstes und erreichte ihren Höhepunkt im August. Während in den letzten neun Monaten des Jahres die meisten Unfälle auf Samstage und Sonntage fallen, verteilen sie sich in den Monaten Januar bis März mehr auf die übrigen Wochentage. Hinsichtlich der Tageszeit wurde festgestellt, daß sich die meisten Unfälle nachmittags ereignen und ihre Höchstzahl um 5 Uhr erreichen. Während der Wintermonate fällt die Höchstzahl meistens in die Zeit gegen 4 Uhr nachmittags und nach Mitternacht.

Von 16 500 im Jahre 1923 einwandfrei festgestellten Unfällen wurden nicht weniger als 10 000 (70,5 v H) durch den Wagenführer, nahezu 3500 (22,8 v H) durch andere Personen, 600 (4 v H) durch eingetretene Wagenpannen und der Rest (2,7 v H) durch verschiedene andere Umstände verschuldet. Todesfälle und schwere Verletzungen waren in 47 v H der Fälle auf das Verschulden des Wagenführers, in 46 v H auf das Verschulden anderer Personen, 3 v H auf Wagen-defekte und 4 v H auf verschiedene andere Ursachen zurückzuführen. Weitaus die Mehrzahl der Unfälle wurde durch Lastwagen verursacht. Die 600 infolge von Schäden am Wagen entstandenen Unfälle verteilen sich wie folgt: Schadhafte Bremsen 174 Fälle, schadhafte Räderübersetzungen 104, blendende Höhenlichter 61, ungenügende Beleuchtung 59, verschiedene andere Schäden 191.

Von 7675 Unfällen, die auf die größten Städte des genannten Staates entfallen, ereigneten sich: 4700 durch Zusammenstoß mit anderen Wagen einschließlich Motorfahrrädern, 1400 durch Zusammenstoß mit Fußgängern, 650 durch Zusammenstoß mit Straßenbahnwagen, 300 durch Zusammenstoß mit Fahrrädern.

Den im Januar und Februar 1924 festgestellten 834 Unfällen liegen folgende Ursachen zugrunde:

Außerachtlassen der Vorschriften des Straßenverkehrs	36,8 v H
Schleudern des Wagens	13,7 v H
Unachtsamkeit des Wagenführers	13,5 v H
Fehler beim Signalgeben	6,7 v H
Fahrlässiges Umdrehen	6,0 v H
Zu schnelles Fahren	5,4 v H
Zu geringer Abstand von anderen Fahrzeugen	5,3 v H
Abdrehen nach der falschen Straßenseite	3,1 v H
Mangel an Geistesgegenwart	2,4 v H
Ueberholen	1,8 v H
Unerfahrenheit	1,7 v H
Betrunkenheit	1,1 v H
Auffahren auf Randsteine an den Straßenecken	1,0 v H
Verschiedene Ursachen	1,5 v H

Die Ursachen bei 108 von 131 durch den Führer verschuldeten Todesfällen sind folgende: In 26 Fällen durch Schleudern des Wagens, in 20 Fällen verdunkelte Aussicht, in 14 Fällen zu schnelles Fahren, in 8 Fällen Unachtsamkeit, in weiteren 8 Fällen Unerfahrenheit, in 6 Fällen Trunkenheit, in weiteren 6 Fällen Züge zu überholen, in 5 Fällen das Befahren der falschen Straßenseite, in weiteren 5 Fällen das Verlassen der Straße, in 4 Fällen falsches Ausweichen, in weiteren 4 Fällen Mangel an Geistesgegenwart, in einem Fall falsches Signal, in einem weiteren Falle zu dichtes Vorbeifahren an einem anderen Fahrzeug; in 23 Fällen konnte die Ursache nicht einwandfrei aufgeklärt werden. Die Zahl der bis 1. April 1924 festgestellten Todesfälle durch Kraftwagen übertrifft diejenige des Vorjahres im gleichen Zeitraum bereits um 29, so daß wahrscheinlich für das Jahr 1924 eine weitere Zunahme von Unfällen gegenüber dem Vorjahre zu verzeichnen sein dürfte.

Eine Durchsicht dieser interessanten und lehrreichen Zusammenstellung zeigt aber, daß die weitaus größte Zahl der Unfälle durch entsprechendes Verhalten der Kraftwagenführer und anderer Fahrzeuglenker vermieden werden könnte. Ähnliche Aufzeichnungen liegen auch von einer Anzahl anderer Einzelstaaten vor.

In welchem Ausmaße sich mit zunehmendem Kraftwagenverkehr die durch Verkehrsunfälle verursachten Todesfälle innerhalb der amtlichen Registrierzone häufen, zeigt folgende Zusammenstellung der Jahre 1918 bis 1923.⁹⁾

	1923	1922	1921	1920	1919	1918
Innerhalb der registrierten Fläche (38 Staaten, aussch. des Distrikts Columbia u. weniger Städte) zus.	14 412	11 666	10 168	9 103	7 968	7 525
Auf 100 000 Einwohner entfallen an Todesfällen	14,9	12,5	11,5	10,4	9,4	9,3
Aufzeichnungen aus 68 Städten	5618	4891	4415	4416	3807	3609
Zusammen *)	17,2	15,8	15,0	14,1	13,7	

⁹⁾ Eng. News Record, Vol. 93, Nr. 19.

*) Für die Vorstädte von Newyork ergab sich für 1923 ein Verhältnis von: Manhattan 20,9; Bronx 15,3; Brooklyn 12,9; Richmond 12,5; Queens 12,3.

Staaten mit 20 und mehr Todesfällen auf 100 000 Einwohner sind es folgende drei (1923):

Kalifornien	32,6	26,0	24,4	21,1	19,2	16,7
Wyoming	24,1	13,5	—	—	—	—
Delaware	23,9	10,5	7,5	9,8	10,4	—

Städte mit 25 und mehr Todesfällen auf 100 000 Einwohner sind es elf (1923):

Camden	35,4	27,9	22,6	17,9	22,6	21,2
Sevanton	29,2	20,7	18,0	15,2	14,6	11,7
Trenton	28,3	21,6	21,2	14,1	12,7	13,8
Paterson	27,9	24,5	23,3	13,2	12,9	14,9
Memphis	27,0	25,6	15,1	26,3	17,4	12,9
Hartford	26,3	22,5	22,5	25,7	27,9	21,2
Louisville	25,6	16,4	14,8	11,9	8,1	12,0
Buffalo	25,5	20,1	15,6	20,4	13,5	18,2
Cambridge	25,1	14,4	17,2	20,0	19,2	12,9
Cincinnati	25,1	18,8	19,6	14,2	16,7	14,8
Birmingham	25,0	16,2	22,6	12,7	11,8	15,3

Das urschriftliche Verzeichnis enthält weiterhin 10 Städte mit 12,0 bis 23,5 und drei Städte mit 10 Todesfällen und weniger auf je 100 000 Bewohner. Bei einem Staat und acht Städten zeigten die Aufzeichnungen des Jahres 1923 einen kleinen Rückgang der Todesfälle gegenüber den Vorjahren.

8. Straßenbauprogramm des Jahres 1923. Welches Tätigkeitsfeld das Gebiet des Straßenbaues den amerikanischen Fachkollegen zurzeit bietet, zeigt das Ergebnis einer Rundfrage, die im Jahre 1923 von der American Association of Engineers an alle Staatsstraßenämter gerichtet worden ist.¹⁰⁾ Es ergab sich, daß im Jahre 1923 nicht weniger als 7046 Ingenieure (ausschl. Pennsylvania) bei staatlichen Straßenbauämtern beschäftigt waren, davon 800 in Nordcarolina, 700 in Newyork, 534 in Illinois, 500 in Missouri, 424 in Californien, 250 in Jowa, 242 in West-Virginia, 240 in Oregon, 200 in Virginia, 200 in Kentucky, 180 in Wisconsin und 175 in Michigan. Außerdem waren für die Durchführung des für 1923 auf 352 Millionen Dollar veranschlagten Straßenbauprogramms noch weitere 2000 Ingenieure notwendig.

Auf die Einzelstaaten entfallen Ausgaben für Straßenbauzwecke im Jahre 1923 von 1 bis höchstens 30 Millionen Dollar, im ganzen 352 040 Millionen Dollar, oder im Durchschnitt 7,33 Mill.

Michigan, Pennsylvania und Süd-Carolina hatten ihre Aufstellungen im Zeitpunkt der Rundfrage noch nicht fertig. Der durchschnittliche jährliche Personalwechsel betrug 44 v H, der Höchst-

¹⁰⁾ Eng. News Record, Vol. 90, Nr. 22, Seite 953.

satz in Californien 140 v H, der Mindestsatz in New Hampshire 3 v H, Wisconsin hatte 130 v H, Washington 105 v H, Rhode Island 102 v H, Pennsylvanien, Oregon und Jowa je 100 v H. In verschiedenen Staaten vollzog sich ein Wechsel des ganzen Personals aus politischen Gründen.

Diese Zahlentafel ist durchaus verständlich, wenn man die Leistungen der letzten beiden Rechnungsjahre betrachtet. So konnten im Rechnungsjahre 1923 (endigt am 30. Juni) nicht weniger als 8820 Meilen Straßen mit Staatszuschüssen fertiggestellt werden, so daß das mit Regierungsbeihilfen ausgebaute Gesamtstraßennetz am 1. Juli 1923 eine Ausdehnung von 26 536 Meilen hatte. Die 1923 fertiggestellten Strecken umfaßten:

Ins Profil gebrachte und entwässerte Erdwege	1860,1 Meilen
Sand- und Tonwege	749,5 „
Kieswege	3815,4 „
Wassergebundener Makadam	335,6 „
Bituminöser Makadam	452,9 „
Bituminöser Beton	76,8 „
Betonstraßen	1440,3 „
Klinkerdecken	78,8 „
Brücken	10,8 „

zusammen 8820,2 Meilen

Während des letzten, am 30. Juni 1924 endigenden Rechnungsjahres wurden nach dem Jahresbericht des Bureau of Public Roads¹¹⁾ 8620 Meilen neuer Straßen mit Hilfe von Staatszuschüssen fertiggestellt. Seit dem Jahre 1916 wurden nunmehr 35 157 Meilen Staatsstraßen gebaut. Bis zum Ende des Jahres 1924 sind noch weitere 5350 Meilen fertiggestellt worden, die sich auf folgende Wegarten verteilen:

Kieswege	3353,8 Meilen (vom 1. 1. bis 31. 12. 1924)
Ins Profil gebracht und entwässert	1604,8 „
Sand- und Tonwege	888,2 „
Wassergebund. Makadam	106,7 „
Bituminöser Makadam	566,6 „
Bituminöser Beton	252,1 „
Betondecken	1667,9 „
Klinkerstraßen	169,4 „

¹¹⁾ Eng. News Record, Vol. 93, Nr. 26, Seite 1042.

Vermerk der Schriftleitung. Ueber die technische Entwicklung des Straßenbaues in Amerika bringen wir eine besondere Abhandlung des Verfassers in einem der nächsten Hefte.

Die Anlagen und Einrichtungen zur Verhütung von Stauschäden im Gebiet der Waldecker Talsperre.

Vom Professor Dr.-Ing. Thürnau in Darmstadt.

Alle Rechte vorbehalten.

I. Allgemeines über Stauschäden und ihre Ursachen.

Der Betrieb der Talsperren bringt es mit sich, daß alljährlich mit dem Sinken des Wasserspiegels große Flächen des Seegrundes trocken laufen. Wenn auch nach dem Zurücktreten des Wassers diese Flächen sich meistens bis auf einen schmalen Saum um den Rand des jeweiligen Wasserspiegels wieder begrünen und manchmal sogar mit einem Blumenflor schmücken, dessen Pracht kaum ihre frühere Ueberstauung ahnen läßt, so kann doch unter ungünstigen Verhältnissen das Trockenlaufen der Flächen nicht ungefährlich sein und beim Zusammentreffen widriger Umstände die Ursache werden, daß gesundheitliche Schäden in der Umgebung der Talsperren auftreten.

Als Begleiterscheinungen anhaltender starker Wasserstandsschwankungen kommen überall, wo solche vor sich gehen, zunächst das Auftreten von Geruchsbelästigungen sowie von Stechfliegen- und Stechmückenplagen und späterhin das Heimischwerden des Sumpffiebers in der Umgebung in Frage. Geruchsbelästigungen und Fliegen- oder Mückenplagen sind an und für sich noch nicht mit Gefahr für die Umgebung verbunden, sondern treten als mehr oder weniger unangenehme Belästigungen in Erscheinung. Eine Gefahr entsteht erst dann, wenn unter den Stechmücken die Anopheles-Art heimisch und zur Ueberträgerin der Malaria wird oder wenn beim Absinken des Wassers sehr viele tierische Lebewesen zurückbleiben und absterben, so daß die Stechfliegen dadurch ungewöhnlich viel Gelegenheit finden, mit den verfaulenden Körpern in Berührung zu kommen und das Verwesungsgift auf Menschen und Tiere zu übertragen. Diese letztere Art von Schäden hat in unserem Klima wenig oder gar keine Bedeutung. Meist geht der Wasserstandswechsel so langsam vonstatten, daß die Wasserbewohner sich rechtzeitig in Sicherheit bringen können. Sodann sorgen Enten, Krähen, Möwen Reiher, Füchse usw. eifrig dafür, daß in den Tümpeln etwa zurückgebliebenes oder auf dem Lande verschmachtetes Getier verschwindet, bevor Schaden entstehen kann. Von den möglichen Benachteiligungen bleiben deswegen im allgemeinen nur das Auftreten

von Geruchsbelästigungen und die Gefahr der Entstehung sogenannter Malariaherde zu berücksichtigen.

Die Vorbedingungen für das Eintreten solcher Schäden sind zu meist in dem Vorhandensein von Abflußhindernissen gegeben, die beim Fallen des Talsperrenspiegels das Wasser in den Tümpeln zurückhalten oder zu langsam abfließen lassen. Als gegebenenfalls gefährdet kommt jedoch nicht die gesamte trocken laufende Fläche der Talsperre in Betracht, sondern nur der Teil des Talsperrengrundes, der während der heißen Sommerzeit aus dem Wasser heraustaucht. Das Trockenlaufen von Flächen zur Herbst- oder zur Winterzeit ist bedeutungslos, da die niedrige Wärme dieser Jahreszeiten die Entstehung oben genannter Schäden verhindert. In Frage kommt deshalb in der Regel nur das Gebiet des Stausees, das im Bereich der oberen und obersten Wasserstände liegt.

Von ausschlaggebendem Einfluß auf die Tümpelbildung sind: die Oberflächengestaltung des Talsperrengrundes in den trocken laufenden Gebietsteilen, die Beschaffenheit des Bodens und Untergrundes daselbst und die Wasserstandsbewegung in der Talsperre.

Wagrecht oder nur äußerst gering geneigt liegende Flächen mit unregelmäßiger, sehr schwach gewellter Oberfläche sind für die Entstehung von Tümpeln am günstigsten. Auf derartig gestalteten Flächen bleiben beim Sinken des Wassers zahlreiche mehr oder weniger große Tümpel zurück, deren Daseinsdauer, abgesehen von der Verdunstung, von der Tiefe der Tümpel und der Durchlässigkeit des Untergrundes abhängt. Schotter- und Kiesuntergrund läßt das Wasser in den Tümpeln nahezu in Uebereinstimmung mit dem Sinken des Wasserstandes in der Talsperre fallen. Bei ziemlich dichtem oder sehr dichtem Untergrund dagegen bleiben die Tümpel unabhängig von dem Sinken des Wasserstandes in der Talsperre längere Zeit mit Wasser gefüllt und trocknen nur langsam durch Verdunstung aus. Dieser Vorgang kann sich aber auch auf durchlässigem Untergrunde einstellen, sofern sich dieser nicht aus grobem Kies, Gesteine oder Bergschutt zusammensetzt. Denn im Laufe der Jahre

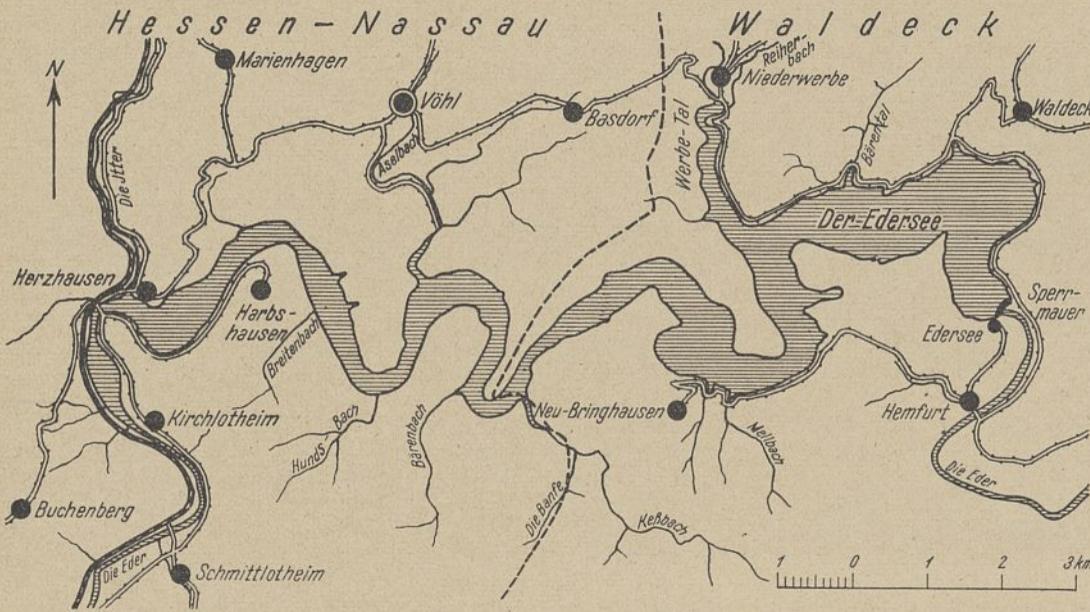


Abb. 1. Lageplan des Waldecker Sammelbeckens.

wird der Seegrund durch die unvermeidliche Aufschlickung mit einer Schlammkruste überzogen, die, allmählich dicker werdend, schließlich auch an sich gut durchlässige Kies- oder Sandböden undurchlässig macht.

Neben diesen durch die Oertlichkeit bedingten Verhältnissen kann die Tümpelbildung noch durch die Wasserstandsbewegung in der Talsperre, d. h. durch den Betrieb derselben, begünstigt werden. Dies wird z. B. der Fall sein, wenn im Sommer bei starker Inanspruchnahme des Wasservorrats der Talsperre vorübergehend Anschwellungen der Zuflüsse eintreten. Die das Abflußoll übersteigenden Zuflußmengen werden dann als willkommene Ergänzung des Wasservorrats aufgespeichert. Der Wasserspiegel in der Talsperre steigt wieder an, und die ausgetrockneten oder im Austrocknen begriffenen Tümpel füllen sich durch Ueberstauung der trennenden Geländewellen oder durch Aufsteigen des Wassers aus durchlässigem Untergrunde wieder auf. Derartige Erscheinungen sind namentlich

bei solchen Talsperren zu erwarten, deren Zuflüsse häufige und starke Schwankungen während der Sommerzeit aufweisen und deren geringe Stauraum-Größe eine gewisse Empfindlichkeit der Wasserstandsbewegung gegen die Veränderung der Zuflußmengen mit sich bringt.

Wo derartige Verhältnisse vorliegen, sind die Vorbedingungen für das Eintreten gesundheitlicher Schäden gegeben. In solchen Fällen müssen deshalb schon bei der Anlage der Talsperren Vorkehrungen getroffen werden, die das Entstehen der Schäden verhindern.

Hinsichtlich der Gefährdung der Umgegend liegen bei unseren deutschen, im Mittelgebirge errichteten Talsperren die Verhältnisse im allgemeinen günstig. Gewöhnlich sind die Gefälle der Täler so erheblich, daß es kaum irgendwo zur Bildung ausgedehnter Sumpfflächen oder Tümpel kommen kann; und die Befürchtungen,

die häufig bei der Anlage neuer Talsperren von Laien geäußert werden, sind in der Regel unbegründet und überflüssig. Nur dort, wo Ortschaften unmittelbar von einer Talsperre berührt werden oder sehr ungünstige Verhältnisse herrschen, wird man besondere Vorkehrungen zur Verhinderung der Versumpfung und Tümpelbildung treffen müssen.

II. Beschreibung der Anlagen und Einrichtungen bei der Waldecker Talsperre.

Allgemeines. Die Waldecker Talsperre nimmt den Abschnitt des Edertales ein, der von den Ortschaften Kirchlotheim im Südwesten und Hemfurth im Nordosten begrenzt wird (Abb. 1). Auf dieser Strecke durchfließt die Eder ein tiefes, manchmal recht scharf eingeschnittenes Flußtal, das sich in vielen Windungen durch die einsame, reich gegliederte Hochfläche hinzieht. Die Ufer der Talsperre sind überwiegend steil, und die Bodenflächen, die in der Längsrichtung des Tales ein Durchschnittsgefälle von 1 : 600 aufweisen, sind in der Querrichtung fast überall so stark geneigt, daß im allgemeinen das Auftreten von Stauschäden nicht zu erwarten war. Nur an zwei Stellen, wo die Verhältnisse ungünstiger lagen, erschien eine nachteilige Einwirkung auf die Umgebung nicht ausgeschlossen. Es waren dies die Ausläufer des Stausees im Werbe- und im Edertal.

Im Werbetal endigt der Stausee bei der Ortschaft Niederwerbe, die im Scheitelpunkt der beiden Bachtäler, des Werbe- und des Reiherrbaches, liegt. Bei normalem Stauspiegel reicht der See so weit in beide Bachtäler hinein, daß die Ortschaft auf drei Seiten vom Wasser umgeben ist und der untere östlich der Landstraße Hemfurth—Sachsenhausen gelegene Teil des Dorfes unter Wasser zu liegen kommt (Abb. 2). Die Bachtäler sind an dieser Stelle verhältnismäßig breit und haben ziemlich ebene, leicht gewellte Talböden mit einem Längsgefälle von etwa 1:150. Die Ueberflutungshöhe beträgt bis zu 3 und 5 m.

Im Edertal liegen am Ende des Stausees die beiden Ortschaften Herzhäusen und Kirchlotheim (Lageplan S. 115). Bei beiden Dörfern weist das Edertal beträchtliche kesselartige Erweiterungen auf, deren Talböden nur wenig über dem Ederspiegel liegen und vom Hochwasser überströmt werden. Bei normalem Stauspiegel in der Talsperre sind die Talböden der kesselartigen Erweiterungen unterhalb Kirchlotheim teilweise, bei Herzhäusen völlig vom Wasser überdeckt und die Ortschaft Herzhäusen in ihrem südöstlichen, tief gelegenen Teil überflutet. Die mittlere Ueberflutungshöhe beträgt auf den Flächen unter-

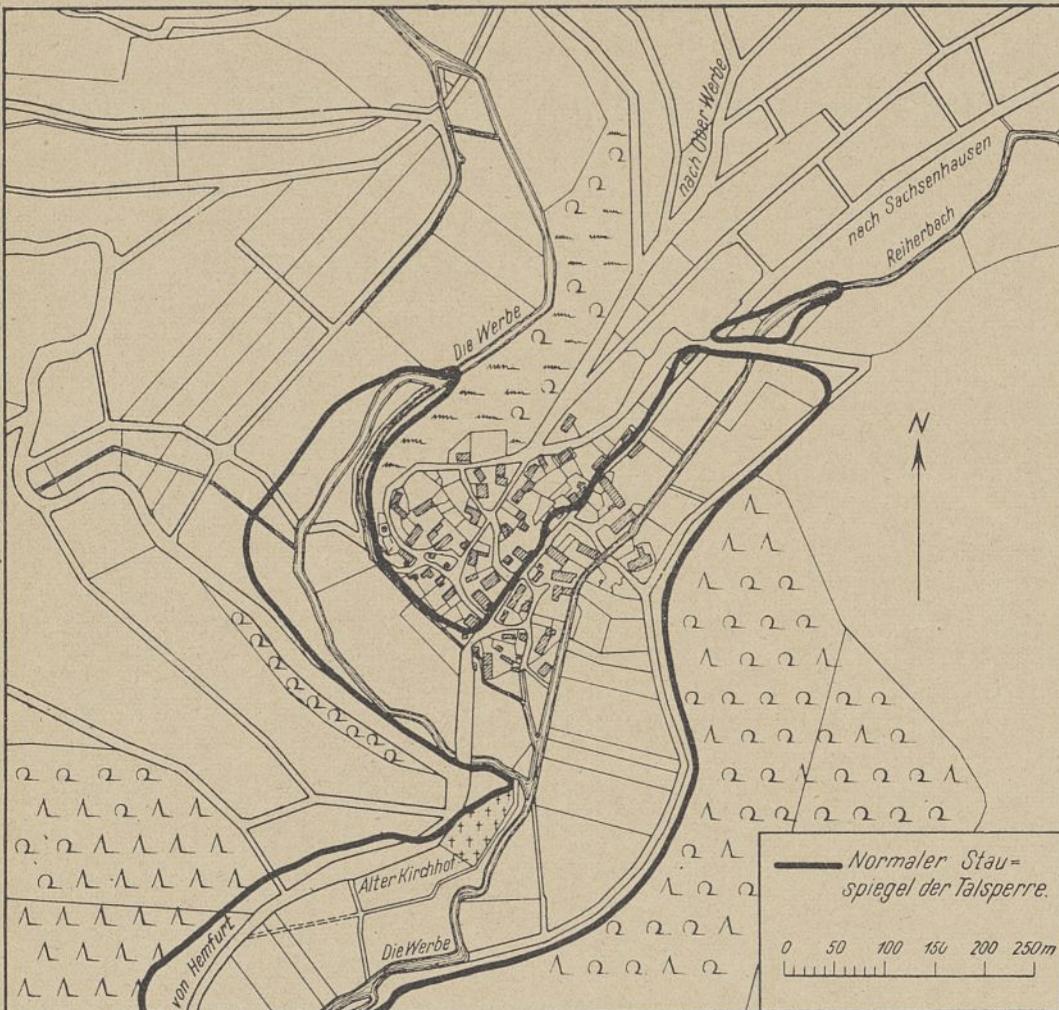


Abb. 2. Dorf Niederwerbe vor dem Bau der Talsperre.



Lageplan.

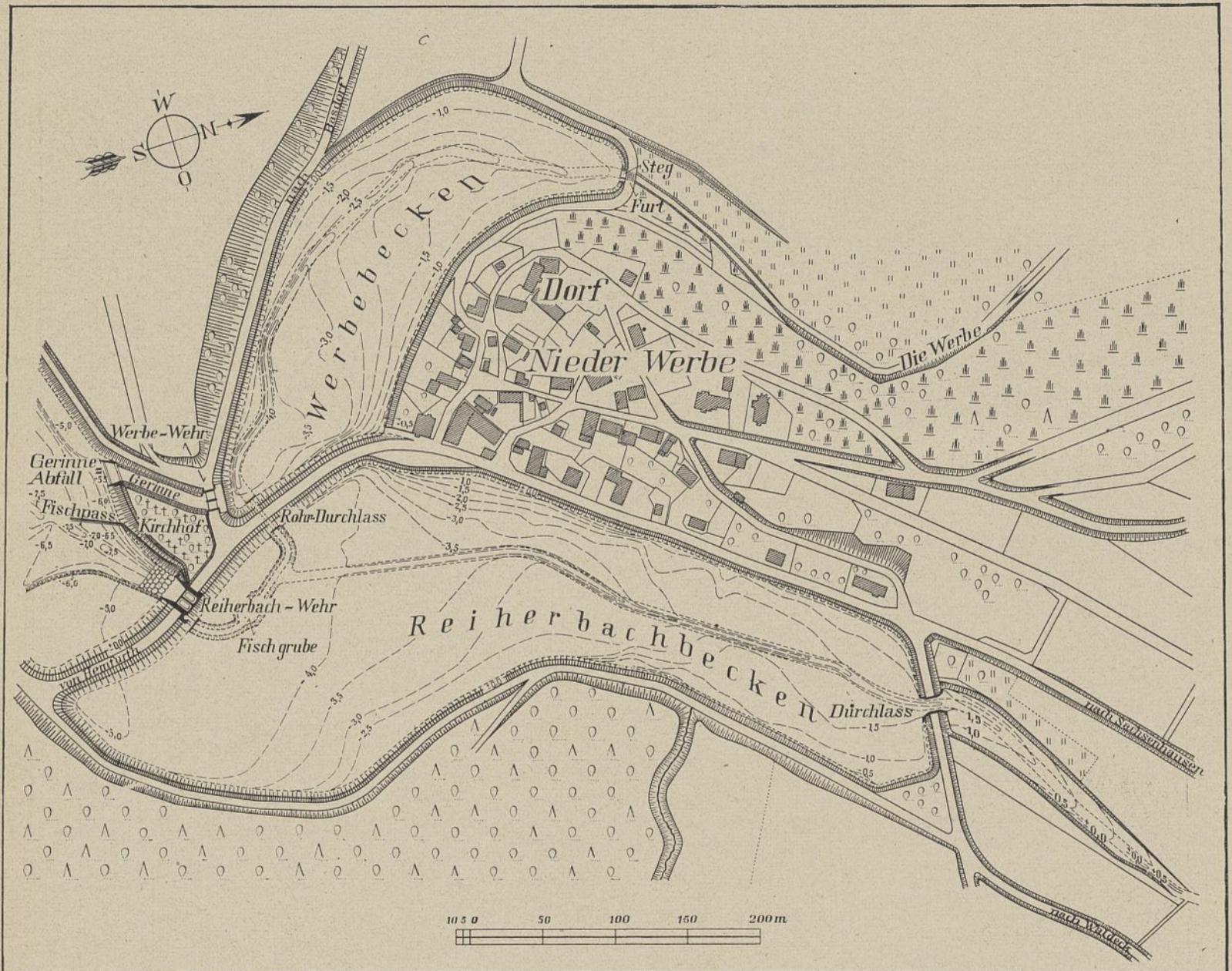


Abb 3. Dorf Niederwerbe mit den Vorbecken. M. 1:4000.

halb Kirchlotheim 1 m, bei Herzhausen 3 m und unterhalb dieser Ortschaften 4 m. Die unter Wasser kommenden Teile der Talböden bilden hier fast völlig ebene Flächen, die nur von wenigen unbedeutenden Geländewellen durchzogen sind. Das Längsgefälle in der Talrichtung schwankt zwischen 1:300 und 1:600.

1. Die Anlagen bei Niederwerbe.

a) Allgemeine Anordnung. Am ungünstigsten in gesundheitlicher Beziehung lagen die Verhältnisse bei Niederwerbe. Die Umfassung der Ortschaft auf drei Seiten durch trocken laufende Flächen, die Undurchlässigkeit des die Talsohle bildenden Lehm-bodens, die zahlreichen Kellerhöhlen und Dungalöcher in dem wegen der Ueberstauung abgebrochenen Teile der Ortschaft und schließlich die Notwendigkeit, die durch Regen herabgeführten Abwasser des Dorfes durch die Werbe aufzunehmen, ließen, wenn irgendwo, dann hier das Auftreten von Schäden, zum mindesten aber unangenehme Geruchbelästigungen erwarten. Bei dem großen Talgefälle wären die Anlage von Entwässerungsgräben zur sicheren und schnellen Entwässerung der Geländemulden, die sorgfältige Beseitigung der Gehöfte mit allen Aufständen, wie Schuppen, Bäume, Sträucher, Zäune usw., die Einebnung der Hausstellen, die Anfüllung aller Kellerlöcher, Dungsgruben und Brunnen in dem unter Wasser kommenden Teil sowie die Aufhöhung zu tief liegender Flächen in dem bestehen bleibenden Teil der Ortschaft ausreichende Maßnahmen gewesen, um alle voraussichtlich möglichen Schäden hintanzuhalten. Dieser Ansicht schloß sich auch die zum Gutachten aufgeforderte Versuchs- und Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung in Berlin an. Dennoch wurden im Einvernehmen mit dieser Behörde an dieser Stelle weit größere Sicherheitsmaßnahmen getroffen. Ausschlaggebend hierfür war der Umstand, daß infolge der erforderlich gewordenen Umgestaltung des Wegenetzes im Talsperrengebiet die Landstraße Hemfurth—Sachsen-

hausen dicht unterhalb der Ortschaft Niederwerbe von dem rechten Talhang auf den linken überführt werden mußte. Für diese Ueberführung konnte unter den obwaltenden Geländebedingungen nur eine solche mittels Damm in Betracht kommen. Es lag daher nahe, an dieser Stelle die Frage der Verhütung von Stauschäden dadurch zu lösen, daß mit Hilfe des Straßendamms die Flächen oberhalb desselben ständig unter Wasser gehalten werden. Zu diesem Zweck ist die das Werbetal dicht oberhalb des alten Friedhofes durchquerende Strecke des Straßendamms als Sperrdamm ausgebildet worden (Abb. 3 und 4). Dadurch sind von der eigentlichen Talsperre zwei Vorbecken, das Reiherbach- und das Werbebecken, abgeschnitten, deren Wasserspiegel unabhängig von den Wasserständen in der Talsperre dauernd auf gleicher Höhe gehalten werden kann. Die so gewonnenen Vorbecken gewähren dann noch als weiteren Vorteil die Möglichkeit einer günstigen fischereiwirtschaftlichen Ausnutzung.

Durch die Absperrung vom eigentlichen Stausee werden die Vorbecken von den Wasserständen und Zuflußverhältnissen der Talsperre im allgemeinen nicht mehr beeinflußt. Dafür sind sie aber nun von den Abflußverhältnissen im Werbe- und Reiherbachgebiet abhängig geworden. Das Niederschlagsgebiet beider Bäche besitzt bei Niederwerbe eine Größe von 73 qkm. Die mittlere sekundliche Abflußmenge beträgt etwa $6 \text{ l/qkm} = \text{rd. } 0,4 \text{ cbm/sec}$. Als höchstes Hochwasser ist auf Grund von Beobachtungen eine sekundliche Abflußmenge von $1000 \text{ l/qkm} = 73 \text{ cbm/sec}$ angenommen worden.

Die für die Ausgestaltung der Anlagen maßgebenden Wasserstände in den Vorbecken sind folgendermaßen festgelegt worden: Der normale Stauspiegel der Vorbecken ist mit Rücksicht auf die Höhenlage der Kellersohlen der bestehen bleibenden Häuser möglichst niedrig gehalten, und zwar auf + 245,10 m für das Reiherbach- und + 245,20 m für das Werbebecken, d. i. 10 und 20 cm

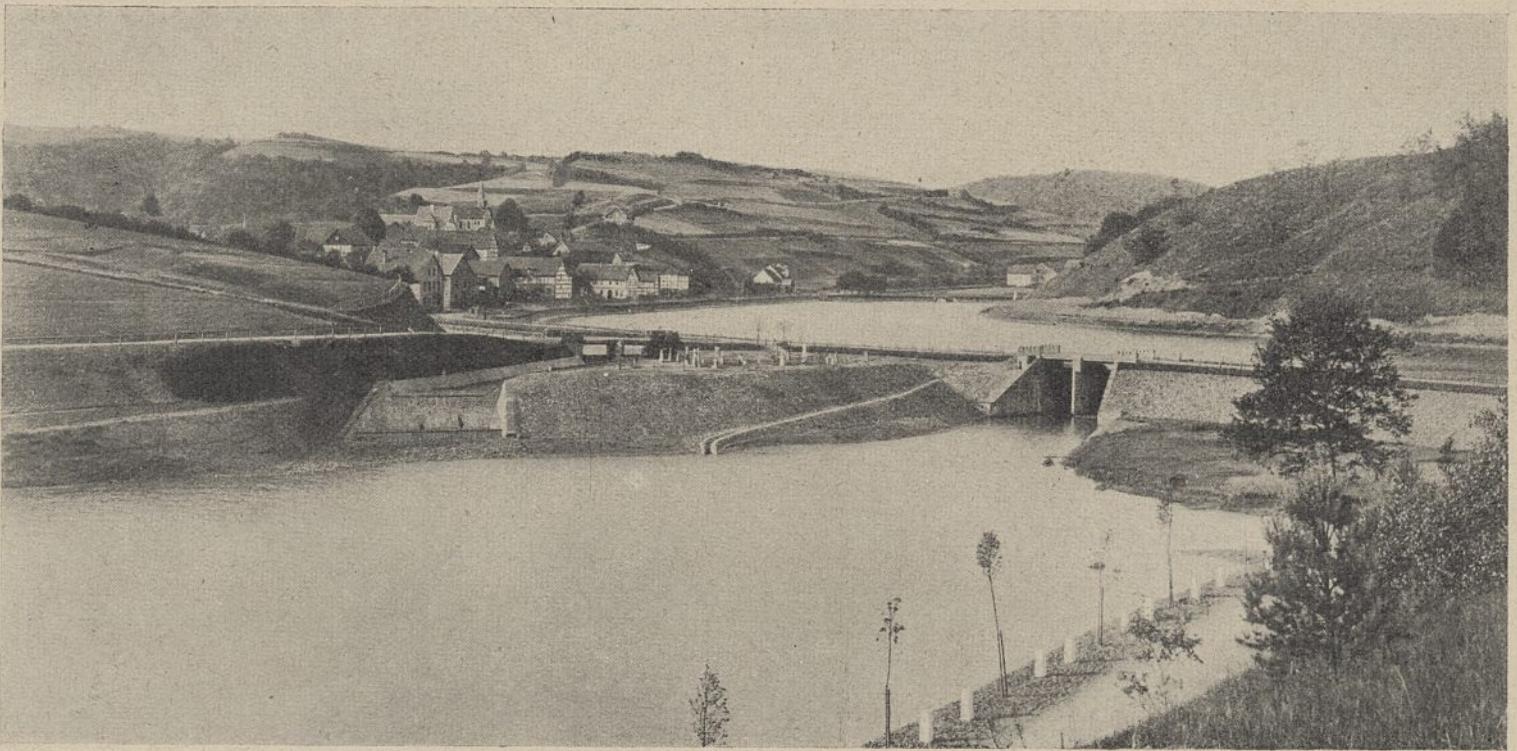


Abb. 4. Dorf Niederwerbe und Reiherbachbecken.

höher als der normale Stauspiegel der Talsperre. Der höchste zu erwartende Hochwasserspiegel für die Abflußmenge von 73 cbm/sec ist dagegen, um die Baulichkeiten für die Hochwasserentlastung möglichst klein halten zu können, so hoch gelegt wie es die Bebauung und das Streben nach möglichster Verringerung der Aufhöhungsmassen nur irgend zuließ, nämlich auf +246,35 m für das Reiherbachbecken und auf +246,70 m für das Werbebecken.

b) Maßnahmen und Einrichtungen zur Verhütung von Stauschäden. Die für Niederwerbe getroffenen Maßnahmen und Einrichtungen in Gestalt der Vorbecken stellen eine verhältnismäßig große Anlage dar, deren wichtigste Arbeiten im folgenden aufgeführt sind.

Beseitigung der unter Wasser kommenden Gehöfte und Häuser und Abräumung des Vorbeckengebietes. In den Stau der Talsperre fiel, wie schon erwähnt, der gesamte untere, östlich der Landstraße Hemfurth-Sachsenhausen gelegene Teil der Ortschaft. Außerdem wurden noch verschiedene auf der westlichen Seite dieser Straße befindliche Häuser derart durch den Stau beeinträchtigt, daß sie abgebrochen und durch neue ersetzt werden mußten.

Die Beseitigung von Hausstellen zur Verhinderung der Entstehung von Fäulnisherden ist eine viel umfangreichere Arbeit, als gewöhnlich angenommen wird. Mit der Beseitigung der Häuser ist der Zweck nicht erreicht. Es gehört dazu noch die Zuschüttung der Kellerlöcher, Brunnen, Jauche- und Abortgruben und der sonstigen Unebenheiten sowie die Entfernung aller Aufstände, wie Hecken, Zäune, Bäume, Sträucher usw., und die Beseitigung alles hierbei anfallenden organischen Materials. Die Ausführung dieser Arbeiten geschah in der Weise, daß schon längere Zeit vor Inangriffnahme der Bauarbeiten alles, was noch irgendwelchen Wert besaß, wie z. B. Häuser, Bäume, Zäune usw., verkauft wurde. Käufer waren meist die abgefundenen Besitzer, die das noch brauchbare Stein- und Holzwerk zur Errichtung ihrer neuen Häuser wieder verwendeten. Dieses Verfahren hat sich bewährt. Der Abbruch der Häuser ging fast überall genügend schnell vonstatten. Die stehen gebliebenen Reste, meistens die festgefügtten Grundmauern, wurden sodann bei der Inangriffnahme der Bauarbeiten von dem Unternehmer beseitigt, der das angefallene verwendbare Material zur Ausführung der Kunstbauten oder Ufersicherungen benutzte, während das nicht mehr verwendbare zur Ausfüllung der Löcher und Unebenheiten diente. Das dann noch übrig gebliebene morsche Holzwerk, Baumzweige, Strauchwerk usw. wurde gesammelt und verbrannt. Anfangs wurde die Einebung aller Flächen sorgfältiger ausgeführt, als zur Verhütung gesundheitlicher Schäden nötig war, um eine möglichst glatte Oberfläche zur Ausübung der Fischerei mit Zugnetzen zu schaffen. Allein es zeigte sich sehr bald, daß eine derartige Glättung des Bodens, wie sie zur Handhabung von Zugnetzen nötig ist, auf den bebauten Stellen und in den Gärten sich teils überhaupt nicht, teils nur mit ganz unverhältnismäßig hohen Kosten erreichen ließ. Deshalb wurde an diesen Stellen von völliger Glättung abgesehen und die Flächen nur soweit eingeebnet, daß beim Ablassen der Vorbecken nirgends Tümpel und Fäulnisherde von

Fäkalien oder Abfallstoffen aus dem Dorfe entstehen konnten. Die übrigen, ursprünglich freien Flächen sind ebenfalls abgeräumt und, wo es erforderlich war, mit Abzugsmulden für den Wasserabfluß versehen worden. Dabei ließen sich genügend Netzaufzugstellen gewinnen, ohne daß dies besondere Kosten verursacht hätte.

Aufhöhung zu tief liegender Grundstücke, Straßen- und Wegestrecken. Die Aufhöhung der zu tief liegenden Grundstücke, Straßen- und Wegestrecken nahm unter den Bauarbeiten einen großen Umfang ein. Aufgehört wurden die Dorfstraße nebst der anschließenden Strecke der Chaussee, die Wege nach Basdorf und Waldeck, der alte Friedhof sowie Flächen westlich der Dorfstraße und an der Einmündung des Werbe- und Reiherbaches in die Vorbecken. Abgesehen von der Dorfstraße, die unter allen Umständen in ihrer Lage verbleiben mußte, und dem alten Friedhofe, dessen Aufhöhung weiter unten besprochen werden soll, sind nur solche von den unter Wasser kommenden oder durch den Stau beeinträchtigten Grundstücken aufgehört worden, deren Höherlegung sich nicht zu teuer stellte. Wo dies jedoch der Fall war, wurde auf Aufhöhung verzichtet und nötigenfalls Abgrabung vorgenommen. Das Material zu den Aufhöhungen stammte aus Abgrabungen innerhalb der Vorbecken. Diese Abgrabungen wurden auf Anregung der Versuchs- und Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung durchweg so gestaltet, daß ebene, geneigte, von steilen Ufern eingefasste Sohlenflächen mit einer Mindesttiefe von 80 cm entstanden, um das Aufkommen von Mückenlarven soweit wie möglich zu verhindern.

Eine Sonderstellung unter den Aufhöhungen nimmt der alte Friedhof ein. Dieser lag auf der südlich der Ortschaft in das Bachtal einspringenden Bergnase (s. Abb. 2). Das hängige Grundstück wurde zum größten Teil überstaut, und zwar bis zu einer Wassertiefe von 3 m. Gegen die Ueberstauung erhoben die Einwohner Einspruch. Zu einer Ausgrabung und Ueberführung der Leichen nach dem neuen Friedhof mochte man sich nicht entschließen, weil peinliche Vorkommnisse beim Herausnehmen der nicht fest gefügten Särge befürchtet wurden und hinzugezogene Sachverständige abgeraten hatten. Man kam daher mit der Gemeinde überein, den Friedhof bis zu 1 m über dem normalen Stauspiegel der Talsperre aufzuhöhen und die aufgenommenen Grabsteine und Einfriedigungen genau senkrecht über den alten Grabstellen wieder aufzurichten. Außerdem wurde der Friedhof mit Hecken eingefriedigt, unter Rasen gelegt und wieder in einen würdigen Zustand versetzt. Die Aufhöhung des Friedhofes hat sehr viel Bodenmassen erfordert und hohe Kosten verursacht. Es mag daher nicht unerwähnt bleiben, daß die Befürchtungen, die zur Aufhöhung führten, nach späteren Erfahrungen bei den anderen Friedhöfen im Talsperrengebiet nicht begründet waren. Dort ging die Ausgrabung und Ueberführung der Leichen trotz verschiedenen Alters überall überraschend glatt vonstatten und stellte sich wesentlich billiger als die stellenweis geforderte und zugestandene Abdeckung der Gräberfelder mit Beton.

Sicherung der Ufer. Die lehmige Beschaffenheit der zur Aufhöhung verwendeten Schüttmassen machte eine Sicherung der

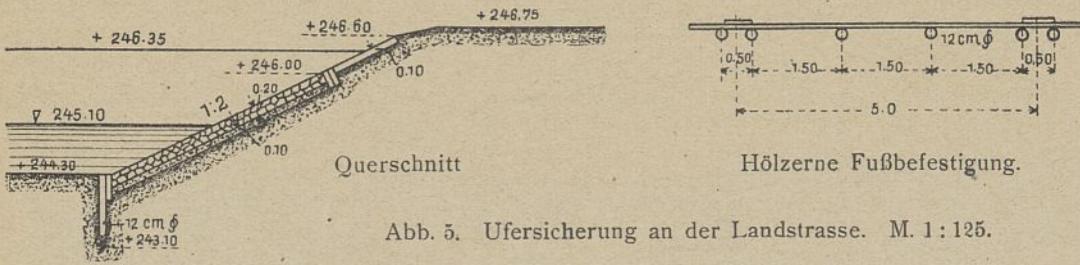


Abb. 5. Ufersicherung an der Landstrasse. M. 1 : 125.

Uferböschung erforderlich. Diese ist auf den weniger wichtigen Uferstrecken als eine 15 cm starke, 1 : 1,5 geneigte Schotterabdeckung aus Schieferschotter, Steinbruchabraum oder grobem Kies hergestellt. Auf den wichtigeren Uferstrecken an der Dorfstraße, am Wege nach Waldeck und an der Dammschleife der Landstraße Hemfurth—Sachsenhausen ist die Sicherung aus widerstandsfähigerem Material hergestellt (s. Abb. 5). Von der Höhe 0,9 m über dem normalen Stauspiegel der Vorbecken bis zum Böschungfuß sind die unter 1 : 1 1/4 bis 1 : 2 geneigten Uferböschungen dieser Strecken mit einer Steinschüttung aus einer 20 cm starken Decklage von Grauwackenbruchsteinen auf 15 cm starken Kies oder Schieferschotterunterbettung abgedeckt. Am Fuß der Böschung stützt sich die Ufersicherung gegen eine hölzerne Fußbefestigung aus hochkantig liegenden Bohlen, die an senkrecht eingeschlagenen Pfählen befestigt sind. Die Böschungfläche zwischen der Oberkante Steinschüttung und der Kronenkante ist mittels Rasenbelag abgedeckt.

Die den Angriffen strömenden Wassers ausgesetzten Ufer- und Böschungssicherungen wurden als Pflaster hergestellt. Dieses ist durchweg als Trockenpflaster in verschiedener Stärke aus Grauwackenbruchsteinen ausgeführt.

Einrichtungen zur Aufnahme der Abwasser. Eine planmäßig durchgebildete Entwässerungsanlage besitzt die Ortschaft nicht. Die Hausabwasser wandern in die Jauchegruben und Miststätten und werden zum größten Teil als Dünger verwendet. Eine Abführung dieser Abwasser kommt also im allgemeinen nicht in Frage. Abzuführen sind nur die abfließenden Regenmengen sowie der gelegentlich bei Regengüssen stattfindende Abfluß aus übervollen Dungstätten. Zu diesem Zweck sind die Dorfstraßen mit gepflasterten Kandeln versehen, auf denen das Wasser dem Reiherbache zugeführt wurde. Die Dorfabwasser auf diese Weise auch in Zukunft in die Vorbecken einzuführen, erschien nicht statthaft, da die Einleitung der immerhin nicht unbedeutenden Abwassermengen im Laufe der Zeit eine Verschmutzung des Ufers an den Einleitungsstellen befürchten ließ. Die Versuchs- und Prüfungsanstalt für Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung hatte deshalb in ihrem schon erwähnten Gutachten empfohlen, das Abwasser erst in einer Entfernung von 20 m vom Ufer in das Vorbecken eintreten zu lassen. Bei der Oberflächengestaltung der Dorflage ist es unausbleiblich, daß die Abwasser auf der neuen Dorfstraße zusammenlaufen. Das Naheliegendste wäre unter diesen Verhältnissen gewesen, die Abwasser in einem einzigen, der Dorfstraße entlang führenden Kanal

zu sammeln und diesen 20 m vom Ufer entfernt endigen zu lassen. Diese Lösung der Aufgabe war jedoch bei der geringen Höhe der Straßenkrone über dem normalen Stauspiegel der Vorbecken nicht möglich, denn die größte Strecke dieses Kanals hätte im Stauwasser gelegen und wäre infolgedessen stark verschlammt. Unter diesen Umständen blieb nichts anderes übrig, als die zusammenströmenden Abwasser in mehreren Abfallschächten aufzunehmen und von jedem einzelnen derselben mittels genügend langer Rohrleitung in das Vorbecken zu führen (Abb. 6). Demgemäß sind in der bergseitigen Kandel der Straße 8 Abfallschächte angeordnet, aus denen je eine 20 m vom Ufer endende Rohrleitung abzweigt.

Ausbildung des Straßendamms als Sperrdamm. Der den eigentlichen Sperrdamm bildende Teil des Straßendamms beginnt auf dem rechten Talhänge an einem dem Nordende des Friedhofes vorgelagerten Felsvorsprung, durchquert in schräger Richtung das Tal und endet auf dem linken Talhänge in dem steil abfallenden Fels (Abb. 3). Die durchschnittliche Höhe des Damms beträgt 6,2 m, seine Kronenbreite ist zu 7,00 m bemessen. Die Seitenböschungen haben, da der Damm beiderseits vom Wasser bespült wird, auf beiden Seiten zweifache Anlage erhalten (Abb. 7).

Als Dammschüttungsmaterial diente sandiger Lehm, der aus den Abgrabungen innerhalb und unterhalb der Vorbecken gewonnen werden mußte. Dieser aus den alluvialen Ablagerungen der Bachtäler stammende Lehm hatte nicht die Dichtigkeit, die zur Vermeidung von Durchquellungen erforderlich ist. Zur Abdichtung mußte deshalb der Damm einen besonderen Dichtungskern erhalten, zu dem eine in der Nähe befindliche Ablagerung von Verwitterungslehm der Grauwacke das geeignete Material lieferte. Der Kern ist durch die groben Kies- und Geröllablagerungen des Talbodens in einem Schlitz bis in den gesunden, dichten Fels des Untergrundes hinabgeführt. In der Längsrichtung durchläuft der Kern die ganze Länge des Sperrdamms und ist um das im Sperrdamm liegende Reiherbachwehr ohne Unterbrechung herumgeführt. Innerhalb des Schlitzes ist der Kern unter Wasserhaltung in 30 cm starken Schichten eingebracht, innerhalb des Dammkörpers ist er zugleich mit jenem in ebenso starken Schichten hochgeführt. Das dichte Gefüge ist beim Lehmkern durch Stampfen, beim Dammkörper an einzelnen Stellen durch Stampfen, hauptsächlich aber durch Befahren der einzelnen Schichten mit schweren Erdtransportzügen und häufiger Verlegung des Gleises erzielt worden. Zum Schutze gegen Wellenschlag hat der Dammkörper auf beiden Seiten eine Sicherung aus 20 cm starker Steinschüttung aus Grauwackenbruchsteinen auf 10 cm starker Schotterunterbettung erhalten. Diese Böschungssicherung stützt sich am Fuß des Damms gegen eine hölzerne Fußbefestigung, wie sie schon bei den anderen Ufersicherungen beschrieben ist. Als Sicherungseinrichtungen für den Verkehr dienen beiderseitig angepflanzte Weißdornhecken.

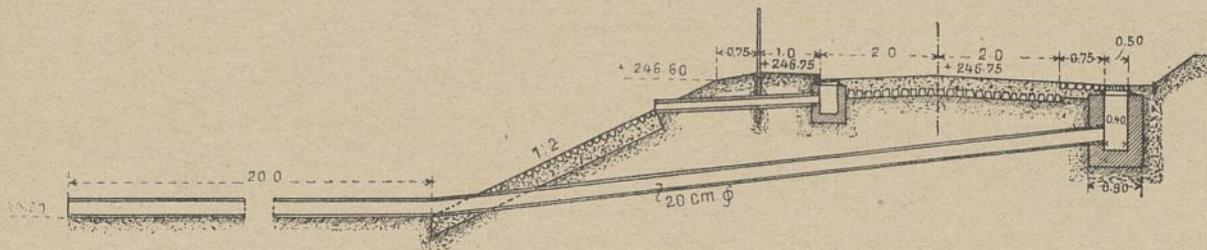


Abb. 6. Entwässerungsanlagen der Landstrasse. M. 1 : 125.

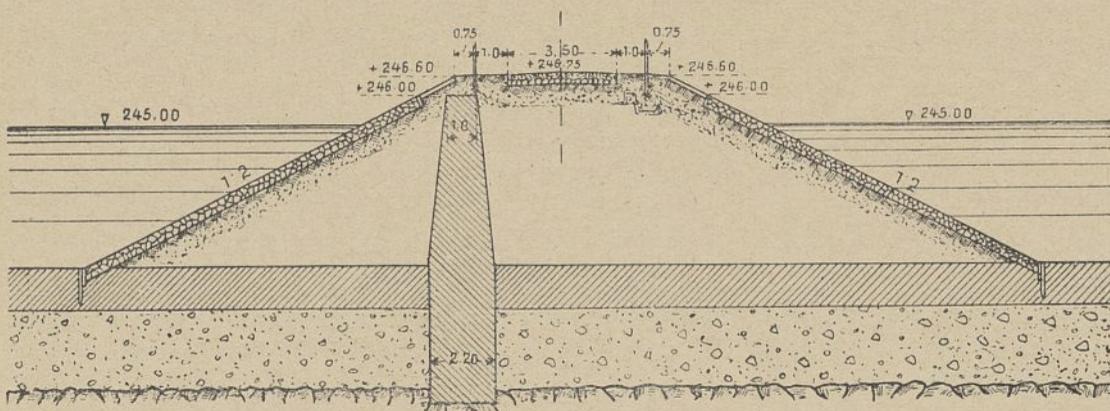
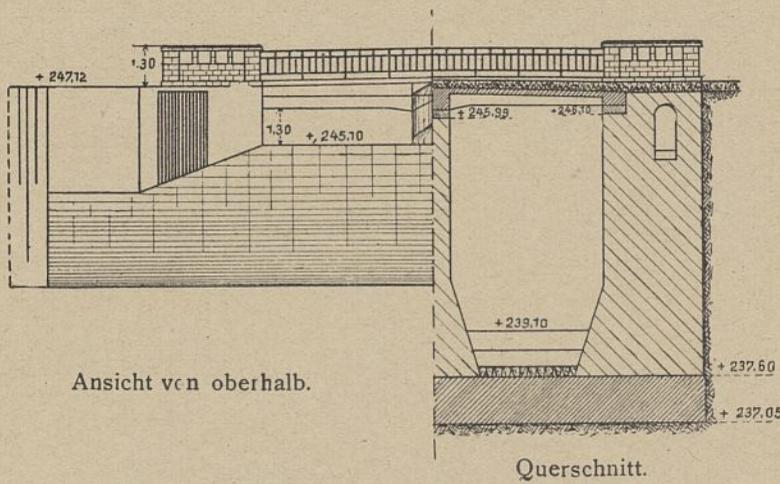


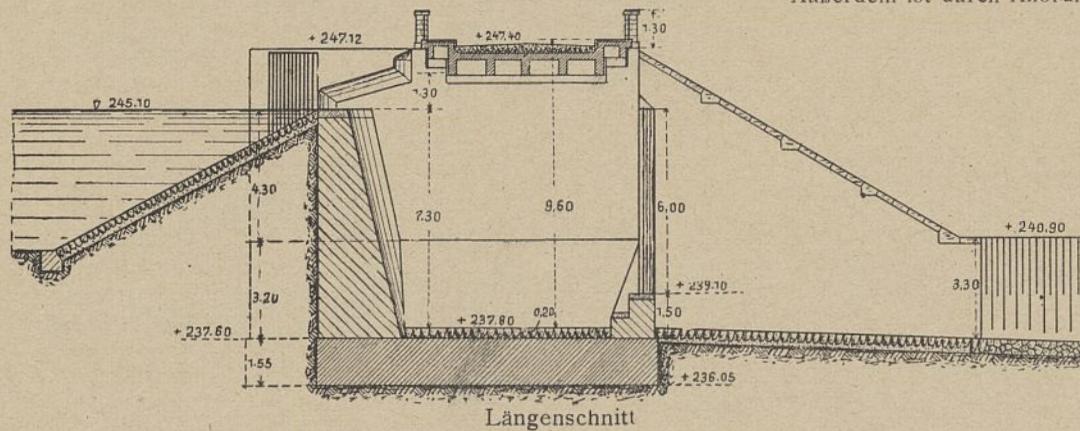
Abb. 7. Querschnitt des Sperrdamms. M. 1 : 250.

Anlagen zur Hochwasserentlastung und Wasserabführung. Die Anlagen zur Hochwasserentlastung mußten so leistungsfähig sein, daß die Abführung des gesamten Hochwassers selbst bei gefüllter Talsperre noch möglich ist. Die meist plötzlich eintretenden Hochwasser und ihr Verlauf in spitzen Wellen von nur kurzer Dauer bedingen eine Ausführungsweise dieser Einrichtungen, die zu jeder Zeit betriebsfähig, betriebsicher und unabhängig von irgendwelchen maschinellen oder sonstigen Hilfsmitteln ist. Solche Bedingungen erfüllen nur feste Wehre. Diese, die keiner Wartung bedürfen, sind dann auch gewählt worden. Jedes der beiden Vorbecken ist mit einem solchen Wehre versehen. Dasjenige für das Reiherbachwehr ist im Sperrdamm dicht an der Nordostecke des alten Fried-



wenn die Wasserführung der Werbe über 1 cbm/sec, d. i. die Leistung des Rohrdurchlasses bei 10 cm Druckhöhe, hinausgeht, wird auch das Werbewehr überströmt. Tritt nur in einem der beiden Bachtäler ein Hochwasser auf, so wird das eine Wehr mit Hilfe des Rohrdurchlasses durch das andere entlastet. Der Abfluß am Reiherbachwehr erfolgt bis zu 0,45 cbm/sec durch eine besondere als Fallrohr ausgebildete Ablaufvorrichtung. Steigt der Zufluß über dieses Maß hinaus, so tritt auch der Ueberfall in Tätigkeit. Zur völligen Entleerung dient ein Leerlaufrohr, das mit der vorerwähnten Ablaufvorrichtung verbunden ist und schon bei 0,8 m Druckhöhe 1,25 cbm/sec abführt.

Das Reiherbachwehr (Abb. 8) ist auf einer, dem festen Felsen aufgelagerten Betonplatte gegründet. Der aufgehende Teil des Mauerwerkes ist so gestaltet, daß der auf den gewölbeartig ausgebildeten Wehrmauern lastende Wasserdruck mittels Widerlager und Pfeiler auf die Grundplatte übertragen wird. Der Beton der Grundplatte hat als Schutzabdeckung gegen den Aufprall überfallenden Wassers ein starkes Bruchsteinpflaster in Zementmörtel erhalten. Außerdem ist durch Anordnung einer zweistufigen Schwelle am Ende



der Grundplatte für Milderung des Aufpralls und für Beruhigung des ablaufenden Wasserstromes gesorgt. Das aufgehende Mauerwerk ist wie bei sämtlichen Kunstbauten der Vorbecken aus Grauwacken-Bruchsteinen in Zement-Kalkmörtel aus 1 Tl. Portlandzement, 1 Tl. gemahlten hydraulischen Kalk und 6 Tl. Sand hergestellt. Zu den sichtbaren Mauerwerkflächen sind ausgesuchte Bruchsteine verwendet worden, zur Abdeckung hat rötlicher Sandstein gedient.

Der Ueberbau der beiden je 5,10 m weiten Öffnungen besteht aus einer durchgehenden Rippenplatte aus Eisenbeton. Die Fahrbahn ist

chaussiert, die beiden erhöhten Fußsteige sind mit Kleinpflaster abgedeckt.

Im linken Widerlager des Wehres ist die schon erwähnte Leerlauf- und Ueberlaufvorrichtung untergebracht. Beide sind miteinander verbunden. Sie bestehen aus gußeisernen Rohren von 75 cm Lichtdurchmesser. Der Anfang der Leerlaufvorrichtung befindet sich im Werbelauf am Fuße des Sperrdammes, das Ende, nachdem Damm und Mauerwerk durchquert sind, im Falkessel des Wehres. Als Verschuß dient ein Gehäuseabsperrschieber, der in einem Schacht im Widerlagerkopf untergebracht ist. Die Ueberlaufvorrichtung wird durch ein in einer Nische des Widerlagers angeordnetes Fallrohr gebildet, das hinter dem Absperrschieber in das Leerlaufrohr mündet. Zum Schutze gegen das Eindringen von Treibzeug sind Ablauf- und Leerlaufvorrichtung je mit einem Feinrechen versehen, der auch das Entweichen von Fischen verhindern soll.

Das Werbewehr, das ebenfalls auf anstehendem Fels gegründet ist, besteht bei geringer Bauhöhe im wesentlichen nur aus Mauern (Abb. 9). Gründung auf Betonplatte war nicht nötig. Im übrigen ist die Einteilung der Weiten sowie die Ausbildung der Ueberbauten in gleicher Weise erfolgt wie beim Reiherbachwehr. Das an das Werbewehr anschließende Gerinne (Abb. 3) ist in den Fels gebrochen. Es hat eine Sohlenbreite von 8,0 m und eine Tiefe von 1,6 m mit 1 : 1 geneigten, durch Futtermauern geschützten Böschungen erhalten.

Der Abschluß des Gerinnes wird durch das Abfallbauwerk, den Gerinneabfall, gebildet (Abb. 10), das den Zweck hat, die Friedhofsanschüttung und auch das Gerinne gegen Auskolkung nach der Seite und nach rückwärts zu sichern. Dieses Bauwerk ist ebenfalls auf anstehendem Fels gegründet und besteht im wesentlichen aus Böschungsmauern und einer zweistufigen Schwelle. Der Stoß des abstürzenden Wassers wird durch ein starkes Pflaster aufgenommen. Die Schwelle verhindert die übermäßige Auskolkung des sich unterhalb anschließenden Sturzbettes aus schweren Grauwackenblöcken.

Einrichtungen zur Fischereinutzung. Der teichähnliche Charakter der Vorbecken, die Möglichkeit, sie gänzlich zu entleeren, der gleichbleibende Wasserstand, ferner die Aussicht, durch die Einführung der Dorfabwasser gute Nahrungsverhältnisse für Fische zu erhalten, und schließlich der Umstand, daß ehemals Werbe- und Reiherbach gute Forellengewässer gewesen waren, ließen die Vorbecken für die gedeihliche Entwicklung eines Fischbestandes und zur Fischereinutzung besonders geeignet erscheinen.

Zur Förderung der Fischereinutzung sind beim Bau Einrichtungen getroffen, die den Fischen das Aufsteigen aus der Talsperre ermöglichen, ihnen verdeckte Standorte gewähren, ihre Abwanderung aus den Vorbecken verhindern und ihren Fang erleichtern.

Für Forellen sollte die Möglichkeit vorhanden sein, aus dem Stausee der Talsperre in die Vorbecken aufzusteigen, um von dort in die beiden Bäche zum Laichen gelangen zu können. Zu diesem Zweck ist ein Fischpaß in die Pflasterböschung des Friedhofes ein-

Abb. 8. Reiherbachwehr. M. 1:250.
1 = Fischpaß, 2 = Fischrechen.

hofes errichtet, weil nur hier der feste Fels in nicht allzu großer Tiefe erreichbar war. Das Wehr für das Werbebecken ist in dem alten Landstraßeneinschnitt untergebracht, der durch die Verlegung der Landstraße frei wurde. Das über dieses Wehr fließende Wasser gelangt durch ein in einem Abfallbauwerk endendes Gerinne in den Stausee der Talsperre (Abb. 3).

Die Krone des Werbewehres liegt 10 cm höher als die des Reiherbachwehres. Da die Becken mittels Rohrdurchlaß in Verbindung stehen, hat diese höhere Lage der Wehrkrone zur Folge, daß bei niedrigen und mittleren Zuflußmengen der gesamte Abfluß aus beiden Becken über das Reiherbachwehr vor sich geht. Erst

gelassen und durch das rechte Widerlager des Reiherbachwehres in das Vorbecken geführt. Der Fischpaß wurde bei verschiedenen Wasserständen sehr gut angenommen. Da aber die Forellen beim Aufstau der Talsperre vor dem ansteigenden Wasser abgewandert und aus dem Fischbestand der Talsperre fast gänzlich verschwunden sind, wird der Fischpaß, um das Aufsteigen der wertlosen Weißfische zu verhindern, jetzt dauernd geschlossen gehalten.

Die Vorbecken sind mit Forellen, Karpfen und Schleien besetzt worden. Zur Verhinderung des Abwanderns der Fische ist, wie schon erwähnt, die Leerlauf- und Ueberlaufeinrichtung mit einem 2 cm weiten Rechen aus Eisenstäben vergittert. Eine gleiche Maßnahme konnte für die Wehrröcken nicht getroffen werden, da hierdurch die Gefahr der Verstopfung der Hochwasserüberfälle durch Treibzeug oder Eis bei Hochwasser entstanden wäre. Dieser Mangel leistet jedoch der Abwanderung der Besatzfische keinen Vorschub, weil diese die reißende Strömung über den Ueberfällen meiden. Er macht sich jedoch, wenn die Ueberfälle schwach überströmt werden, in anderer Weise unangenehm bemerkbar. Durch das Fehlen der Vergitterung findet bei hohen Wasserständen der Talsperre eine lebhaftere Zuwanderung von Weißfischen und Barschen statt, die den niedrigen Wasserfall mit leichter Mühe überspringen und dann eine unerwünschte Vermehrung des Bestandes verursachen. Für künftige Stauanlagen empfiehlt es sich, wenn irgend möglich, der Ueberfallkrone eine höhere Lage über dem Stauspiegel der Talsperre zu geben als hier, und eine Form zu wählen, die das Überspringen erschwert. Als solche würde die in Abb. 11 dargestellte gute Dienste leisten, bei der etwa springende Fische auf den schrägen Rücken der Krone fallen und durch den überschießenden Wasserstrahl in den Stausee zurückgespült werden. Gegebenenfalls könnte die schräge Rückenfläche auch noch durch einen Rost aus Eisenstäben so weit verlängert werden, daß die Rückenlage die Sprungweite der Fische übersteigt. Sofern der Unterwasserspiegel unter dem Rost bleibt, würde dieser schon an sich ein gutes Hindernis für den Sprung der Fische darstellen, da das die Fische anlockende Wasser durch den Rost hindurchfällt und die Fische beim Sprung gegen die Stäbe stoßen.

Um den Fischen verdeckte Standorte zu schaffen, sind zahlreiche tischartige Unterstände über die nicht für Netzfischerei in Aussicht genommenen Flächen des Beckengrundes verteilt. Die Unterstände bestehen aus etwa 35 cm langen, 12 bis 15 cm breiten

Holzbrettchen, deren jedes auf drei eingeschlagenen, etwa 15 cm aus dem Boden herausstehenden Pfählen aufgenagelt ist.

Zur Erleichterung des Fanges sind einige Netzaufzugstellen und eine Fischgrube vorhanden. Von diesen haben die Netzaufzugstellen keine erhebliche Bedeutung erlangt. Sie werden nur benutzt, wenn ausnahmsweise der Talsperrenspeigel nicht so weit absinkt, daß die zur Abfischung erforderliche Entleerung der Vorbecken rechtzeitig vorgenommen werden kann. Ein sehr wichtiges Mittel für den Fang ist dagegen die Fischgrube. Diese ist eine im Abzuggraben des Leerlaufes angeordnete geräumige Grube in Gestalt eines kleinen Beckens,

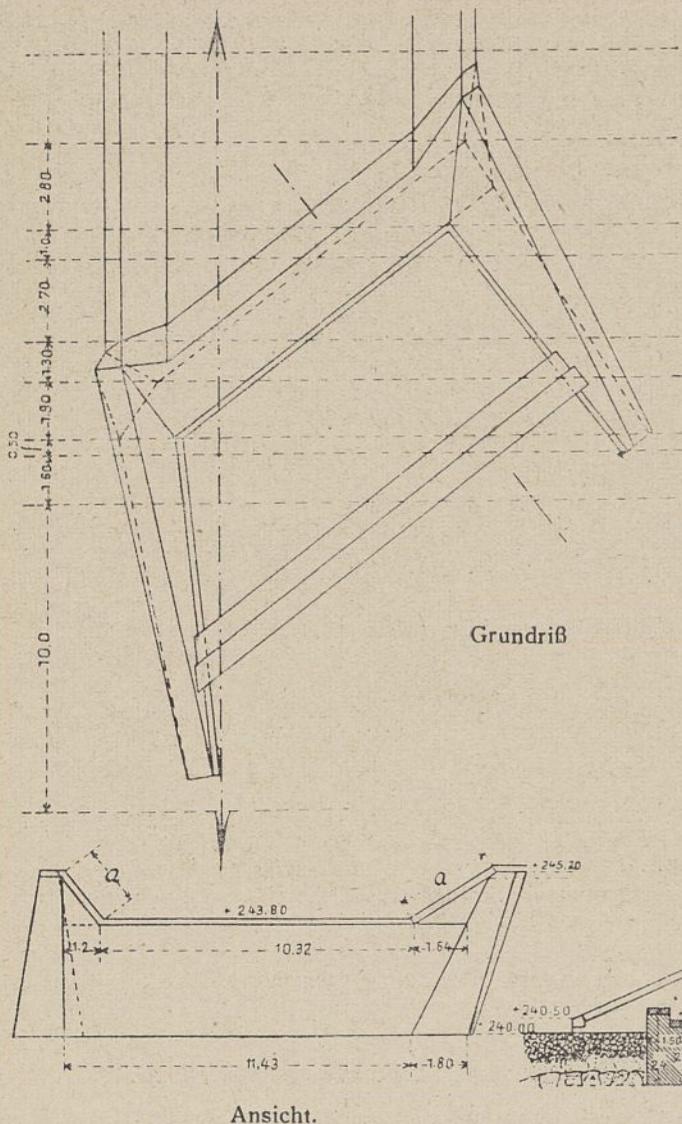
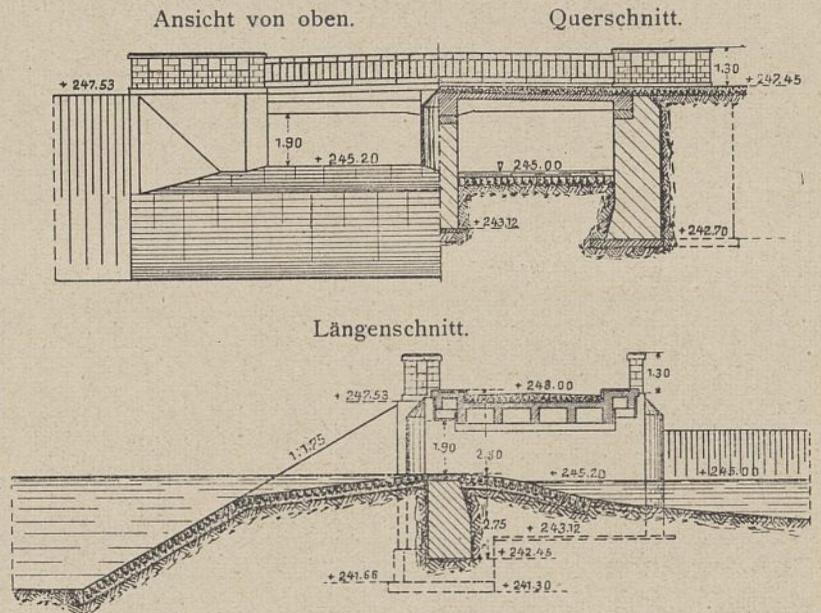


Abb. 10. Gerinneabfall der Werbe. M. 1:250



Aufsicht des Wehres ohne Ueberbauten.

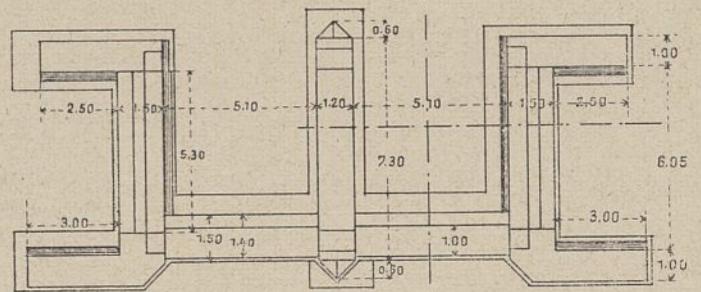
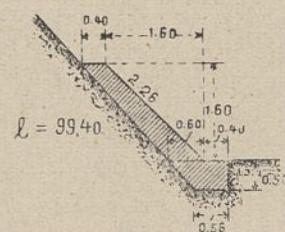


Abb. 9. Werbewehr. M. 1:125.



Schnitt durch die Gerinnewand M 1:125

in das die Fische sich bei der Entleerung der Vorbecken zurückziehen (Abb. 12). Hier können sie mit Hilfe von Zugnetzen und Hamen bequem erbeutet werden. Im vorliegenden Falle hat die Fischgrube etwa 20 m Länge und 16 m Breite. Die Böschungen sind unten 1:3 geneigt und ebenso wie die Sohle gepflastert.

2. Die Anlagen bei Herzhausen und Kirchlotheim.

a) Allgemeine Anordnung. Am Ende des Stausees im Edertal lagen die Verhältnisse hinsichtlich der Einwirkung des Staues auf die gesundheitlichen Verhältnisse günstiger als im Werbetal. Die Ortschaft Kirchlotheim wird durch den Stau überhaupt nicht berührt (Lageplan S. 115). Die unter dem Stauspiegel gelegenen Flächen der Talsohle bei Kirchlotheim und Herzhausen enthielten fast ausschließlich Acker- und Wiesengrundstücke ohne störende oder schwierig zu beseitigende Aufstände. Als ziemlich ebenes, nur stellenweise leicht gewelltes Gelände senken sich die Flächen in sehr sanfter

Neigung zur Eder, so daß hier beim Absinken des Wasserspiegels das ungestörte Abfließen von den überfluteten Flächen ohne Schwierigkeiten zu erzielen war. Nicht so einfach lagen demgegenüber die Verhältnisse im Dorfe Herzhausen selbst. Diese Ortschaft kam mit ihrem südlichen Teil ganz unter Wasser. Ferner lagen an der Westecke der Dorflage sowie an der Straße zum Bahnhof verschiedene Häuser unter dem Stauspiegel oder wären so beeinträchtigt worden, daß sie nicht bestehen bleiben konnten. Außerdem besaßen mehrere Grundstücke beim Bahnhof Herzhausen und hinter der Eisenbahn im Ittertale nahe dem Dorfe solche niedrige Höhenlage, daß sie durch den Stau erheblich verschlechtert, ja z. T. sogar der Versumpfung verfallen wären (Abb. 13).

Zur Verhütung oder Ausgleichung der Stauschäden blieb für die Dorflage Herzhausen nur Abbruch der vom Stau berührten Gebäude, Aufhöhung der zu tief liegenden Flächen und Schaffung neuer Bauplätze übrig. Für die Flächen in der Umgebung der Ortschaften Herzhausen und Kirchlotheim kamen dagegen drei verschiedene Möglichkeiten in Betracht, nämlich:

1. Absperrung des Edertals unterhalb Herzhausen durch einen Staudamm und Einhalten eines gleichbleibenden Wasserspiegels im gesamten Staubeereich des Dammes, ähnlich wie es in Niederwerbe zur Ausführung gekommen ist.
2. Eindämmung der unter dem Stauspiegel der Talsperre liegenden Flächen durch Dämme längs der Eder und Verwendung dieser eingedämmten Flächen als Fischteiche und
3. Anlage von Entwässerungsgräben auf den unter dem Stauspiegel liegenden Flächen derart, daß das darauf stehende Wasser beim Trockenlaufen der Flächen einen glatten ungehinderten Abfluß findet und Tümpel sich nicht bilden können.

Die Absperrung des Edertals begegnete großen Schwierigkeiten. Die erhebliche Breite des Tales in der Nähe von Herzhausen (Lageplan S. 115) hätte zu großen Dammbmessungen geführt. Erst etwa 2 km unterhalb der Ortschaft war eine geeignete Stelle für die Errichtung des Staudammes vorhanden. Aber selbst hier hätte das Absperrwerk immerhin noch etwa 150 m Kronenlänge und 13 m Höhe erhalten müssen. Die Hauptschwierigkeit jedoch bereitete die Hochwasserentlastungseinrichtung. Hier handelte es sich nicht mehr um Abführung kleiner Wassermengen mit verhältnismäßig großer Erhöhung des Stauspiegels, sondern darum, eine große Hochwassermenge (bis zu 800 cbm/sec) ohne erhebliche Erhöhung des Wasserspiegels über den normalen Stauspiegel der Talsperre, also mit kleiner Druckhöhe, abzuführen, da die niedrige Lage des Dorfes Herzhausen und des Bahnhofes eine wesentliche Erhöhung des Stauspiegels wie bei Niederwerbe nicht zuließ. Der Sperrdamm hätte deshalb mit großen und keineswegs einfach zu bedienenden Entlastungs- und Betriebseinrichtungen in Gestalt beweglicher Wehre versehen werden müssen und eine ständige Bedienung und Beaufsichtigung erfordert. Die Anlage wäre also nicht nur in den Anlagekosten, sondern auch in den Jahreskosten teuer gekommen und hätte kein angemessenes Verhältnis zwischen Aufwand und Nutzen ergeben. Hinzu kam noch, daß solche mit schwierig zu handhabenden Betriebseinrichtungen ausgestattete Anlagen immerhin eine gewisse Gefahr für die Ortschaft Herzhausen bedeutet haben würden.

Bei der Schnelligkeit, mit der die Hochwasserwellen auftreten und zu Tale gehen, hätten Stockungen in der Bedienung oder etwaige Betriebsstörungen sehr leicht die Ursache einer Ueberflutung der Ortschaft werden können. Aus diesen Gründen mußte von der Wahl einer ähnlichen Anlage wie bei Niederwerbe abgesehen werden.

Der andere Vorschlag, die trocken laufenden Flächen einzudämmen, verfolgte ebenfalls den Zweck, diese Flächen dauernd unter Wasser zu halten. Da hierbei die Absperrung des Flußschlauches sich erübrigte, wären die schwierige Frage der Hochwasserentlastung und die ständige Wartung der Anlage ausgeschaltet gewesen. Dazu kam als weiterer Vorteil die Möglichkeit hinzu, die so geschaffenen Teiche fischereiwirtschaftlich auszunutzen.

Die Größe der gewinnbaren Teichfläche sowie der Massenaufwand für die Dämme gehen aus der folgenden Zusammenstellung hervor:

Lfd. Nr.	Lage der Fläche	Größe der gewinnbaren Teichfläche	Massenaufwand für den Damm
		ha	cbm
1	Unterhalb Kirchlotheim, linkes Ufer	1	1 500
2	Unterhalb Kirchlotheim, rechtes Ufer	10	12 000
3	Gegenüber Herzhausen, rechtes Ufer	21	36 000
4	Unterhalb Herzhausen, linkes Ufer	24	78 000

Von diesen Flächen mußte die unter lfd. Nr. 4 aufgeführte, abgesehen von dem unverhältnismäßig großen Massenaufwand für die Dämme, wegen zu ungünstiger Geländebedingungen von vornherein als aussichtslos ausgeschieden werden. Das einzudämmende Gelände liegt so hoch über dem Ederspiegel, daß es bei abgesunkenem Talsperrenspiegel nicht möglich gewesen wäre, dem Teich das nötige Wasser aus der Eder zuzuführen. Bei den anderen Anlagen hätte sich zwar eine dauernde Wasserzufuhr erreichen lassen. Dennoch mußte auch hier der Plan trotz seiner bedeutenden Vorteile für die Fischereiwirtschaft aufgegeben werden, weil es wegen der Durchlässigkeit des Bodens nicht möglich gewesen wäre, die Teiche bei

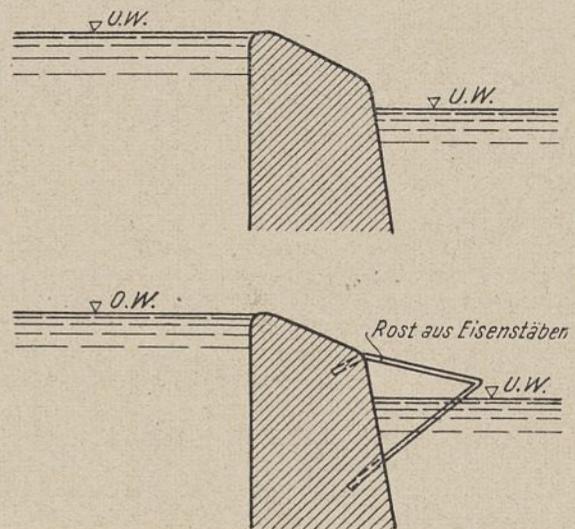
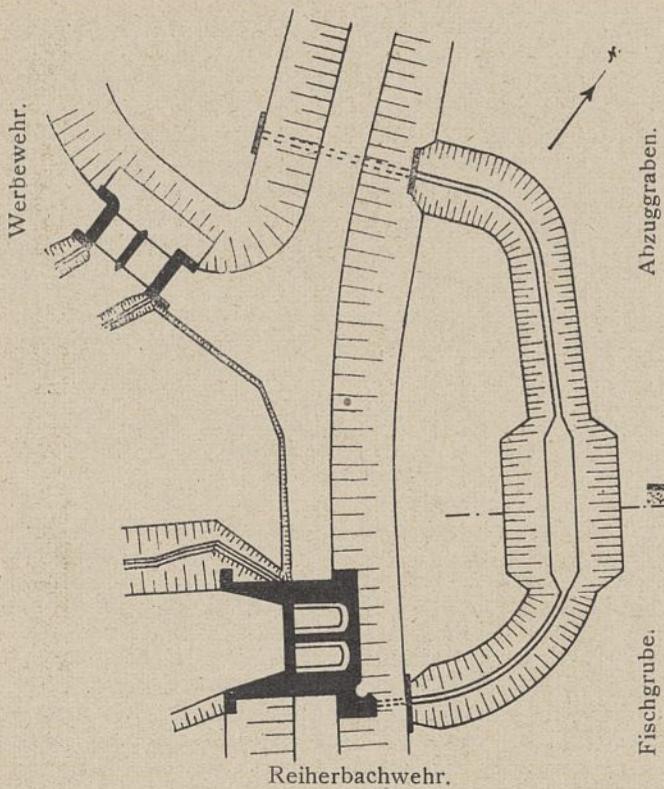
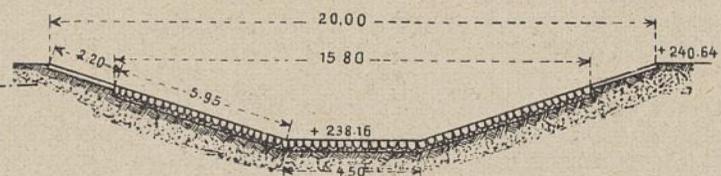


Abb. 11. Form der Wehrkrone zur Verhinderung des Ueberspringens der Fische.



Querschnitt durch die Fischgrube.

Abb. 12. Fischgrube im Abzuggraben des Leerlaufes.



Abb. 13. Dorf Herzhausen vor dem Bau der Talsperre.

abgesunkenem Talsperrenspeiegel mit Wasser bespannt zu halten. Auf sämtlichen in Betracht kommenden Flächen besteht der Untergrund aus grobem Kies mit wenig Sand. Die die Geländeoberfläche bildende Decke aus magerem Lehm verleiht dem Boden nicht die nötige Dichte, und da ferner diese Lehmüberdeckung auf großen Flächenanteilen fehlt, konnte auch in absehbarer Zeit nicht mit allmählicher Dichtung des Bodens durch die Aufschlickung gerechnet werden.

Unter diesen Verhältnissen kamen zur Verhütung von Stauschäden auf den trocken laufenden Flächen der Talböden nur die Beseitigung aller Abflußhindernisse und die Anlage von Entwässerungsgräben in Betracht; und diese Maßnahmen sind dann auch ausgeführt worden.

b) Die Maßnahmen und Einrichtungen zur Verhütung von Stauschäden. Die Maßnahmen und Einrichtungen zur Verhütung von Stauschäden setzen sich, wie schon angedeutet, aus den

Arbeiten in der Dorflage und der

Herrichtung der trocken laufenden Talböden zusammen.

Die Arbeiten in der Dorflage. Die Arbeiten in der Dorflage bestanden ähnlich wie in Niederwerbe im wesentlichen in der Beseitigung der unter dem Stauspiegel liegenden oder vom Stauwasser beeinträchtigten Gehöfte, Aufhöhung zu tief liegender Flächen und Schaffung neuer Baustellen für die Ersatzbauten der unter Wasser kommenden Gehöfte.

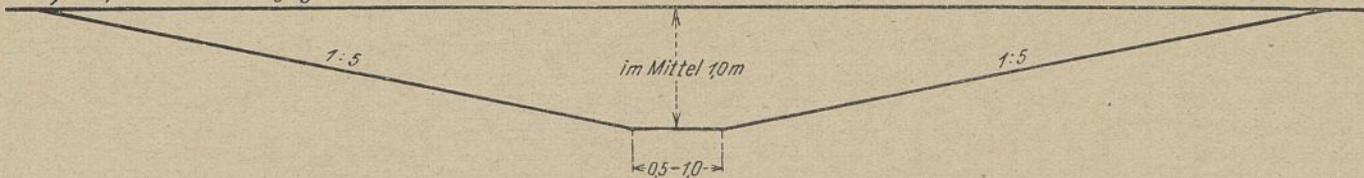
Bei der Beseitigung der unter Wasser kommenden Gehöfte und Häuser wurde nach denselben Gesichtspunkten und in gleicher Weise verfahren, wie dies für Niederwerbe geschildert worden ist. Jedoch konnte hier, abgesehen von wenigen Ausnahmen, auf völlige Beseitigung aller Baureste verzichtet werden, da die in der eigentlichen

Dorflage gelegenen Flächen aus weiter unten zu erörternden Gründen aufgehöhht werden mußten.

Als zu tief gelegene Flächen waren alle Grundstücke in der Ortschaft oder deren Nähe aufzuhöhhen, die weniger als 1,0 m über dem normalen Stauspiegel der Talsperre (+ 245,0 0m NN) lagen. Um dieses Ziel zu erreichen, bedurfte es in der Ortschaft selbst, und zwar namentlich am südöstlichen Ende derselben, großer Erdmassen, weil hier die Ueberflutungshöhe des Geländes bis zu 4,0 m betrug. Obwohl diese aufgehöhhten Flächen sich wegen zu tiefer Gründung nicht wieder als Baugelände verwenden ließen, konnte doch nicht auf ihre Aufhöhung verzichtet werden, weil hier das fließende Wasser im Stromstrich des alten Ederlaufes geführt werden mußte, um einer möglichen Laufänderung des Flusses vorzubeugen. An dieser Stelle trifft häufig das Frühjahrshochwasser auf das Stauwasser der nur bis zum Hochwasserschutzraum gefüllten Talsperre; und dieser Umstand läßt daselbst starke Geschiebeablagerung wahrscheinlich erscheinen. Außerdem ist hier die Eder im Begriff das Ufer einzubuchten. Durch beides wird die Neigung des Flusses begünstigt, sein altes Bett zu verlassen und seinen Lauf über die sich anschließende tief liegende Fläche zu nehmen. Um die Folgeerscheinung einer solchen Laufänderung, Verwilderung des Bettes und ausgedehnte Tümpelbildung im verlassenen Laufe zu verhindern, ist nicht nur die Aufhöhung der Ortschaft so weit nach dem Flusse zu ausgedehnt, als es zur Erzielung einer guten Hochwasserführung nötig gewesen ist, sondern es ist auch noch durch Anlage eines Flügeldeiches dafür gesorgt, daß der Wasserstrom ausreichend zusammengehalten wird (Lageplan S. 115).

Der Uferschutz der Aufhöhungsflächen ist in dem engen Lauf der Itter, die manchmal recht reißende Hochwasser führt, durch Ufermauern aus Bruchsteinmauerwerk bewerkstelligt. In der Talsperre dagegen, wo solche heftigen Angriffe nicht auftreten können,

a) Hauptentwässerungsgraben.



b) Nebentwässerungsgraben

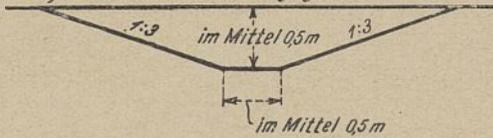


Abb. 14. Querschnitte der Entwässerungsgräben bei Herzhausen.

erfüllt diesen Zweck eine grobe Kies- und Schotterfüllung auf dreifacher Böschung.

Die Schaffung neuer Baustellen war bedeutend schwieriger als in Niederwerbe, da hier Mangel an geeignetem Baugelände herrschte. Soweit wie irgend möglich wurde in der Dorflage die Aufhöhungsfläche in Baustellen aufgeteilt. Allein diese Möglichkeit war wegen der schon erwähnten Gründungsschwierigkeiten sehr beschränkt. Infolgedessen mußte der größte Teil dieser Flächen zu Gartenland verwendet werden. Von den 23 Familien, die ihre Wohnsitze hatten räumen müssen, tauschten die meisten sich neue Bauplätze auf der Aufhöhung ein; einzelne errichteten etwas oberhalb im Ittertale neue Häuser, einige wenige kauften sich in benachbarten Dörfern an, und der Rest, der kein Unterkommen fand, wurde auf den aufgehöhten Grundstücken hinter dem Bahnhof angesiedelt.

Die Aufschließung der aufgehöhten Flächen machte die Neuerstellung und Neubefestigung von über 1000 m Dorfstraße und Chausseestrecke erforderlich. Außerdem mußte die alte Straßenbrücke über die Itter abgebrochen und neu hergestellt werden.

Die Herrichtung der trockenlaufenden Flächen. Während die trockenlaufenden Flächen bei Herzhausen überall von steilen Ufern eingefabt werden, erheben sie sich bei Kirchlotheim nur langsam und allmählich aus dem Stauwasser. Bei dem sehr schwachen Gefälle würde deshalb unterhalb Kirchlotheim ein verhältnismäßig breiter Landstreifen um den Wasserspiegel herum ziemlich wertlos geworden sein, was um so mißlicher empfunden

worden wäre, als infolge des Landverlustes durch die Anlage der Talsperre große Nachfrage nach landwirtschaftlich nutzbaren Flächen herrschte. Zur Einschränkung des Landverbrauches wurde deshalb auf beiden Ederufeln der gesamte gefährdete Streifen auf 60 cm über den normalen Stauspiegel aufgehöht, trotzdem diese geringe Aufhöhung verhältnismäßig hohe Kosten verursachte. Durch diese Aufhöhungen sind rd. 900 ar Grundstücke vor der Versumpfung oder Abgrabung bewahrt und werden als Wiese genutzt.

Der übrige Hauptteil der trockenlaufenden Flächen ist mit Entwässerungsgräben versehen. Diese sind Haupt- oder Nebengräben. Die Hauptgräben folgen den tiefsten Stellen des Geländes auf kürzestem Wege derart, daß sie möglichst in Richtung des Hochwasserabflusses oder höchstens etwas schräg, jedenfalls aber nicht quer dazu verlaufen. Wenn auch die Entwässerung der Flächen im allgemeinen bei stehendem Wasser vor sich geht, so machen doch hin und wieder plötzlich auftretende Hochwasser solche Vorsichtsmaßregeln nötig, da diese Sinkstoff führenden Hochwasser, wenn sie auf eine noch nicht völlig gefüllte Talsperre treffen, ihren Weg auch über die zu entwässernden Flächen nehmen und zur Stromrichtung quer verlaufende Gräben zum Versanden bringen würden. Die Nebengräben sind schräg zu den Hauptgräben gerichtet und ebenfalls nach Möglichkeit so geführt, daß ihre Richtung nicht quer zur Hochwasserströmung liegt.

Die Querschnitte der Haupt- und Nebengräben gehen aus Abb. 14 hervor. Beide Arten von Gräben sind der Ueberflutung wegen mit flachen Böschungen angelegt. Ein besonderer Schutz der Böschungen ist nirgends vorhanden. Die Tiefe der Gräben schwankt zwischen 0,5 m und 1,5 m. Insgesamt sind rd. 4½ km Hauptgräben und 5 km Nebengräben ausgeführt.

III. Wirkung und Kosten der Einrichtungen.

Die vorgeschilderten Einrichtungen sind in den Jahren 1912 bis 1914 ausgeführt. Seit dem Jahre 1914 ist die Talsperre in Betrieb und in jedem Jahre voll gefüllt gewesen. Nirgends haben

Art der Arbeiten	Anlagen bei Niederwerbe			Anlagen bei Herzhausen und Kirchlotheim							
	Kosten			Aufhöhungen und Gräben in und bei der Dorflage Herzhausen			Aufhöhungen und Gräben unterhalb Kirchlotheim				
	im einzelnen	zusammen		im einzelnen	zusammen		im einzelnen	zusammen	im einzelnen	zusammen	
	M	M		M	M		M	M	M	M	
1. Erd- und Rodungsarbeiten:				In der Dorflage Hinter dem Bahnhof	39 000						
2. Böschungsarbeiten:				Hinter der Bahn im Ittertale	36 000						
			132 000		17 000						
3. Kunstbauten											
Wehre:	Reiherbachwehr	52 000		—							
Brücken:	Werbwehr	22 000		—							
Durchlässe:	Itterbrücke			9 000							
	Reiherbachdurchlaß	12 500		—							
	Rohrdurchlaß	4 500		—							
	Entwässerungseinrichtung	2 000		—							
			93 000								
4. Wegebefestigungen und Nebenanlagen:			47 000	In der Dorflage Hinter dem Bahnhof	9 000						
5. Insgesamt:			9 000		28 000						
					14 000			1 000		3 000	
			zusamm.	zusamm.	155 000		zusamm.	26 000	zusamm.	54 000	
			325 000								
										80 000	
			Gesamtkosten							235 000	
			325 000								

sich irgendwelche Schäden gezeigt, ja nicht einmal Geruchsbelästigungen sind zu verzeichnen gewesen.

Die Gesamtkosten der Einrichtungen belaufen sich auf 560 000 M. Davon entfallen auf die Anlagen
 bei Niederwerbe 325 000 M
 und auf die Anlagen
 bei Herzhausen 235 000 M.

Die Zusammensetzung dieser Summen aus den Einzelbeträgen und der Anteil der verschiedenen Arbeiten an den Bausummen gehen aus der Zusammenstellung auf S. 123 hervor:

Bei einem Vergleich der zur Verhütung von Stauschäden in den beiden Ausläufern des Stausees getroffenen Einrichtungen und ihrer Kosten erscheint auf den ersten Blick die Ortschaft Niederwerbe eine gewisse Bevorzugung erfahren zu haben. Allein dies ist nur scheinbar der Fall. In Niederwerbe ist der größte Teil der Erd-, Rodungs- und Abräumungsarbeiten, nämlich

- die Aufhöhung zu tief liegender Grundstücke, Straßen- und Wegestrecken,
- die Beseitigung sämtlicher unter Wasser kommenden oder durch den Stau beeinträchtigten Gehöfte und Häuser,
- die Abräumung aller unter Wasser kommenden Flächen von allen Aufständen und
- die Ausführung der Böschungssicherungen

sowieso als Folge der Erbauung der Talsperre notwendig gewesen. Nur etwa ein Drittel dieser Arbeiten geht zu Lasten der Verhütung von Stauschäden. Allerdings ist die Anordnung der Auf- und Abträge so getroffen, wie es die beabsichtigte Verhütung von Stauschäden erforderte. Dasselbe ist aber auch bei Herzhausen der Fall gewesen, und daraus sind dort ebensowenig wie hier wesentliche

Mehrkosten entstanden. Bei Niederwerbe entfallen deshalb auf die eigentlichen Anlagen zur Verhütung von Stauschäden

etwa ein Drittel der Erdarbeitskosten	40 000 M,
die Aufwendungen für die Dichtung des Dammes . . .	26 000 M,
die Mehrkosten der Einrichtungen zur Abführung des Wassers gegenüber den Anlagen, die erforderlich gewesen wären, wenn kein dauernder Stau eingerichtet worden wäre	52 000 M,
und schließlich	
die Kosten für die Anlagen zur Aufnahme der Dorf-Wasser in die Vorbecken	2 000 M,
der Anteil der Nebenarbeiten mit etwa	10 000 M.

Zusammen: 130 000 M.

Demgegenüber ist bei Herzhausen und Kirchlotheim der Anteil der eigentlichen Anlagen zur Verhütung von Stauschäden an den Gesamtarbeiten ein wesentlich größerer. Von den Erdarbeiten sind etwa zwei Drittel aufgewendet, um der Versurfpung ausgesetzte Flächen aufzuhöhen sowie um das Hochwasser im alten Ederbett zu führen und Laufspaltungen und Verwilderungen zu vermeiden, während der Rest von einem Drittel auf die Aufhöhung der Wege- und Straßenstrecken und sonstige Arbeiten zu Lasten der Talsperre entfällt. Sodann gehen die gesamten Aufwendungen für die Aufhöhungen und Gräben bei Kirchlotheim zu Lasten der Verhütung von Stauschäden, da sie lediglich zu diesem Zweck angelegt worden sind. Damit stellt sich der Anteil der eigentlichen Anlagen zur Verhütung von Stauschäden auf etwa 140 000 M, so daß für beide Ausläufer des Stausees ungefähr die gleichen Beträge aufgewendet worden sind.





