

DIE BAUTECHNIK

15. Jahrgang

BERLIN, 5. März 1937

Heft 10

Der Bau der Fußgängerunterführungen der umgebauten Margarethen-Donaubrücke in Budapest.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberingenieur Dr. jur. Dipl.-Ing. Karl von Széchy, Budapest.

Die etwa 60 Jahre alte Margarethen-Donaubrücke ist nicht nur die längste, sondern vom Verkehr auch am meisten in Anspruch genommene Brücke in Budapest.

Schwere Verkehrsverstopfungen finden schon seit mehr als einem Jahrzehnt täglich auf der Brücke statt. Die alte Brücke war dem starken Verkehr schon lange nicht gewachsen, und schon im Jahre 1930 wurde von allen beteiligten Behörden beschlossen, die Brücke um 5,50 m zu erweitern und die veraltete Konstruktion zu verstärken. Doch mußte wegen der inzwischen entstandenen Wirtschaftskrise der Beginn der Umbauarbeiten bis 1935 verschoben werden. Diese Arbeiten umfassen die

den beiden Seiten der Brückenköpfe noch erheblich erhöht. Die hierdurch erforderliche häufige Abstellung des Längsverkehrs hat sämtliche Verkehrsmittel auf der Brücke noch viel mehr zusammengedrängt. Dazu hat noch die auf der Mitte der Brücke sich befindende, auf die Margaretheninsel führende einseitige Abzweigung — hauptsächlich im Sommer — besondere Störungen verursacht.

Diese Aufgaben wurden im Zusammenhang mit den Umbauarbeiten der Brücke teilweise durch den Erlaß neuer Verkehrsbestimmungen, teilweise aber durch den Bau von drei Fußgängerunterführungen gelöst, und zwar hat man folgendes gemacht:

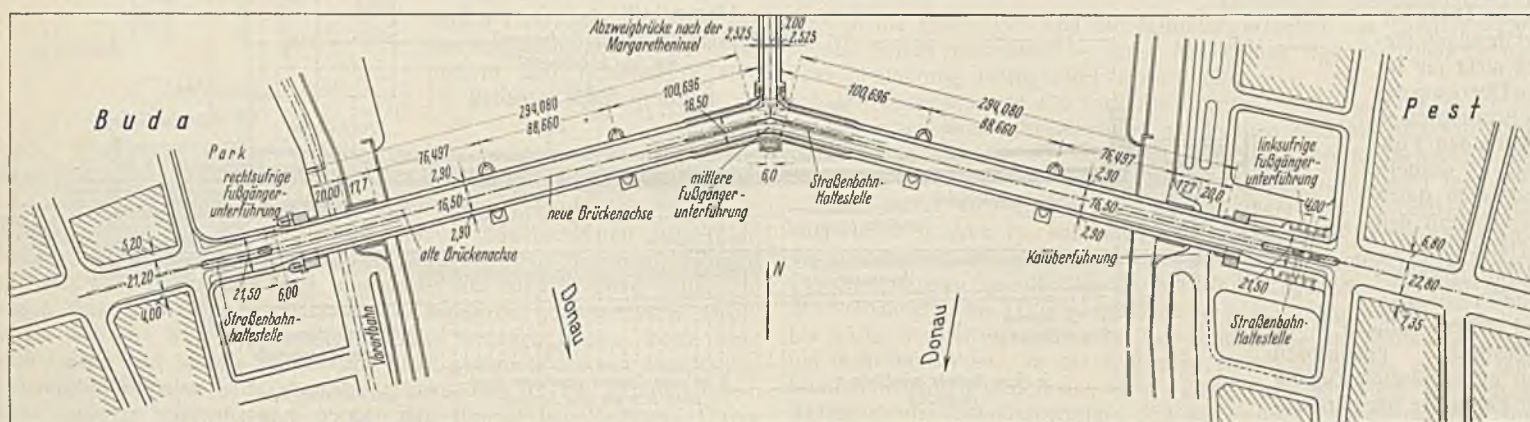


Abb. 1. Lageplan der Umbauarbeiten der Margarethen-Donaubrücke in Budapest.

Verbreiterung der Fahrbahn von 11,06 auf 16,50 m und die Verstärkung der alten, mit einem Doppelfachwerk versteiften schweißeisernen eingespannten Bogenträger. Die verbreiterte neue Fahrbahn wird durch zwei neue — den alten Formen genau angepaßte und an der südlichen Seite der alten Brücke liegende — Zweigelenk-Bogenträger getragen, die auf den — neben den alten aufgebauten — neuen Pfeilertellen aufgelagert wurden (Abb. 1).

Diese verhältnismäßig geringe Verbreiterung der Brückenfahrbahn wird für den über die Brücke sich bewegenden Verkehr vollkommen genügen. Dadurch wurden nämlich auf der Fahrbahn anstatt der bisherigen vier Linien sechs Verkehrslinien geschaffen, und damit wurde die vollständige Trennung des schweren Last- und des schnellen, leichten Personen- und schließlich des Straßenbahn-Verkehrs erzielt. Dies bedeutet, daß die Fahrgeschwindigkeiten dieser verschiedenen Verkehrsmittel voneinander unabhängig gemacht sind und die hemmende Wirkung der schweren Pferdewagen und damit die allgemeine Verkehrsstopfung auf der Brücke aufgehoben wurde.

Diese Übel waren übrigens nicht nur durch die geringe Fahrgeschwindigkeit des Längsverkehrs auf der Brücke entstanden, sondern sie wurden durch den lebhaften Querverkehr auf

1. Die Schienen der Straßenbahn werden auf der verbreiterten Brücke in die Mitte gelegt, womit in der Zukunft die seitliche Abzweigung des Verkehrs an den Brückenköpfen von den äußeren Verkehrslinien ohne Störung des Verkehrs über die Brücke ermöglicht ist. Da auf diesen äußeren Verkehrslinien der langsame Lastverkehr seinen Platz finden wird, werden diese Abzweigungen bzw. Anschlüsse keine erhebliche störende Wirkung ausüben.

2. Der sich kreuzende Wagenverkehr wurde bei den beiden Brückenköpfen durch neue Verkehrsbestimmungen verboten und teilweise zu der etwa 100 m weit liegenden Kaiüberbrückung, teilweise der nächsten Straßenkreuzung zugeführt.

3. Für die Fußgänger wurden für Kreuzungszwecke an den beiden Brückenköpfen und auch auf der mittleren Abzweigungsbrücke Unterführungen



Abb. 2. In einer Nachtschicht abgerammte Larssen-Spundwandbohlen, die die zukünftigen Seitenwände der Unterführungen bilden.

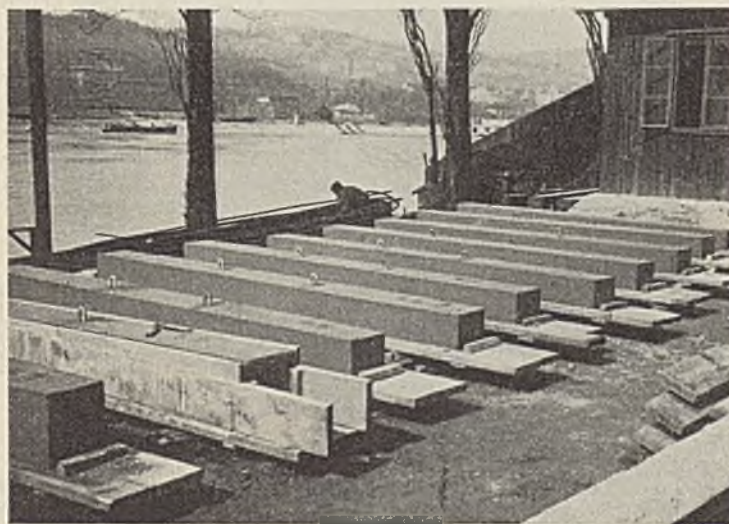


Abb. 3. Die für die Deckenkonstruktion vorher fabrikmäßig fertiggestellten Eisenbetonbalkenelemente.

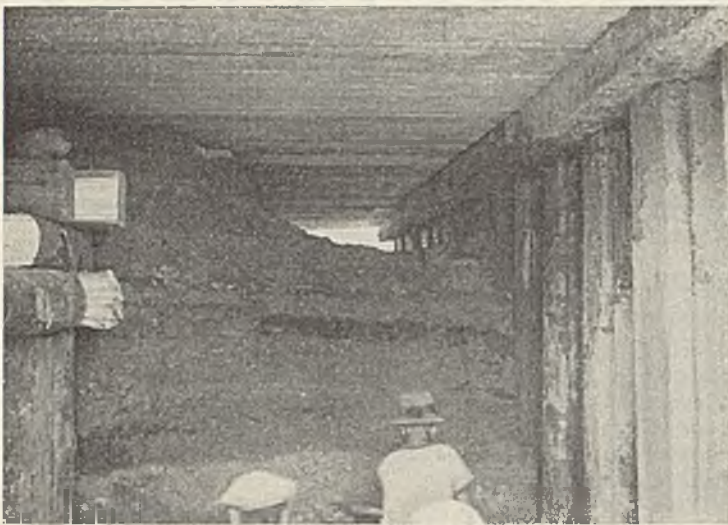


Abb. 4. Erdaushub unter dem Schutze der von oben hergestellten Tragkonstruktion.



Abb. 5. Die freigelegte fertige Tragkonstruktion.

erbaut. Diese Unterführungen dienen nicht nur für den Übergang der die Brückenrampe kreuzenden Fußgänger, sondern sind auch durch Treppen mit den Haltestelleninseln der Straßenbahn verbunden und sichern dadurch einen ungestörten, gefahrlosen und einwandfreien Zugang der Fahrgäste der Straßenbahn.

Da die Brücke die wichtigste Verbindung zwischen Buda (Ofen) und Pest bildet, mußte der Verkehr während des Umbaus in vollem Maße aufrechterhalten werden. Dementsprechend mußten sowohl die Verbreiterungsarbeiten

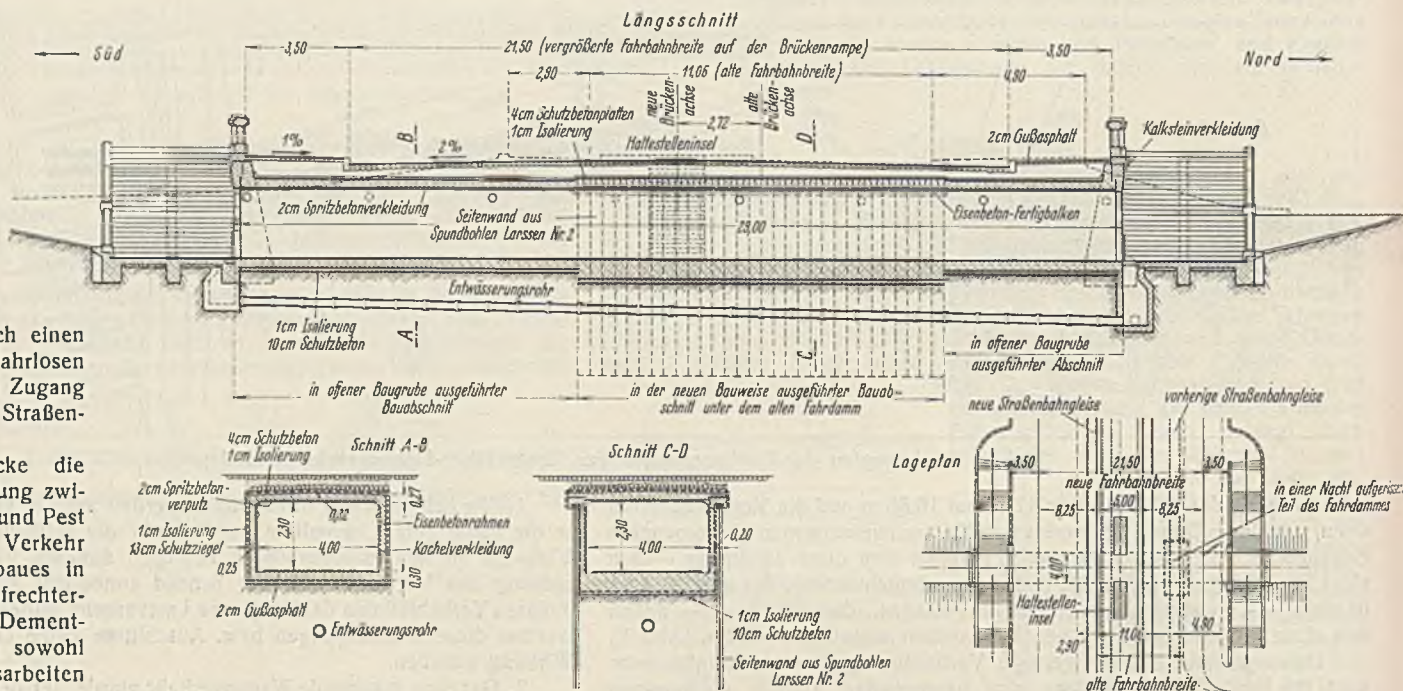


Abb. 7. Gesamtanordnung der linksufrigen Unterführung.



Abb. 6. Die Ramme in Betrieb auf dem fahrbaren Gerüst in den frühen Morgenstunden.

(neue Pfeilerbauten und die Errichtung des ganzen neuen südlichen Teiles der Brücke mit den Montgearbeiten der neuen Hauptträger) als auch die Verstärkungsarbeiten des alten Brückenteils mit der Erneuerung der ganzen Fahrbahn ohne irgendwelche Störung oder Anhäufung des Verkehrs durchgeführt werden.

Um die oben geschilderten schwierigen Verkehrsverhältnisse schon während des Umbaus in bestimmtem Maße zu verbessern, hat es sich als zweckmäßig erwiesen, wenigstens den sich anhäufenden Querverkehr sobald als möglich auszuschalten. Um dies zu erreichen, standen die bereits erwähnten

Verkehrsregelungen und die schnelle Ausführung der Fußgängerunterführungen zur Verfügung. Die Bauten der Fußgängerunterführungen mußten also, bei voller Aufrechterhaltung des Längsverkehrs über die Brücke, unter der Fahrbahn der Brückenrampen ausgeführt werden. Die in ähnlichen Fällen üblichen Ausführungsweisen konnten hier nicht in Betracht kommen, weil diese in mehrfacher Hinsicht wesentliche Nachteile zur Folge gehabt hätten.

a) So hätte z. B. die von beiden Seiten vorgetriebene tunnelartige Bauweise wegen der schweren Zimmerkonstruktionen eine erheblich größere Bauhöhe benötigt. Infolgedessen hätte die Tunnelsohle dementsprechend tiefer gelegt werden müssen, was den Benutzern des Tunnels wegen des größeren Höhenverlustes sehr ungelegen gewesen

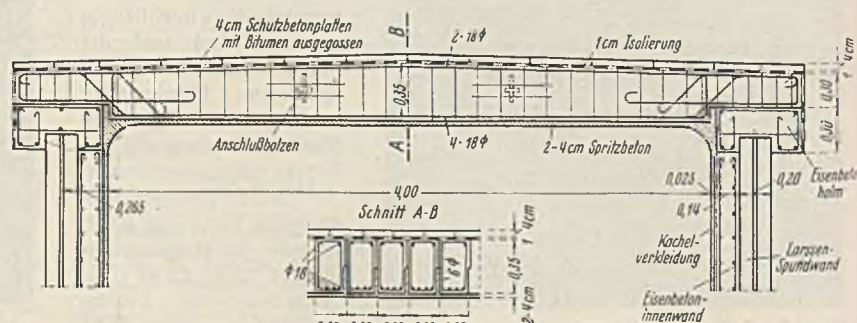


Abb. 8. Die Eisenbewehrung der Dachbalken und der Eisenbetonholme mit Einzelheiten des Anschlusses.

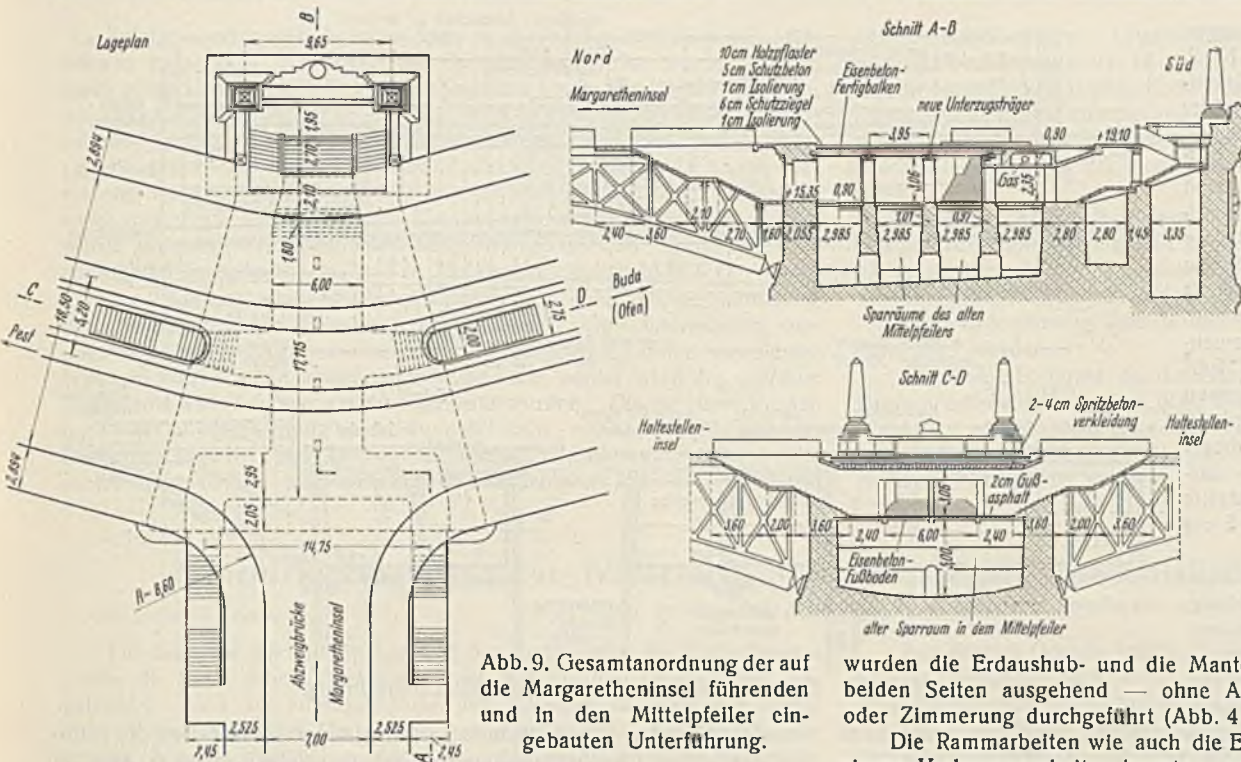


Abb. 9. Gesamtanordnung der auf die Margaretheninsel führenden und in den Mittelpfeiler eingebauten Unterführung.

wäre. Das sollte auf jeden Fall vermieden werden. Außerdem wäre diese Ausführungsweise auch noch recht teuer und umständlich gewesen.

b) Die Arbeit durfte auch nicht in mehreren nebeneinanderliegenden und der Reihe nach auszubauenden offenen Bauabschnitten ausgeführt werden, weil das eine wiederholte Verlegung des Brückenübergangsverkehrs zur Folge gehabt hätte, was wegen des zur Verfügung stehenden engen Raumes auf der Brückenrampe unausführbar gewesen wäre. Denn wenn man die Straßenbahnschienen hätte verlegen wollen, hätte man sehr scharfe und für die Straßenbahn nicht geeignete Kurven einschalten müssen. Oder man hätte die Straßenbahngleise in der ursprünglichen Lage belassen müssen, was wieder den Einbau behelfmäßiger Überbrückungskonstruktionen notwendig gemacht hätte, die wiederum einen Verlust an Höhe, Schwierigkeiten für den Einbau und erhebliche Mehrkosten nach sich gezogen hätten.

Die Aufrechterhaltung des schweren Verkehrs wäre auf den an die Seitenwände anschließenden frischen Hinterfüllungen eine schwere und kostspielige Aufgabe gewesen, und die unvermeidlichen Setzungen des frischen Erddammes hätten eine bleibende Gefahr für den Übergangsverkehr über die Brücke bedeutet.



Abb. 10. Die alten abgebrochenen Gewölbe mit den von oben verlegten Eisenbetonbalkenelementen.

Alle diese Schwierigkeiten konnten durch die Anwendung einer neuartigen Bauart vermieden werden. Das von Dr. ing. P. Álgay-Hubert¹⁾ ausgearbeitete Verfahren besteht im wesentlichen aus folgendem:

¹⁾ Damaliger Vorstand der Donaubrückenabteilung, zur Zeit Vizepräsident des Rates für öffentliche Arbeiten der Hauptstadt Budapest.

a) Die Seitenwände der Unterführung wurden aus eisernen Spundbohlen ausgebildet, die von oben von dem Fahrdamm aus in den verkehrsfreien Nachtstunden abgerammt wurden (Abb. 2).

b) Dann wurde, wieder in den Nachtstunden, auf die fertig gerammte Spundwand ein aus Tonerdezement hergestellter Eisenbetonholm von oben her gesetzt.

c) Auf die so fertiggestellten Seitenwände wurden dann auf ähnliche Weise vorher fabrikmäßig angefertigte Eisenbetonrippen (Abb. 3) nebeneinander verlegt und die damit hergestellte Deckenkonstruktion von oben her mit Isolierung und Schutzbetonziegeln versehen.

d) Unter dem Schutze der auf diese Weise hergestellten tragfähigen Deckenkonstruktion

wurden die Erdaushub- und die Mantelungsarbeiten des Tunnels — von beiden Seiten ausgehend — ohne Anwendung irgendwelchen Gerüsts oder Zimmerung durchgeführt (Abb. 4 u. 5).

Die Rammarbeiten wie auch die Eisenbetonholm- und die Eisenbetonrippen-Verlegungsarbeiten konnten nur in dem Zeitraum zwischen Mitternacht und 5 Uhr früh ausgeführt werden, wenn der Straßenbahnverkehr auf der Brücke eingestellt war. Die Pflasterung wurde auch immer nur während dieser Nachtstunden, und zwar in einem 2 bis 3 m breiten Streifen aufgerissen (s. Abb. 7), und nach dem notwendigen Erdaushub wurden die Spundbohlen von einem verschiebbaren Gerüst aus abgerammt (Abb. 6). Die abgerammten Spundbohlen wurden wieder zugedeckt, das aufgerissene Straßenbahngleis bis 5 Uhr morgens wieder zurückgelegt und die Pflasterung bis 6 Uhr wiederhergestellt. Bei Tag konnte man die Spuren der Arbeit gar nicht bemerken. In der folgenden Nacht wurde der anschließende Streifen in Arbeit genommen usw. Derselbe Arbeitsgang hat sich bei Verlegung der Eisenbetonholme und der fertigen Eisenbetonrippen noch zweimal wiederholt.

Der Fahrdamm stand auch während der Nachtstunden mindestens auf der halben Breite dem verminderten Verkehr zur Verfügung; bei Tag aber blieb stets die ganze Breite gesichert, so daß der Verkehr dadurch gar keine Beschränkungen erlitt.

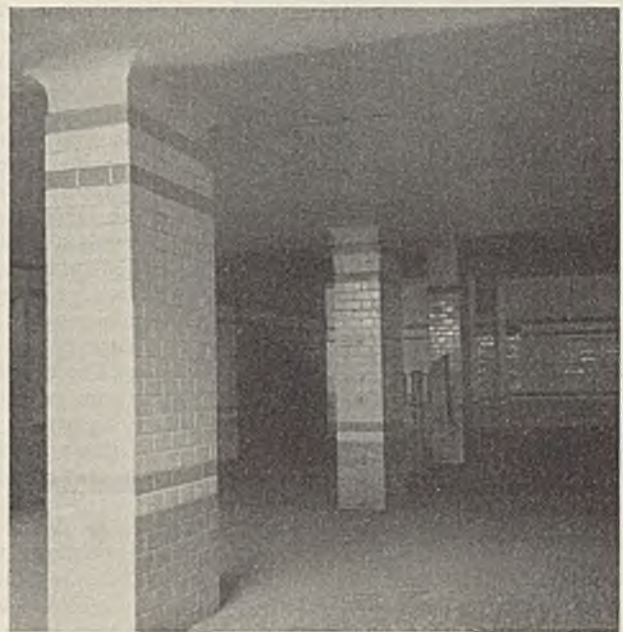


Abb. 11. Die fertige Unterführung in dem Mittelpfeiler.

Abb. 1 zeigt den Lageplan der Unterführungen. Zuerst wurde die 4 m breite und 2,3 m hohe Unterführung auf der linken Seite erbaut. Wie aus Abb. 7 ersichtlich, wurden nur die unter dem heutigen Fahrdamm liegenden Teile in der oben geschilderten Weise erbaut, während die beiderseitigen Anschlüsse in offener Baugrube als vollwandige Eisenbetonrahmen ausgeführt wurden.

Die Seitenwände sind aus 6 m langen Stahlspundbohlen Larssen, Profil Nr. 2, gebildet, die mit der 60 cm dicken Grundplatte zusammengebaut und mit einer 15 cm dicken Eisenbetonmantelung versehen sind. Die 20 cm breiten und 30 bis 35 cm hohen Dachrippen sind knapp nebeneinander auf die am Spundwandkopf hergestellten Eisenbetonholme aufgelegt. Der Querschnitt der Holme ist 30×57 cm, ihre Bewehrung ist mit der der Dachsparren in Abb. 8 dargestellt. Die Fugen der aus diesen Balkenelementen aufgebauten Dachkonstruktion wurden von oben mit Bitumen ausgegossen und sorgfältig mit doppelter Asphaltisolierung versehen. Als Schutz dieser Isolierung wurden mit Bitumen ausgegossene und fabrikmäßig hergestellte Eisenbetonformplatten von 4 bis 5 cm Dicke angewendet.

Die Dachfläche erhielt unten eine 3 bis 4 cm dicke Torkretbetonverkleidung, die auf einem — von den Balken ausragenden Eisenhaken befestigten — Drahtnetz hergestellt wurde. Diese einheitliche und wasserdichte Verkleidungsschicht diente nicht nur als Verputz, sondern übte auch eine vorteilhafte lastverteilende Wirkung zwischen den benachbarten Balkengliedern aus. Dieser Spritzputz hat natürlich die Fugen zwischen den einzelnen Balkenelementen von unten gut ausgefüllt und leistete gleichzeitig einen dichten Anschluß zwischen Decke und Seitenwand bei der Auflagerung der Balken. Die fertigen Flächen sind rauh geblieben und mit weißer Ölfarbe gestrichen worden.

Zunächst folgte, der Reihe nach, die Ausführung der zur Margaretheninsel führenden Unterführung. Diese mußte durch den mit Sparräumen versehenen Mittelpfeiler der Brücke hindurch ausgeführt werden.



Abb. 13. Herabgesunkenes Ende des Unterzugbalkens mit dem unterstützenden behelfsmäßigen Betonbrunnen.

Der ursprüngliche Plan war, daß man die alten halbkreisförmigen Ziegelgewölbe über diesen betnahe 10 m hohen und 3 m breiten Hohlräumen als Deckenkonstruktion auch in Zukunft behalten wollte und daß nur die 1 m dicken Stützmauern durchgebrochen werden und über diesen Öffnungen neue Unterzugträger eingebaut werden sollten. Darüber mußte man die Unterführung unten mit einer auf den Stützmauern aufliegenden leichten Eisenbetonfußbodenplatte versehen (Abb. 9).

Nachdem diese Arbeiten schon in Angriff genommen waren, stellte sich bald heraus, daß das Mauerwerk der alten Gewölbe an vielen Stellen vom Wasser durchtränkt war und starke Ausfrierungen und Verwitterungen zeigte, so daß es nicht mehr zuverlässig war.

Diese Umstände veranlaßten den Abbau der alten Gewölbe, und deshalb mußte auch eine neue Deckenkonstruktion ausgebildet werden. Natürlich mußte auch diese unter der Fahrbahn und auch unter voller Aufrechterhaltung des Verkehrs ausgeführt werden; es wurde daher auch hier das oben erwähnte Verfahren angewendet. Der Bau selbst wurde in folgenden Abschnitten ausgeführt.

a) Zuerst baute man die Unterzugträger von innen in Kämpferhöhe auf den inneren Stützmauern auf. Diese Träger wurden aus einbetonierten I-Trägern gebildet. Gleichzeitig unterfing man die alten Gewölbekonstruktionen mit behelfsmäßigen Gerüsten und brach einen Streifen im Scheitel des Gewölbes ab (Abb. 10).

b) Dann wurde während der Nacht das Pflaster der Fahrbahn von oben in schmalen Abschnitten aufgerissen, die auf dem Kopfe der Stütz-

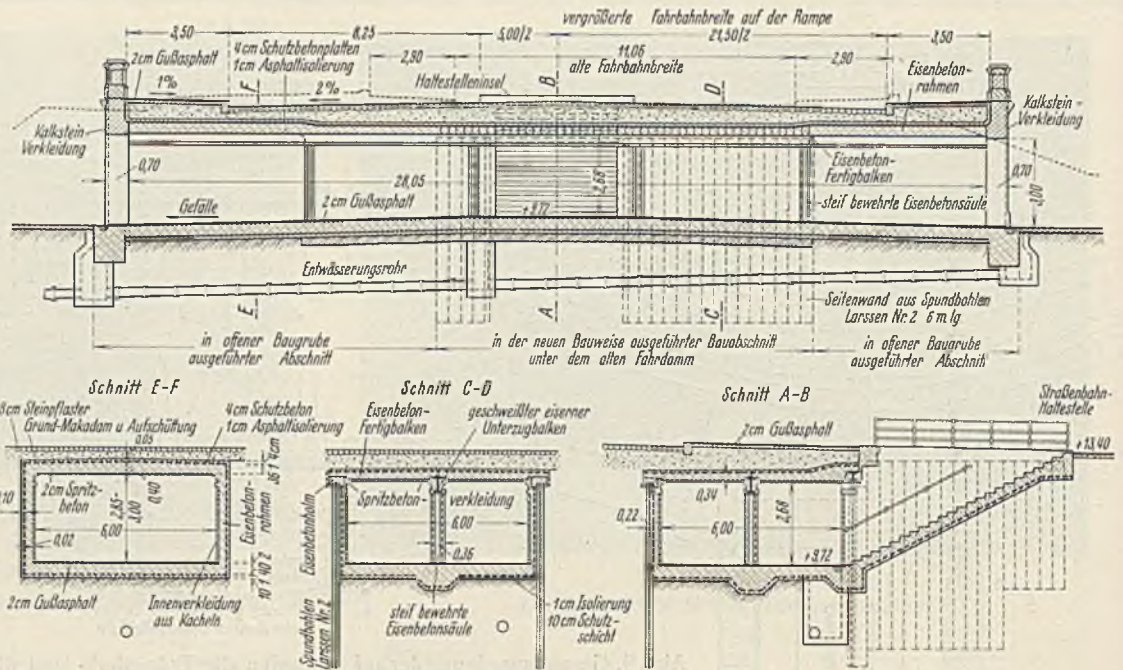


Abb. 12. Gesamtanordnung der rechtsufrigen Unterführung.

mauern ruhenden Eisenbetonholme wurden eingebaut und dann die vorher fertiggestellten Eisenbetondachbalken nebeneinander verlegt (s. Abb. 10).

Die Verlegung der Isolierungsschicht und der Schutzbetonziegel geschah in der oben beschriebenen Weise. Die Eisenbetonbalken erhielten von unten wieder eine Spritzbetonverkleidung, während die Seitenwände mit Kacheln bekleidet wurden (Abb. 11).

Die Ausführung der Arbeiten und die Einteilung des Verkehrs geschahen wieder in derselben Weise wie bei der bereits erwähnten ersten Unterführung. Die Hälfte der Fahrbahn wurde während der Nacht von 12 bis 5 Uhr vom Verkehr abgeschlossen, bei Tag stand wieder die ganze Breite zur Verfügung. Abb. 9 zeigt die Gesamtanordnung und

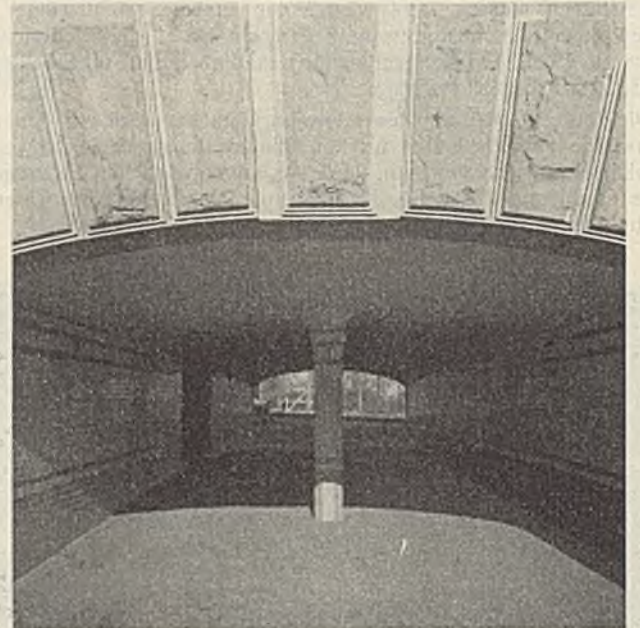


Abb. 14. Innenansicht der fertigen rechtsufrigen Unterführung.

den Querschnitt der mittleren Unterführung. Der 6 m breite und 2,4 m hohe Tunnel ist in der Mitte durch Eisenbetonsäulen geteilt, die als mittlere Stützen der Unterzüge dienen. Der Eingang der Unterführung ist an der südlichen Seite des Mittelpfeilers angeordnet und führt von dem südlichen Fußweg der Brücke über eine zweiarmlige Treppe in den eigentlichen Tunnel hinein, der sich, an der nördlichen Seite des Mittelpfeilers der Gestaltung des alten Sparraumes folgend, in zwei Arme verzweigt und von den beiden Armen der an die beiden Fußwege anschließenden Treppen der Abzweigbrücke nach der Margaretheninsel hinaufführt.

Die südliche Treppe ist auf dem verlängerten neuen Teile des Mittelpfeilers aufgebaut, während die beiden nördlichen durch auskragende eiserne Balkenkonstruktion von der Brückenkonstruktion der Abzweigbrücke unterstützt sind. Von den beiden inselartigen Straßenbahnhaltestellen kommt man auch über Treppen in die Unterführung hinein,

Zuletzt wurden die Arbeiten der rechtsufrigen Fußgängerunterführung ausgeführt. Die Breite der Unterführung mußte hier wegen des durch diese Unterführung hindurchströmenden Umsteigeverkehrs zwischen den Straßenbahngleisen und den auf dem Donauufer liegenden Vorortbahnen (vgl. Abb. 1) auf 6 m bemessen werden. Um eine größere Konstruktionshöhe und schwerere Einzelbalken zu vermeiden, wurde ein eiserner I-förmiger Unterzugbalken zur mittleren Unterstützung der Balken auch von oben her eingebaut, der auf Eisenbetonsäulen aufgelagert wurde. Damit war die Anwendung leichter und verhältnismäßig niedrigerer Tragglieder von je 3 m Stützweite möglich (Abb. 12).

Der Unterzugbalken wurde gleichzeitig von oben mit der Rammung der aus Spundbohlen bestehenden Seitenwände der Unterführung von oben von der Fahrbahn aus eingebaut und behelfsmäßig durch vier Betonbrunnen von 80 cm Durchm. unterstützt, die vorher auch bis auf eine Tiefe von 4,5 bis 5,5 m von oben abgesenkt wurden. Die Brunnen wurden nach der Ausschachtung des Tunnels und nach dem Einbau der Fundamentenplatte und der darauf ruhenden endgültigen Eisenbetonsäulen abgebrochen und entfernt. Bemerkenswert ist, daß eine von

diesen behelfsmäßigen Unterstützungen infolge unerwartet schwerer Regenfälle um mehr als 10 cm herabgesunken war (Abb. 13). Darauf wurde dieses abgerutschte Ende mit — auf einen Stapel gelegten — Druckwasserpressen unterfangen und während einer Nacht mit der gesamten darauf liegenden Konstruktion und Pflasterung — ohne irgendwelche Beschädigung der Konstruktion — auf die richtige Höhe zurückgehoben.

Übrigens hat der Bau dieser Unterführungen nichts Besonderes mit sich gebracht; alle Einzelheiten wurden nach dem oben beschriebenen Verfahren ähnlich wie bei den anderen Unterführungen ohne jede Störung des Verkehrs erbaut. Abb. 14 zeigt die Innenansicht der fertigen Unterführung.

Eine Unterführung konnte auf diese Weise in etwa drei Monaten ausgeführt werden.

Die Gesamtarbeiten der Unterführungen sind unter der Leitung der Donaubrückenabteilung des Kgl. Ung. Handels- u. Verkehrsministeriums ausgeführt worden; die Baupläne waren mit der Erlaubnis des Erfinders des Verfahrens, Dr. ing. P. Ágyay-Hubert bei Dipl. ing. Paul Sávolly, Budapest, vorbereitet worden.

Zementeinpressungen zur Wasserabdichtung an einem Grundablaß der Bleilochsperre.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Th. Musterle, Gräfenwarth/Thür.

Für den Bau der Sperrmauer und des Kraftwerkes der Bleilochsperre wurde die Saale durch zwei Stollen mit 4 m lichtigem Durchmesser umgeleitet¹⁾. Kurz vor Inbetriebnahme der Talsperre zu Ende des Jahres 1932 wurden die beiden Umlaufstollen als Grundablässe ausgebaut²⁾. Zu diesem Zwecke wurden an der Sohle der rd. 60 m tiefen lotrechten Schächte Verschlüsse eingesetzt, und zwar in dem Stollen I zwei hydraulisch gesteuerte Drosselklappen, in dem Stollen II eine Drosselklappe und ein Regelschieber, beide ebenfalls hydraulisch gesteuert. In Abb. 1 ist der Längsschnitt und in Abb. 2 die untere Schachtkammer des Stollens II mit den Verschlüssen dargestellt. Als Notverschluß zur Trockenlegung der Stollen dienen auf besonderen Bahnen laufende Flachschieber, die vor den Stollenmund abgelassen werden können. Betriebsmäßig sind diese Flachschieber über den Stollenmund hochgezogen, so daß die Grundablässe bis zu den Hauptverschlüssen in den Schächten ständig unter dem vollen Wasserdruck der Sperre stehen.

Nach Beginn des Einstaues haben sich mit steigendem Stauspiegel zunehmende Sickerwassermengen insbesondere an der oberwasserseitigen Abschlußwand der unteren Schachtkammer des dargestellten Grundablasses gezeigt.

In der Betonauskleidung der unteren Schachtkammer sowie an dem später eingebrachten Verankerungsproppen der Verschlüsse zeigten sich die Arbeitsfugen teilweise deutlich ausgeprägt, ferner waren eine größere Zahl von Kiesnestern und entmischten Stellen vorhanden, durch die das Sickerwasser in den Schacht austrat. Eine nähere Untersuchung ließ darauf schließen, daß sich zwischen Betonauskleidung und Fels wasserführende Spalten gebildet hatten, die durch Klüfte im Gebirge und durch die Anschlußfuge des Betonpropfens an die Stollenauskleidung mit dem Stollen in Verbindung standen. Wenn auch keine Gefahr eines Wasserdurchbruches bestand, so war doch der Sickerwasserandrang mit Rücksicht auf die äußerst erschwerte Unterhaltung der Rohre und Schieber sehr unangenehm.

¹⁾ Münster, Der Bau der Umleitungsanlage für die Saaletalsperre am Kleinen Bleiloch. DWV 1933, Heft 1/2.

²⁾ Sommer-Jüngling, Die Hochwasserentlastungsanlagen der Saaletalsperre am „Kleinen Bleiloch“ und ihre Verschlüsse. DWV 1933, Heft 7/8.

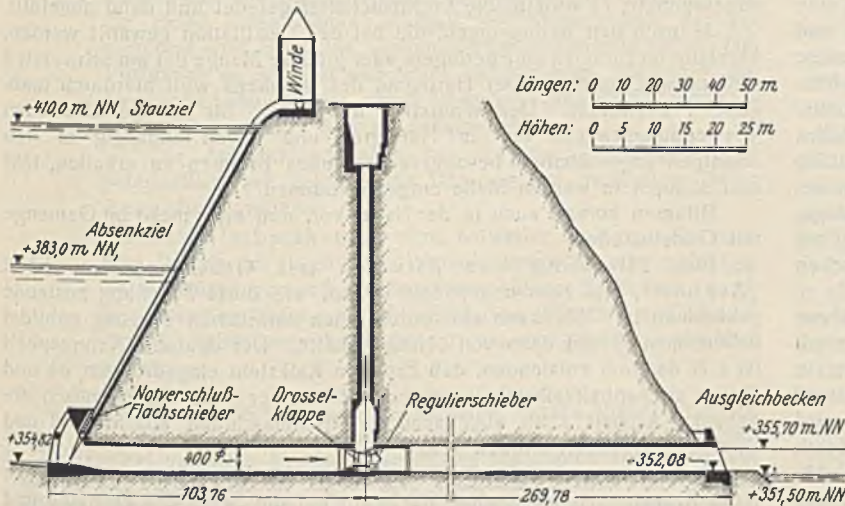


Abb. 1.

Längsschnitt des Grundablasses II der Bleilochsperre.

Aus diesem Grunde entschloß sich die AG Obere Saale, gelegentlich anderer Arbeiten auch eine Abdichtung der Schieberkammer durch Zementeinpressungen vornehmen zu lassen.

Der Plan für die Dichtungsarbeiten war darauf abgestellt, schon das Eindringen des Wassers vom Stollen her in die Felsbetonfuge zu unterbinden und durch Einpressen von Zementschlänpe in erster Linie die Eintrittsstelle des Wassers am Anschluß der Schachtwand an den Stollenausbruch abzudichten.

Die Durchführung dieser Dichtungsarbeiten, die an sich einen unbedeutenden Umfang hatten, ist insofern von besonderem Interesse, als es sich um Abdichtung bei strömendem Wasser handelte. Sie boten ein bemerkenswertes Beispiel dafür, wie ein schneller Erfolg der Dichtung davon abhängig ist, ob es gelingt, das strömende Wasser in den Klüften zum Stehen zu bringen.

Durch die hauptsächlich in der oberwasserseitigen Abschlußwand der Kammer vorgenommenen Bohrungen wurde die Vermutung, daß die Felsbetonfuge wasserführend ist, bestätigt. Nach dem Abschließen des einen Bohrloches trat an anderen verstärkter Sickerwasserandrang auf; die Bohrlöcher standen also über die Berührungszonen miteinander in Verbindung.

Die meisten Bohrungen — insgesamt 175 — wurden senkrecht zur Wandfläche angesetzt und bis auf den Felsen durchgeführt, ohne tiefer in diesen einzudringen. Entsprechend der Dicke der Wandung hatten die mit gewöhnlichem Druckluftbohrhammer getriebenen Löcher eine Tiefe von 0,5 bis 1,0 m. In der Nähe der Arbeitsfugen wurden sie schräg geführt, so daß die Fuge durch das Bohrloch unter einem flachen Winkel geschnitten wurde. Auf diese Weise sollte beim späteren Einpressen neben der Auspressung der Berührungszonen auch eine Abdichtung der waagerechten Arbeitsfuge selbst mit erreicht werden.

An einem Teile der Bohrlöcher wurden vor Erreichung der wasserführenden Zone kurze Rohrstücke von 30 bis 40 cm Länge mit Gewinde zum Aufsetzen von Verteilungsstücken und Hähnen einbetoniert.

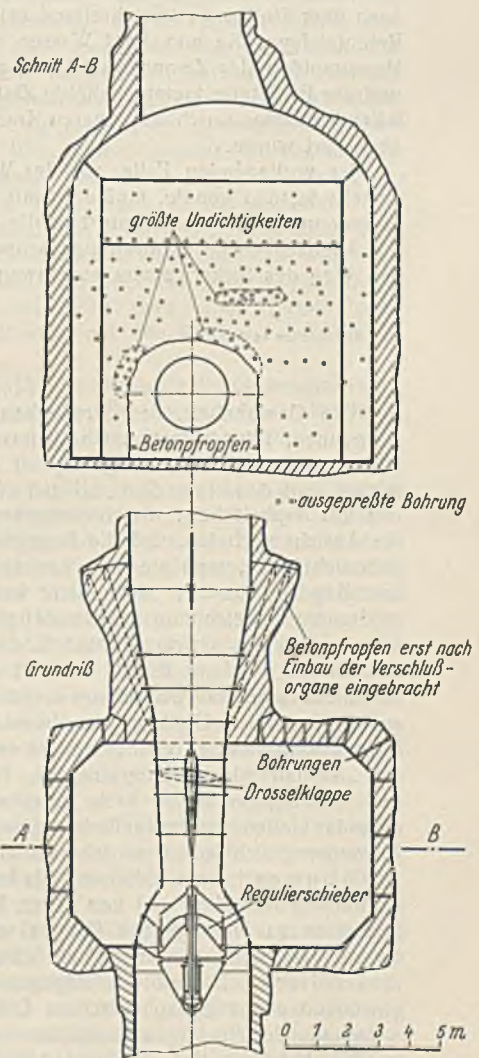


Abb. 2. Anordnung der Bohrungen in der unteren Schachtkammer.

Für die Einpressungen, die gleichzeitig mit den Bohrungen vorgenommen wurden, wurden Handpumpen benutzt, die von der Firma Tiefbau- u. Kälteindustrie AG vorm. Gebhard & König, Nordhausen, gestellt waren und Drücke bis zu 50 atü ermöglichten. Die bei den beschriebenen Arbeiten vorgekommenen Drücke erreichten Werte von höchstens 20 atü, so daß die Handpumpen vollständig ausreichten.

Die ersten Einpressungen geschahen unmittelbar neben dem Betonpfropfen in dem Bereich des Übertritts des Wassers vom Stollen in die Fugen und Klüfte in der Absicht, dem Wasser bereits an der Stelle größten Druckes zu begegnen und so die Auskleidung zu entlasten. Erst wenn rings um den Stollen herum das Eintreten des Wassers in die Felsbetonfuge verhindert war, sollte dann das Hinterpressen der eigentlichen Kammerwand vor sich gehen.

Für die einzupressende Zementschläupe wurden auf 50 kg Zement im allgemeinen 28 bis 30 l Wasser zugesetzt. Da bei dem Zusammentreffen der Schläupe mit dem strömenden Wasser sofort eine starke Verdünnung auftrat und der eingepreßte Zement durch das Druckwasser in den Spalten einfach weggespült wurde, wäre ein geringerer Wasserzusatz für die Schläupe erwünscht gewesen. Sobald dieser jedoch unter 25 l auf 50 kg Zement gehalten wurde, traten fast stets Verstopfungen der Pumpen ein, die zu ständigen Unterbrechungen der Arbeit führten.

Der weitere Versuch, durch Zusatz von Chemikalien ein Abbinden der Schläupe bald nach dem Austritt aus dem Bohrloch zu erreichen, hatte zwar mehr Erfolg. Doch zeigte auch hierbei das in der nächsten Umgebung des verpreßten Bohrloches austretende Sickerwasser bereits nach wenigen Sekunden eine milchige Trübung; ein Zeichen, daß ein Teil der Schläupe an dieser Stelle wieder ausgespült wurde. Immerhin war wenigstens in nächster Nähe des Bohrloches selbst eine Abdichtung der Berührungszone erreicht worden.

Es bestand bald kein Zweifel, daß durch Einpressung der Schläupe unmittelbar in die Zone mit der größten Strömungsgeschwindigkeit des Wassers nur mit großem Materialaufwand eine Dichtung zu bewirken war, und daß mit einem raschen Erfolg nur dort gerechnet werden konnte, wo kein strömendes Wasser auftrat.

Aus dieser Erkenntnis heraus sah der weitere Arbeitsplan vor, unmittelbar am Betonpfropfen rings um das Stollenprofil herum eine Anzahl Löcher zu bohren, um durch diese das Sickerwasser abzuleiten und so die ganzen Verkleidungswände zu entlasten. Strahlenförmig von außen nach dem Stollen zu fortschreitend sollten dann die Einpressungen in die Betonfuge, die nun kein Wasser mehr führte, vor sich gehen. Ein Herausspülen der Zementschläupe war auf diese Weise ausgeschlossen, und zur Erhärtung konnte beliebig Zeit gegeben werden, solange das anfallende Wasser durch den inneren Kranz der offen gebliebenen Bohrlöcher abgeführt wurde.

Im vorliegenden Falle, wo der Weg des Sickerwassers genau festgestellt werden konnte, mußte es mit wenigen Bohrlöchern gelingen, das Wasser unmittelbar am Eintritt in die Berührungszone abzuführen.

Vielfach dürfte es allerdings schwieriger sein, die Fließrichtung und den Weg des Sickerwassers so einwandfrei festzustellen. Es wird dann

nur die Möglichkeit bleiben, versuchsweise Bohrlöcher nach der auszunehmenden Beton- oder Felspalte zu treiben, bis die Wasserader getroffen und dadurch die zu dichtende Stelle drucklos gemacht ist, die dann mit sicherem Erfolg ausgepreßt werden kann. Nach dem Verschließen des Entlastungsbohrloches durch einen Schieber wird sich das Druckwasser in der Spalte nun einen anderen Ausweg suchen. Dieser ist dann die Stelle, die nach Wiederöffnung der Entlastungsbohrung nunmehr anzubohren und zu verpressen ist. Auf diese Weise ist allmählich rings um die Eintrittsstelle des Wassers herum eine Dichtungsschleier zu legen, bis dann zum Schluß das Entlastungsloch selbst ausgepreßt werden kann.

In diesem Sinne waren auch im Grundablaß der Bleilochsperre die weiteren Bohrungen und Hinterpressungen angesetzt worden, die ein günstigeres Ergebnis hatten und zum Ziele zu führen schienen.

Die Arbeiten wurden allerdings nach diesem Plan nicht zu Ende geführt, da inzwischen eine sehr einfache Art und Weise der Entlastung der Schachtkammer von dem Druckwasser erkannt worden war. Diese bestand darin, den Stollen mittels des Flachschieber-Notverschlusses am Stollenmund zu schließen, durch Öffnen der beiden Hauptverschlüsse das Wasser aus dem Stollen abzulassen und die Schachtkammer so vollkommen drucklos zu machen.

Wegen der erheblichen Leckverluste des Notverschlusses durften die Hauptverschlüsse nur möglichst kurze Zeit geöffnet bleiben. Die Einpreßlöcher wurden daher noch bei gefülltem Stollen gebohrt. Nachdem etwa 20 Löcher zum Einpressen vorbereitet waren, wurde der Stollen entleert und wurden die Einpressungen durchgeführt, die etwa 4 Stunden in Anspruch nahmen. Nach weiteren 4 Stunden wurden die Hauptverschlüsse wieder geschlossen, so daß im Stollen durch das Leckwasser des Notverschlusses sich allmählich wieder der volle Wasserdruck des Stauens einstellte. Dieser erste Versuch hatte einen überraschend guten Erfolg, so daß die Fortführung der Arbeiten nach diesem Verfahren beschlossen wurde.

Nachdem auf diese Weise noch zweimal Einpressungen vorgenommen worden waren, wobei insgesamt weitere 50 bis 60 Bohrungen abgepreßt wurden, war die gesamte untere Schachtkammer fast restlos dicht. Seit Beendigung der Arbeiten, die im Juli 1936 ausgeführt wurden, hat sich auch kein Sickerwasser mehr gezeigt.

Während von den insgesamt 175 durchgeführten Bohrungen und Hinterpressungen rd. 100 bei strömendem Wasser in der zu dichtenden Fuge vorgenommen wurden und kaum nennenswerte Wirkung hatten, ist es nach vorübergehender Entleerung des Stollens gelungen, mit nur etwa 75 ausgepreßten Bohrungen den Sickerwasserandrang ganz zu unterbinden.

Die Arbeiten haben damit eindeutig klargestellt, daß Auspressungen von Klüften oder Spalten in Fels oder Beton, solange sie strömendes Wasser führen, einen erheblichen Aufwand an Material und Zeit erfordern und daß trotzdem eine Gewähr für das Gelingen nicht immer gegeben ist. Erst wenn es möglich ist, den Arbeitsplan so zu gestalten, daß an den auszunehmenden Stellen kein strömendes Wasser auftritt, ist die Aussicht gegeben, auf raschestem und vor allem auch billigstem Wege zum gewünschten Ziele zu kommen.

Alle Rechte vorbehalten.

Straßenbau mit Bitumen.

Von Dr. Fr. Joedicke, Hamburg.

Die Gewohnheit, den Straßenbau mit Bitumen „Asphaltstraßenbau“ zu nennen, führt selbstverständlicherweise häufig zu irrigen Ansichten; teils besteht die Auffassung, Asphalt und Bitumen seien Bezeichnungen für ein und denselben Stoff, so daß man ebensogut von einem Straßenbau mit Asphalt bzw. vom Bitumenstraßenbau sprechen könne; teils wird die Ansicht vertreten, daß die Bezeichnung „Asphaltstraßen“ nur deshalb gebraucht wird, weil sie sich von alters her eingebürgert hat, als man den Begriff „Bitumen“ noch nicht kannte, daß aber die logischere und modernere Bezeichnung „Bitumenstraßen“ sei, während wieder andere folgern, daß der schwarze Baustoff, der bei der Herstellung von Asphaltstraßen Verwendung findet, nur mit Asphalt bezeichnet werden könne. Um diese Begriffsverwechslungen, die nicht nur im Straßenbau, sondern auch auf anderen Gebieten der Verwendung dieser Baustoffe gelegentlich festzustellen sind, zu vermeiden, ist es notwendig, die Begriffe „Bitumen“ und „Asphalt“ klar zu unterscheiden. Es sind Stoffe, die ihrer Entstehungs- und Bildungsgeschichte nach in einem gewissen Zusammenhange zueinander stehen, in physikalischer Hinsicht und in der Art ihrer praktischen Anwendung sich jedoch stark voneinander unterscheiden.

Bitumen ist ein halbfestes bis festes Kohlenwasserstoffgemisch von schwarzem Aussehen und von zäher, klebriger Beschaffenheit. Chemisch gehört es zu jener großen Gruppe von Kohlenwasserstoffgemischen, in denen Sauerstoffverbindungen und Schwefel nur in untergeordneter Menge, mineralische Bestandteile dagegen nicht enthalten sind. Es wird gewonnen aus sog. asphaltischem Erdöl durch Destillation, d. h. durch Abtrennen der flüchtigen Fraktionen. Zu diesem Zweck wird das Rohöl in den Fabriken der Bitumenindustrie durch ein vielfach gewundenes Röhrensystem, das in einen Ofen eingebaut ist, geleitet und vorsichtig kurze Zeit erhitzt. Es gelangt dann in einen Verdampfungsturm. Hier

gehen sämtliche bei der Arbeitstemperatur verdampfenden Ölteile in Dampfform über. Diese Öldämpfe werden in Kühltürmen abgekühlt, wobei die verschiedenen Destillate, und zwar von dem schweren Schmieröl angefangen bis zu den leichtesten Destillationserzeugnissen, nacheinander wieder in den flüssigen Zustand übergeführt werden; sie finden als Schmieröle und Treibstoffe Verwendung. Im Verdampfungsturm hat sich das Bitumen angesammelt; es wird in die Vorratsbehälter geleitet und dann abgefüllt.

Je nach den Bedingungen, die bei der Destillation gewählt werden, verbleibt im Bitumen eine geringere oder größere Menge der am schwersten siedenden Ölteile. Der Härtegrad des Bitumens wird hierdurch maßgebend beeinflusst. Den Wünschen der Praxis, für die verschiedenen Verwendungszwecke ein im Härtegrad und davon abhängig in den sonstigen Eigenschaften besonders passendes Bitumen zu erhalten, läßt sich dadurch in weitem Maße entgegenkommen.

Bitumen kommt auch in der Natur vor, und zwar meist im Gemenge mit Gesteinstoffen.

Eine Mischung von Bitumen mit Gesteinstoffen heißt „Asphalt“, und zwar unabhängig davon, wie diese Mischung zustande gekommen ist. Sie kann sich durch einen natürlichen Vorgang gebildet haben, man spricht dann von „Naturasphalt“. Der deutsche Naturasphalt ist z. B. dadurch entstanden, daß Erdöl in Kalkstein eingedrungen ist und diesen zu Asphaltkalkstein umgewandelt hat; er wird bergmännisch abgebaut. Asphalt kann aber auch in Mischmaschinen aus Mineral und Bitumen hergestellt worden sein.

Asphalt ist weiterhin ein Sammelname für Bitumenmineralgemische jeder Zusammensetzung, ohne Rücksicht auf die Sorte des Gesteins und die Menge und Art des Bitumens. Asphalt kann daher ebenso überwiegend aus Bitumen wie aus Gestein bestehen. Ein Typ eines sehr

bitumenreichen Naturasphaltes ist der gereinigte Trinidad-Asphalt, der Typ eines sehr mineralstoffreichen Naturasphaltes das Asphaltgestein, wie es im deutschen Naturasphalt vorliegt. Einen wesentlich kleineren Spielraum im Bitumengehalt weisen die aus Mineral und Bitumen z. B. für Straßen-decken hergestellten Asphaltmischungen auf, deren Zusammensetzung von vornherein zweckentsprechend vorgenommen wird. In der Kenn- und Wort-bezeichnung dieser Asphalte macht man bewußt eine Einschränkung, indem man eine gleichgekörnte Mineralmischung, die mit nur wenig Bitumen umhüllt ist, bituminierten Steinschlag, bituminierten Splitt bzw. bituminierten Sand nennt. Im übrigen bezeichnet man aber eine Straßen-decke, gleichgültig ob sie aus verschiedenen Schichten von bituminiertem Splitt und bituminierten Sanden oder aus einem im Körnungsaufbau von vornherein abgestuften Gesteingemisch mit Bitumen besteht, ohne weiteres als Asphalt, ohne daß durch diese Bezeichnung die Grenzen des Bitumen-gehalts irgendwie angedeutet sein sollen. Mit dem Begriff „Asphalt“ ist demnach ein bestimmter Bitumengehalt zwangsläufig nicht verbunden. Es erscheint daher zweckmäßig, so wie sich auch der Sprachgebrauch in der praktischen Gebrauchsnutzung der Gemische entwickelt hat, sich im allgemeinen nicht schlechthin mit dem Ausdruck „Asphalt“ zu begnügen, sondern eindeutig jeweils die einzelnen Bitumenmineralgemische in ihrer Zusammensetzung näher zu kennzeichnen und dazu, wo erforderlich, die Menge des vorhandenen Bitumens anzugeben. —

Bei den im praktischen Straßenbau verwendeten Bitumenmineral-gemischen wird der Bitumengehalt durch den Mineral Kornaufbau maßgebend beeinflußt. Man unterscheidet die verschiedenen Asphaltbauweisen je nach dem Schichtenaufbau und der Zusammensetzung der einzelnen Schichten. So gibt es Asphaltoberflächenbehandlungen, den Asphaltmakadam, den Walzasphalt (Sandasphalt, Asphaltbeton) und den Gußasphalt, das sind Asphaltdecken, deren Bitumengehalt sich je nach der Bauweise in engen Grenzen hält. Die Bezeichnungen sind derart gewählt, daß durch das Belwort die Bauweise gekennzeichnet wird.

Die Merkmale der einzelnen Bauweisen mit Bitumen und Verschnitt-bitumen¹⁾ als Bindemittel seien, in Anlehnung an die in der Druckschrift „Straßenbau mit Shellbitumen“²⁾ gegebenen Erklärungen, kurz im folgenden aufgeführt.

1. Die Asphalt oberflächenbehandlung wird hergestellt durch Auf-bringen von Heißbitumen oder Verschnittbitumen auf die Straßenober-fläche, durch sofortiges Abdecken mit etwa der 10fachen Gewichts-menge rohem oder bituminiertem Splitt und durch Abwalzen.

2. Während derartige Oberflächenbehandlungen in der Regel nur für Straßen mit leichtem Verkehr in Betracht kommen, eignet sich der Asphaltmakadambelag für mittelschweren Verkehr. Es sind verschiedene Verfahren im Gebrauch, die sich hauptsächlich durch die Art der Bindemittelverwendung unterscheiden.

a) Asphalttränkmakadam entsteht dadurch, daß eine fest-gewalzte, verzwickte Schotterlage mit Heißbitumen — in der Regel in zwei Arbeitsgängen — getränkt, jeweils mit Hartstein-splitt abgestreut und dieser eingewalzt wird. Bei zweilagigem Asphalttränkmakadam beträgt der Verbrauch an Schotter und Splitt etwa 150 kg/m², der von Bitumen etwa 6 kg/m². — Abschließend wird eine Asphalt oberflächenbehandlung aufgebracht.

b) Ähnlich ist der Arbeitsvorgang bei der Herstellung der Asphalt-eingußdecke. Sie entsteht, wie der Name sagt, durch Ein-gießen von heißer Asphaltmasse in eine festgewalzte, verzwickte Schotterlage, deren Hohlräume sie verfüllt. Die Eingußmasse setzt sich aus Sand, Steinmehl und Bitumen zusammen; der Gehalt an Bitumen beträgt 20 bis 23 Gew.-%. Auf die mit dem Einguß versehene Schotterschicht wird sofort Hartsteinsplitt aufgebracht und dieser eingewalzt. Als Nachbehandlung erhält der Belag einen dünnen Aufguß von Eingußmasse, der ab-gesplittet wird, oder eine Asphalt oberflächenbehandlung. — Der Verbrauch an Schotter und Splitt beträgt etwa 150 kg/m², der an Asphalt eingußmasse etwa 40 kg/m², die einem Bitumen-verbrauch von etwa 8 kg/m² entsprechen.

Die Asphalt eingußdecke hat auf den Reichsautobahnen gelegentlich auf geschütteten Dämmen als vorläufiger Belag Anwendung gefunden.

c) Asphaltmischmakadam wird entweder einlagig oder nach dem Prinzip der lagenweisen Verankerung zwei- oder mehrlagig durch Walzen von mit Bitumen vorumhülltem Splitt bzw. durch schichtweises Walzen von bituminiertem Schotter und bitumi-niertem Splitt hergestellt und mit einem Oberflächenabschluß versehen.

d) Asphalt einstreumakadam entsteht dadurch, daß in eine festgewalzte Schotterlage bituminiertes Splitt eingestreut und eingewalzt und dann ein einlagiger Asphaltmischmakadam als Deckschicht aufgebracht wird.

Zu c) und d): Der Bitumengehalt des vorumhüllten Gesteins beträgt, je nach Korngröße, 2 1/2 bis 5 1/2 Gew.-%. Als Bindemittel verwendet man entweder Heißbitumen oder Verschnittbitumen.

3. Eine für schweren und schwersten Verkehr geeignete Decke ist der Walzasphalt, ein Sammelbegriff für einen Belag, der aus einem Gemisch aus Mineral von zweckmäßig abgestuftem Kornaufbau, Stein-mehl und Bitumen als Bindemittel besteht. Das Bitumenmineral-gemisch wird in besonderen Mischaggregaten heiß aufbereitet, in heißem Zustande auf die vorbereitete Straße aufgebracht und sofort mechanisch zu einem geschlossenen Belag verdichtet. An die zur Verwendung gelangenden Mineralstoffe werden besondere Anfor-de-rungen gestellt. Je nach dem Anteil an Splitt und dessen Korngröße unterscheidet man verschiedene Walzasphaltarten.

a) Der hauptsächlich als Stadtstraßenbelag dienende Sandasphalt ist ein Gemisch von in der Körnung abgestuften Sanden und Steinmehl mit Bitumen als Bindemittel. Der Bitumengehalt beträgt 8 bis 11 Gew.-%.

b) Asphaltbeton, als Stadt- wie als Landstraßenbelag gleicher-weise geeignet, enthält außerdem noch Splitt; er besteht also aus einem im Kornaufbau abgestuften Gemisch von Splitt, Sanden und Steinmehl mit Bitumen als Bindemittel. Je nach-dem der Durchmesser der größten Splittkörnung unter oder über 15 mm beträgt, unterscheidet man zwischen Asphaltfein-beton und Asphaltgrob-beton. Der erste besitzt einen Bitumen-gehalt von 5 1/2 bis 9 Gew.-%, der zweite einen solchen von 5 bis 7 Gew.-%. Die verschiedenen Ausführungsarten von Asphaltfeinbeton unterscheiden sich durch ihren Splittgehalt. Der splittarme Asphaltfeinbeton (Bitumengehalt 7 1/2 bis 9 Gew.-%) enthält etwa 25 bis 35 GT Splitt bis 15 mm, der splittreiche Asphaltfeinbeton (Bitumengehalt 5 1/2 bis 7 1/2 Gew.-%), der auch als Fahrbahnbelag auf den Reichsautobahnen zur Verwendung gelangt, 40 bis 65 GT Splitt bis 15 mm.

Durch Einwalzen von bituminiertem Splitt in den noch heißen Asphaltbeton wird dessen Fahrgriffigkeit weiter erhöht.

4. Ein ausgesprochener Stadtstraßenbelag ist Hartgußasphalt, der aus einem Gemisch von Splitt oder auch Kies, Sand, Steinmehl und Bitumen als Bindemittel besteht und dessen Aufbau sich dadurch von dem des Walzasphaltes unterscheidet, daß der Gußasphalt einen größeren Steinmehlanteil und einen größeren Bitumengehalt, und zwar einen solchen von 9 bis 10 1/2 Gew.-% besitzt. Dies ermöglicht auch seinen andersartigen Einbau, der in der Weise vor sich geht, daß die Einbaumasse auf die vorbereitete Straße gegossen, mit Spachteln von Hand vollkommen eben verstrichen und unter Auf-bringung von Feinsand abgerieben wird. Zur Erzielung einer be-sonders griffigen Oberfläche zieht man über den noch warmen Belag eine Riffelwalze und deckt mit Splitt oder Grus (Basalt- oder Schlackengrus) ab. Gußasphalt wird auf den Reichsautobahnen als Bankettbelag viel verwendet.

Zur Herstellung der „Guß“beläge (Asphalteingußdecke, Gußasphalt) wird statt Steinmehl auch gemahlenes Asphaltgestein benutzt, dessen Bitumen-gehalt der Mischung zugute kommt und bei ihrer Zusammenstellung ebenso berücksichtigt werden muß wie die vom Steinmehl unterschiedliche Mahl-feinheit. Das gleiche gilt bei der vielfach üblichen Verwendung von Asphalt-mastix, der in der Regel durch Anreicherung von gemahlenem Asphalt-gestein mit Bitumen, aber auch aus Steinmehl und Bitumen hergestellt wird.

Die Zusammensetzung von Walzasphalt und Gußasphalt ändert sich von Fall zu Fall je nach Art der Mineralien, die zur Verwendung gelangen. Es ist daher notwendig, Voruntersuchungen anzustellen, die sich auf die Güte des Splittmaterials und auf die Reinheit der Sande beziehen; ihr Hauptzweck ist, unter Berücksichtigung der besonderen Anforderungen, die bei der jeweiligen Ausführung in bezug auf Korn-größe und Kornform gestellt werden, eine geeignete Belagmischung zusammenzusetzen. Legt man diese zugrunde, dann lassen sich bei sach-gemäßer Ausführung einwandfreie und griffige Decken erwarten. Auf genügende Kontrolle und Beaufsichtigung der Arbeiten auf der Baustelle ist Gewicht zu legen. Bei besonders großen Baustellen empfiehlt es sich, in einem Baustellen-Laboratorium laufende Kontrolluntersuchungen zu machen, die sich im allgemeinen auf die Untersuchung der für den Aufbau der Mischungen verwendeten Gesteinstoffe, auf den richtigen Bindemittel-zusatz und auf die Ermittlung des Dichtigkeitsgrades eines gestampften Probewürfels beschränken, woraus dann Rückschlüsse auf die Eigenschaften der eingebauten Decke gezogen werden können. Für ausführliche Decken-analysen, wie sie gemäß DIN 1995 und 1996 vorgenommen werden, kommt indes nur ein gut ausgerüstetes Speziallaboratorium in Betracht, das jedoch über die untersuchte Decke kein Werturteil abgeben, sondern dies der auftraggebenden Behörde überlassen sollte.

¹⁾ Verschnittbitumen ist genormtes Bitumen, dessen Viskosität durch Zusatz von Verschnittmitteln erniedrigt worden ist. Verschnittbitumen als Bindemittel gestattet, die damit umhüllten Materialien auch in kaltem Zustande zu verfrachten, zu lagern und einzubauen, so daß der Einbau solcher Gesteine sehr einfach und nicht von größeren Flächen abhängig ist.

²⁾ Herausgegeben von Rhenania-Ossag, Hamburg 1936.

Alle Rechte vorbehalten.

Balkenträger von gleichem Widerstande gegen Biegung.

Von Prof. Dr.-Ing. Gaede, Hannover.

Es sind Formeln bekannt, nach denen man für bestimmte gegebene Belastungen Balkentragwerke berechnen kann, bei denen in allen Querschnitten die größten Werte der Biegespannung $\max \sigma = M:W$ gleich sind. Man bezeichnet derartige Träger als Träger von gleichem Widerstande gegen Biegung¹⁾. Sie stellen im allgemeinen die wirtschaftlichsten Lösungen dar.

Bei weitgespannten Tragwerken, besonders bei solchen aus im Verhältnis zum Tragvermögen schweren Baustoffen (niedrige Werte σ/γ) spielt neben der gegebenen Nutzlast das Eigengewicht des Tragwerks eine zunehmend entscheidendere Rolle. Die Berechnung von Tragwerken gleichen Widerstandes muß deshalb in diesen Fällen den Einfluß des zunächst nicht bekannten Eigengewichts und seiner nicht gleichmäßigen Verteilung über die Stützweite berücksichtigen. Dadurch wird die gestellte Aufgabe wesentlich erschwert. Sie soll im folgenden für einfache Balken und für Auslegerträger durchgeführt werden.

Es ist bekannt, daß einfache Balken und Auslegerträger mit im Verhältnis zur Gesamtstützweite langem Schwebeträger bei weitgespannten Eisenbetonbrücken einen wesentlich größeren Baustoffaufwand erfordern und deshalb nicht wettbewerbsfähig sind gegenüber Auslegerträgern mit kurzen Schwebeträgern. Es ist auch bekannt, daß diese Tatsache sich erst bei verhältnismäßig großen Stützweiten mit zunehmender Schärfe geltend macht. Zahlenmäßig ist dieser Sachverhalt meines Wissens noch nicht geklärt. Ich habe eine solche Klärung zunächst durch Berechnung einer größeren Zahl von Eisenbeton-Straßenbrücken versucht und die Ergebnisse auf dem Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau 1936 in Berlin vorgetragen²⁾.

Hier soll die Aufgabe dagegen in allgemeinerer Form behandelt werden unter Zugrundelegung eines Trägers mit rechteckigem Querschnitt von konstanter Breite b und aus einem homogenen Baustoff, der ebenso hoch auf Zug wie auf Druck beansprucht werden darf. Die zulässige Baustoffbeanspruchung wird mit σ bezeichnet.

(1) $\max \sigma = \pm \sigma_{zul} = \pm \sigma.$

Mit Rücksicht auf die Schwierigkeit der mathematischen Behandlung werden nur die beiden Grenzfälle behandelt:

(2) $\frac{p}{g} \rightarrow \infty$ und $\frac{p}{g} \rightarrow 0,$

d. h. im ersten Falle verschwindet der Einfluß des Eigengewichts; dies entspricht kleinen Stützweiten oder relativ großer Nutzlast. Im zweiten Falle verschwindet umgekehrt der Einfluß der Nutzlast; dieser Fall liegt bei großen Stützweiten oder bei relativ kleiner Nutzlast vor. In Wirklichkeit werden Zwischenfälle vorliegen, sie können aber nach den beiden Grenzfällen beurteilt werden. Für den ersten Grenzfall soll nur der besonders wichtige Fall einer gleichmäßig verteilten Nutzlast p untersucht werden.

Es hat sich gezeigt, daß das Verhältnis λ der Stützweite l des Schwebeträgers zur Gesamtstützweite L der überspannten Öffnung

(3) $\lambda = \frac{l}{L}$

bei Auslegerträgern eine ähnlich beherrschende Rolle spielt wie das Pfeilverhältnis bei Bogenbrücken. Der Wert $\lambda = 1$ schließt den Fall des einfachen Balkens auf zwei Stützen ein, $\lambda = 0$ bedeutet ein Tragwerk, bestehend aus zwei symmetrischen, bis in die Mitte der Öffnung reichenden Kragarmen. Die üblichen Auslegerträger haben Werte von λ zwischen 0 und 1. Es soll der Baustoffaufwand für Tragwerke verschiedener λ -Werte und verschiedener Stützweiten unter Zugrundelegung der oben bezeichneten Belastungsgrenzfälle ermittelt und verglichen werden. Es werden sich daraus Schlüsse auf die zweckmäßige Ausbildung derartiger Träger herleiten lassen.

¹⁾ „Hütte“, des Ingenieurs Taschenbuch, 26. Aufl., Bd. I, S. 625 bis 628. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Der Vortrag wird in dem demnächst erscheinenden Schlußberichte des Kongresses abgedruckt werden.

1. Träger gleichen Biegesteifigkeitswertes, belastet mit einer gleichmäßig verteilten Nutzlast q .

a) Balken auf zwei Stützen.

$$M = \frac{q}{2} [(l/2)^2 - x^2] = W\sigma = \frac{bh^2}{6} \cdot \sigma$$

$$(4) \quad h = \sqrt{\frac{3q}{b\sigma} \sqrt{(l/2)^2 - x^2}}$$

$$V = 2 \int_0^{l/2} h dx = 2b \int_0^{l/2} \sqrt{\frac{3q}{b\sigma} \sqrt{(l/2)^2 - x^2}} dx$$

$$= 2b \sqrt{\frac{3q}{b\sigma}} \left[\frac{x}{2} \sqrt{(l/2)^2 - x^2} + \frac{1}{2} (l/2)^2 \cdot \arcsin \frac{x}{l/2} \right]$$

$$(5) \quad V = 2b \sqrt{\frac{3q}{b\sigma}} \cdot \frac{\pi l^2}{16} = 0,6802 l^2 \sqrt{\frac{bq}{\sigma_{zul}}}$$

b) Auslegerträger.

$$M = \frac{q}{2} \left[\left(\frac{L}{2} \right)^2 - x^2 \right] - M_A = \frac{q}{2} \left(\frac{L}{2} \right)^2 (1 - \xi^2) - M_A,$$

wenn geschrieben wird:

$$x = \xi \cdot \frac{L}{2}.$$

Für $x = \frac{l}{2} = \frac{1}{2} \cdot \lambda L$ bzw. $\xi = \lambda$ ist

$$M = \frac{1}{8} \cdot q L^2 (1 - \lambda^2) - M_A = 0.$$

Somit

$$M_A = \frac{1}{8} \cdot q L^2 (1 - \lambda^2) \quad \text{und}$$

$$(6) \quad M = \frac{1}{8} \cdot q L^2 [1 - \xi^2 - (1 - \lambda^2)] = \frac{1}{8} \cdot q L^2 (\lambda^2 - \xi^2).$$

Mit $|M| = \frac{bh^2}{6} \cdot \sigma_{zul}$ erhält man:

$$(7) \quad h = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{3q}{b\sigma} \sqrt{\lambda^2 - \xi^2}}.$$

Dabei gilt das + -Zeichen für $0 < \xi < \lambda$ und das - -Zeichen für $\lambda < \xi < 1$.

Das Volumen des Auslegerträgers:

$$V = 2b \int_0^{L/2} h dx = bL \int_0^1 h d\xi$$

$$= \frac{bL^2}{2} \sqrt{\frac{3q}{b\sigma}} \left(\int_0^\lambda \sqrt{\lambda^2 - \xi^2} d\xi + \int_\lambda^1 \sqrt{\xi^2 - \lambda^2} d\xi \right)$$

$$(8) \quad V = \frac{1}{4} \cdot L^2 \sqrt{\frac{3bq}{\sigma}} \left[\lambda^2 \left(\frac{\pi}{2} - \ln \frac{1 + \sqrt{1 - \lambda^2}}{\lambda} \right) + \sqrt{1 - \lambda^2} \right]$$

$$= 0,433 L^2 \sqrt{\frac{bq}{\sigma}} \cdot \alpha,$$

worin

$$(9) \quad \alpha = \lambda^2 \left(\frac{\pi}{2} - \ln \frac{1 + \sqrt{1 - \lambda^2}}{\lambda} \right) + \sqrt{1 - \lambda^2}.$$

Für $\lambda = 1$ wird:

$$(10) \quad V_1 = 0,6802 L^2 \sqrt{\frac{bq}{\sigma_{zul}}}$$

in Übereinstimmung mit (5).

Aus der Ableitung von V nach λ erhält man das Schwebeträgerverhältnis λ , für das das Volumen des Trägers ein Minimum wird.

$$d \left[\lambda^2 \left(\frac{\pi}{2} - \ln \frac{1 + \sqrt{1 - \lambda^2}}{\lambda} \right) + \sqrt{1 - \lambda^2} \right] d\lambda = \pi \lambda - 2\lambda \cdot \ln \left(\frac{1 + \sqrt{1 - \lambda^2}}{\lambda} \right) = 0.$$

Somit

$$(11) \quad \lambda = \frac{2e^{\pi/2}}{e^\pi + 1} = 0,400.$$

Unter der Annahme, daß die Gesamtlast q gleichmäßig über die Stützweite verteilt ist, ergibt also ein Auslegerträger mit einem Schwebeträger von $0,4L$ Stützweite den günstigsten Baustoffaufwand. Am ungünstigsten ist der Balken auf zwei Stützen ($\lambda = 1$) mit

$$(10) \quad V_1 = 0,433 L^2 \sqrt{\frac{bq}{\sigma}} \cdot \frac{\pi}{2},$$

also mit $\alpha_1 = \frac{\pi}{2}$.

In Abb. 3 ist das Verhältnis $\alpha : \alpha_1$, also das Verhältnis des Baustoffbedarfs für einen Auslegerträger zu dem des Balkens auf zwei Stützen ($\lambda = 1$) dargestellt. Für das günstigste Stützweitenverhältnis $\lambda = 0,4$ beträgt der Baustoffaufwand hiernach nur rd. 58% desjenigen des einfachen Balkens. Der Grenzfall $\lambda = 0$ (zwei Kragarme) erfordert schon etwas mehr, und zwar etwa 64% des einfachen Balkens. Nach der Seite der weiter gespannten Schwebeträger nimmt der Baustoffaufwand gegenüber dem Minimum zunächst nur langsam zu, und zwar etwa bis $\lambda = 0,7$, wo $V_{0,7} : V_1 = 0,67$ ist, der Mehraufwand gegenüber dem Minimum also rd. 15% beträgt.

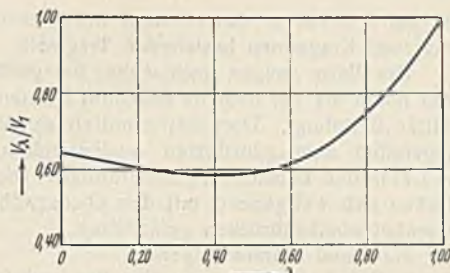


Abb. 3. Baustoffaufwand des Auslegerträgers mit einem Schwebeträger der Stützweite λL im Vergleich zu dem einfachen Balken gleicher Gesamtstützweite L .

Die für den Baustoffaufwand bei verschiedenen Stützweitenverhältnissen λ maßgebende Zahl α ist unabhängig von der Stützweite, der Belastung und der zulässigen Baustoffbeanspruchung. Wir werden sehen, daß dies bei der zweiten Annahme

$$\frac{P}{g} \rightarrow 0$$

also bei Trägern, bei denen die Belastung überwiegend aus Eigengewicht besteht, nicht mehr zutrifft.

II. Träger gleichen Biegesteifigkeitsverhältnisses, belastet mit seinem Eigengewicht g .

a) Balken auf zwei Stützen (Abb. 4).

$$(1) \quad \frac{d^2 M}{dx^2} = \frac{dQ}{dx} = -g$$

$$(2) \quad g = \gamma b h$$

$$(3) \quad \frac{b h^2}{6} \cdot \sigma = M$$

$$(4) \quad h = \sqrt{\frac{6M}{b\sigma}}$$

Aus (1), (2) und (4)

$$(5) \quad \frac{d^2 M}{dx^2} = -\gamma b \sqrt{\frac{6M}{b\sigma}} = -\sqrt{\frac{6\gamma^2 b}{\sigma}} \sqrt{M} = -a \sqrt{M}$$

$$(6) \quad a = \sqrt{\frac{6\gamma^2 b}{\sigma}} \left(\sqrt{\frac{t}{m^3}} \right)$$

Das Integral von (5) lautet

$$(7) \quad x = \int \frac{dM}{\sqrt{C_1 + 2 \int (-a \sqrt{M}) dM}} + C_2 = \sqrt{\frac{3}{4a}} \int \frac{dM}{\sqrt{C_1' - M^{3/2}}} + C_2$$

Hieraus folgt:

$$(8) \quad \frac{dM}{dx} = \sqrt{\frac{4a}{3}} \sqrt{C_1' - M^{3/2}}$$

In der Mitte der Stützweite erreicht das Moment ein Maximum. Deshalb muß sein:

$$\frac{dM}{dx(x=l/2)} = \sqrt{\frac{4a}{3}} \sqrt{C_1' - M_{(x=l/2)}^{3/2}} = 0$$

Hieraus ergibt sich:

$$(9) \quad C_1' = M_{(x=l/2)}^{3/2} = (\max) M^{3/2}$$

$$(10) \quad x = \sqrt{\frac{3}{4a}} \int \frac{dM}{\sqrt{\max M^{3/2} - M^{3/2}}} + C_2$$

Nimmt man dieses Integral zwischen den Grenzen $M = 0$ und $\max M$, so erhält man $x = l/2$. Zur Abkürzung sei geschrieben:

$$(11) \quad M = \theta \max M$$

$$(12) \quad x' = l/2 = \sqrt{\frac{3}{4a}} \int_0^1 \frac{d\theta}{\sqrt{\max M^{3/2} - \theta^{3/2} \max M^{3/2}}} = \sqrt{\frac{3}{4a}} \cdot \max M^{1/4} \int_0^1 \frac{d\theta}{\sqrt{1 - \theta^{3/2}}}$$

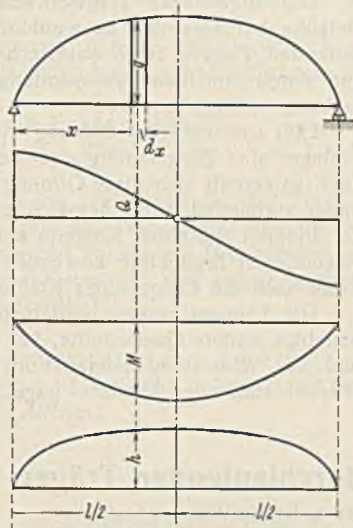


Abb. 4. Einfacher Balken, belastet durch sein Eigengewicht.

Das elliptische Integral wurde vom Dozenten Dr. Ludwig, Hannover, durch Reihenentwicklung gelöst. Der Rechnungsgang wird an anderer Stelle veröffentlicht werden. Die Lösung lautet:

$$(13) \quad l/2 = \sqrt{\frac{3}{4a}} \cdot \max M^{1/4} \cdot 1,725_{46}^{56}$$

oder unter Beachtung von (6)

$$(14) \quad \max M = \left(\frac{4a}{3} \right)^2 \left(\frac{l}{2 \cdot 1,725} \right)^4 = 0,0755 \cdot \frac{l^4 \gamma^2 b}{\sigma}$$

Hiermit erhält man weiter:

$$(15) \quad \max h = \sqrt{\frac{6 \max M}{b\sigma}} = 0,673 \cdot \frac{l^2 \gamma}{\sigma}$$

$$(16) \quad \max g = \max h b \gamma = 0,673 \cdot \frac{l^2 \gamma^2 b}{\sigma}$$

Das gesamte Eigengewicht des Balkens beträgt:

$$(17) \quad G = 2 \gamma b \int_0^{l/2} h dx = 0,772 \max g l = 0,5_{17}^{22} \cdot \frac{l^3 b \gamma^2}{\sigma}$$

b) Kragarm gleichen Biegesteifigkeitsverhältnisses, belastet mit seinem Eigengewicht und einer Einzellast am freien Ende.

Die Querkräfte und Momente werden als positiv gerechnet. Dann ist ähnlich wie unter a): unter Benutzung von (2) bis (4)

$$dQ = g dx$$

$$dM = Q dx$$

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = g = +a \sqrt{M}$$

$$(18) \quad x = \int \frac{dM}{\sqrt{C_1 + \frac{4a}{3} \cdot M^{3/2}}} + C_2$$

Für $x = 0$ ist:

$$(19) \quad M = 0 \quad \text{und} \quad \frac{dM}{dx} = Q_0 = P$$

$$\frac{dM}{dx(x=0)} = \sqrt{C_1 + \frac{4a}{3} \cdot M_{(x=0)}^{3/2}} = \sqrt{C_1} = P$$

$$(20) \quad C_1 = P^2 \quad C_2 = 0$$

$$(21) \quad x = \int_0^M \frac{dM}{\sqrt{P^2 + \frac{4a}{3} \cdot M^{3/2}}} = \frac{1}{P} \int_0^M \frac{dM}{\sqrt{1 + \frac{M^{3/2}}{3P^2}}}$$

$$(22) \quad \text{Mit } \mathcal{J} = \left(\frac{M^{3/2}}{3P^2} \right)^{2/3} = \left(\frac{4a}{3P^2} \right)^{2/3} M$$

$$dM = \left(\frac{3P^2}{4a} \right)^{2/3} d\mathcal{J}$$

$$(23) \quad x = \frac{1}{P} \left(\frac{3P^2}{4a} \right)^{2/3} \int_0^{\mathcal{J}} \frac{d\mathcal{J}}{\sqrt{1 + \mathcal{J}^{3/2}}} = \left(\frac{3}{4a} \right)^{2/3} P^{1/3} \int_0^{\mathcal{J}} \frac{d\mathcal{J}}{\sqrt{1 + \mathcal{J}^{3/2}}}$$

Für $x = l'$ ist $\mathcal{J} = \max \mathcal{J}$

$$\int_0^{\max \mathcal{J}} \frac{d\mathcal{J}}{\sqrt{1 + \mathcal{J}^{3/2}}} = l' \left(\frac{4a}{3} \right)^{2/3} \frac{1}{P^{1/3}} = l' \left(\frac{4}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{6b\gamma^2}{\sigma} \right)^{1/2 \cdot 2/3} \frac{1}{P^{1/3}}$$

$$(24) \quad \int_0^{\max \mathcal{J}} \frac{d\mathcal{J}}{\sqrt{1 + \mathcal{J}^{3/2}}} = l' \left(\frac{4}{3} \right)^{2/3} \cdot 6^{1/3} \left(\frac{b\gamma^2}{\sigma P} \right)^{1/3} = l' \sqrt{\frac{32}{3}} \cdot \frac{b\gamma^2}{\sigma P}$$

Das Integral wurde von Dr. Ludwig durch Reihenentwicklung gelöst. Hieraus ist $\max \mathcal{J}$ zu errechnen. Angenähert ergibt sich

$$(26) \quad l' \sqrt{\frac{32}{3}} \cdot \frac{b\gamma^2}{\sigma P} = 4 \max \mathcal{J}^{1/4} - 3,45 \quad \text{und}$$

$$(27) \quad \max \mathcal{J} = \left[\frac{1}{4} \left(l' \sqrt{\frac{32}{3}} \cdot \frac{b\gamma^2}{\sigma P} + 3,45 \right) \right]^4$$

Nunmehr wird

$$G = \gamma b \int_0^{l'} h dx = \gamma b \sqrt{\frac{6}{\sigma b}} \int_0^{l'} \sqrt{M} dx$$

$$(28) \quad G = P \left\{ \left(1 + \max \mathcal{J}^{3/2} \right)^{1/2} - 1 \right\}$$

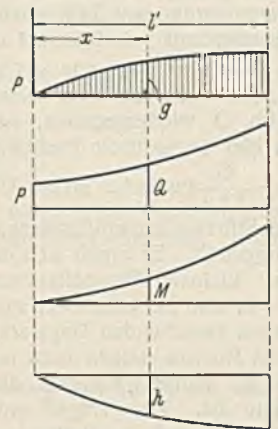


Abb. 5. Kragarm, belastet durch eine Einzellast und sein Eigengewicht.

c) Auslegerträger gleichen Biegungswiderstandes, belastet mit seinem Eigengewicht.

Die Berechnungen zu II a) und b) gestatten es, mit ihrem Eigengewichte belastete Auslegerträger gleichen Biegungswiderstandes zu berechnen. Man bestimmt zunächst nach Gl. (17) das Gewicht G_1 des Schwebeträgers. Die beiderseitigen Kragträger sind dann nach Gl. (25) bis (28) mit der Einzellast $P = 1/2 G_1$ zu berechnen. Das Gewicht eines Kragarmes ist:

$$(29) \quad G_2 = \frac{1}{2} \cdot G_1 [(1 + \max \lambda^{3/2})^{1/2} - 1].$$

Das Gewicht der ganzen Brücke wird dann:

$$(30) \quad G = G_1 + 2 G_2 = G_1 (1 + \max \lambda^{3/2})^{1/2},$$

worin $\max \lambda$ nach Gl. (27) zu bestimmen ist.

Die abgeleiteten Formeln gelten für Rechteckquerschnitte und einen homogenen zug- und druckfesten Baustoff. Um ungefähr auf bei Eisenbeton gültige Verhältnisse zu kommen, wurde dem Zahlenbeispiel ein Baustoff mit $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$ und $\sigma_{zul} = 1200 \text{ t/m}^2$ zugrunde gelegt. Das Ergebnis ist in dem Kurvenbilde (Abb. 6) wiedergegeben, und zwar ist hier der mittlere Baustoffaufwand

$d = \frac{G}{L b \gamma}$ ($\text{m}^3/\text{m}^2 = \text{m}$) als Abhängige des Stützweitenverhältnisses $\lambda = l_1 : L$ dargestellt. Es ergab sich durchweg der kleinste Baustoffaufwand bei $\lambda = 0$, also bei einem aus zwei Kragarmen bestehenden Tragwerk. Sämtliche Kurven steigen nach rechts an, um so steiler, je größer die Stützweite ist. Der Träger mit $\lambda = 1$, also der einfache Balken, erfordert bei weitem den größten Aufwand, und zwar bei $L = 60 \text{ m}$ etwa das

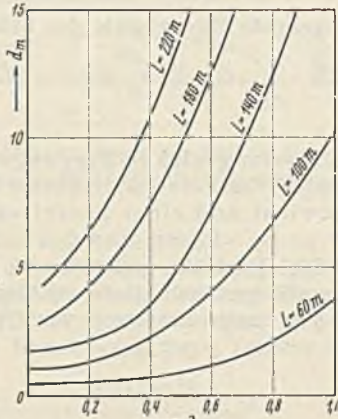


Abb. 6.

Mittlerer Baustoffaufwand d_m (m^3 je m^2 Grundfläche) von durch ihr Eigengewicht belasteten Auslegerträgern von verschiedenen Stützweiten L und verschiedenen Verhältnissen λ der Stützweite l des Schwebeträgers zur Gesamtstützweite L .

9-, bei $L = 100 \text{ m}$ das 10- und bei $L = 140 \text{ m}$ das 12fache wie das aus zwei Kragarmen bestehende Tragwerk.

Die Werte steigen noch weiter bei größeren Stützweiten. Sie liegen viel höher als bei dem im Abschnitt I untersuchten Fall gleichmäßig verteilter Belastung. Dort war ermittelt worden, daß der einfache Balken gegenüber dem günstigsten Auslegerträger mit $\lambda = 0,4$ den $1,0 : 0,585 = 1,71$ fachen Baustoffaufwand erfordert. Die hier gewonnenen Ergebnisse decken sich weitgehend mit den oben erwähnten, durch Berechnung von Eisenbetonbalkenbrücken gefundenen.

Man muß hieraus folgern:

1. Bei stark überwiegendem Eigengewicht — geringe Belastung oder große Stützweite — ist der Auslegerträger mit kleinem Schwebeträger dem einfachen Balken, aber auch dem Auslegerträger mit langem Schwebeträger weit überlegen. Er erfordert nur einen kleinen Bruchteil des Baustoffs der zuletzt genannten Tragwerke.

2. Sehr weit gespannte Balkenträger lassen sich mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwande nur als Auslegerträger mit kleinem Schwebeträger ausführen.

3. Um den Vorteil der Auslegerträgerform zu erreichen, können sehr bedeutende zusätzliche Kosten aufgewandt werden, z. B. für Gegengewichtsarme, an sich nicht erforderliche Seitenöffnungen, sonstige Einspannanordnungen.

Die angestrebte Tragwerkwirkung braucht nicht unbedingt durch Gelenke herbeigeführt zu werden, sie kann auch bei gelenklos durchlaufenden Trägern durch entsprechende Verteilung der Trägheitsmomente und durch künstliche Vorspannung des Tragwerks, z. B. durch Stützen-senkungen, erreicht werden.

Läßt sich für eine Öffnung eines Balkenträgers nur an dem einen Auflager eine Einspannung erreichen, während das andere Ende frei aufliegt, so verhält sich diese Öffnung etwa so, als ob hier nur ein Schwebeträger vorhanden wäre, der sich auf der einen Seite auf die Stütze, auf der anderen auf einen Kragarm stützt. Um auf einen solchen Träger die gewonnenen Ergebnisse anwenden zu können, müßte zu seiner Stützweite noch die Länge eines Kragarmes hinzugerechnet werden. —

Die Untersuchungen gelten für beliebige Baustoffe und auch für beliebige andere Querschnitte, bei denen der Flächeninhalt mit der Höhe und das Widerstandsmoment mit dem Quadrate der Höhe wachsen. Hierbei sind die Beiwerte gegebenenfalls entsprechend umzurechnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Berechnung durchlaufender Träger.

Von Ingenieur Ph. Zimmermann, Berlin-Wilmersdorf.

Oft ist es möglich, einen durchlaufenden Träger mit verschiedenen Feldweiten über einer Stütze so zu teilen, daß jedes einzelne der beiden Trägerteilstücke die üblichen, meist nur für Symmetriefälle geltenden Tafeln und Tabellen zur Berechnung durchlaufender Träger bequem Anwendung finden können.

Es bleibt dann nur noch das fehlende Stützenmoment an der Teilungsstelle ($= x_n$) und die Ergänzung der übrigen aus dem Tabellenwerk gefundenen Stützenmomente ($= M_1, M_2, M_3 \dots$) anzuschreiben.

Bezeichnet „n“ die gemeinsame Stütze der beiden Trägerzüge, so lautet die Gleichung für das Stützenmoment an der Teilungsstelle:

$$x_n = - \frac{B_{n-1, n+1}^N + M_{n-1} l'_{n-1, n} + M_{n+1} l'_{n, n+1}}{l'_{n-1, n} (2 - x'_{n-1}) + l'_{n, n+1} (2 - x'_{n+1})}$$

oder einfacher, wenn ohne Veränderlichkeit der Trägheitsmomente gerechnet wird und oben $l' = \frac{l}{J}$ bedeutet:

$$x_n = - \frac{B_{n-1, n+1}^N + M_{n-1} l_{n-1, n} + M_{n+1} l_{n, n+1}}{l_{n-1, n} (2 - x'_{n-1}) + l_{n, n+1} (2 - x'_{n+1})}$$

Hierin ist:

$B_{n-1, n+1}^N$
= Belastungsglied aus der Belastung der beiden der Stütze „n“ anliegenden Felder für eben diese Stütze, z. B.:

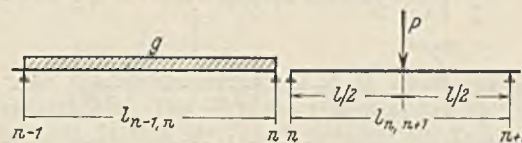


Abb. 1.

M_{n-1}, M_{n+1} sind die aus fertigen Tafeln zu entnehmenden (oder auch selbst zu bestimmenden) Werte für die Stützenmomente der beiden der Stütze n benachbarten Stützen in den beiden Träger- oder auch Grundsystemen.

x'_{n-1} und x'_{n+1} sind die Stützenmomente an denselben Stützen für die Belastung $x_n = -1$.

Die Ergänzung der übrigen Stützenmomente lautet:

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= M_1 + x_n x'_1 \\ x_2 &= M_2 + x_n x'_2 \\ &\dots \dots \dots \\ x_{n-1} &= M_{n-1} + x_n x'_{n-1} \\ x_{n+1} &= M_{n+1} + x_n x'_{n+1} \text{ usw.} \end{aligned} \right\} \text{Hierbei sind die Vorzeichen aller Glieder zu beachten.}$$

$x'_1, x'_2 \dots$ sind, ebenso wie x'_{n-1} und x'_{n+1} , die Stützenmomente an den betreffenden Stützen für die Belastung $x_n = -1$.

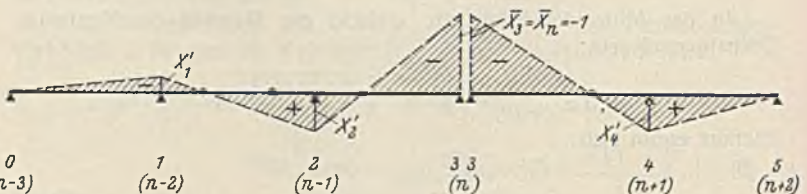


Abb. 2.

Sie sind einfach aus den Festpunktabständen (wie Abb. 2 zeigt) zu bestimmen. Selbstverständlich können die Ergänzungsmomente ($x_n x'_1 \dots$) auch unmittelbar ermittelt werden, wenn an Stelle von $x_n = -1$ sofort x_n aufgetragen wird.

Ist die Lage der Festpunkte nicht gegeben, so lassen sich die x' -Momente einfach wie folgt bestimmen:

Für nur 1 Feld (Abb. 3):

$$x'_{n-1} = 0 \text{ (ebenfalls } M_{n-1} = 0),$$

1) Bei Benutzung von Tafeln fällt meist J im Nenner fort.

2) Dr.-Ing. Georg Anger, Zehntellige Einflußlinien für durchlaufende Träger, 2. erweiterte Aufl. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn.

für 2 Felder (Abb. 4):

$$x_1 = x_{n-1} = \frac{l'_{12}}{2(l'_{01} + l'_{12})}$$

für 3 Felder (Abb. 5):

$$x_1 = -\frac{l'_{12} l'_{23}}{D_n}$$

und

$$x_2 = \frac{2(l'_{01} + l'_{12}) l'_{12}}{D_n}$$

worin

$$D_n = 4(l'_{01} + l'_{12})(l'_{12} + l'_{23}) - (l'_{12})^2 \text{ ist.}$$

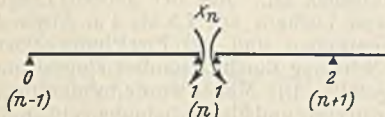


Abb. 3.

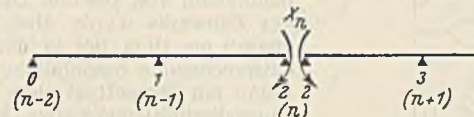


Abb. 4.

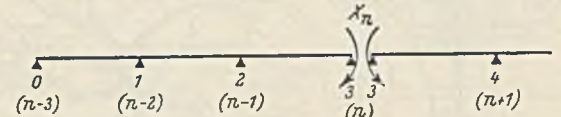


Abb. 5.

Für einen Träger mit mehr als drei Feldern erübrigt sich meist die Ergänzung der Stützenmomente für die weiter entfernt liegenden Stützen, d. h. man berechnet die x' -Momente (und entsprechend auch die Ergänzungsmomente) nur für einen Dreifelderträger mit den Stützen $n-3$, $n-2$, $n-1$, n bzw. n , $n+1$, $n+2$, $n+3$.

Beispiel: Hierzu sei zunächst bemerkt, daß bei veränderlicher Last selbstverständlich stets mit den jeweils verschiedenen Laststellungen zu rechnen ist.

Gegeben ist ein Balken über 6 Felder (Abb. 6).

Belastet sei das 3. und 5. Feld mit $p_3 = 1,00 \text{ t/m}$, $p_5 = 2,00 \text{ t}$, $p_5 = 1,50 \text{ t/m}$.

Es liegen die Angerschen²⁾ Tafeln vor, Teilungsstelle des Trägers an der Stütze 3. Der linke Teil ist mithin ein Träger über drei Felder im Längenverhältnis 1 : 1,4 : 1, der rechte Teil ebenso ein Dreifelderträger jedoch gleicher Stützweiten. Die Festpunktabstände sind ebenfalls nach den Angerschen Tafeln (S. 53 bzw. 47) ermittelt.

Es wird weiter:

$$\begin{aligned} M_1 &= [0,0166 \cdot 1,00 \cdot 4,40 + (0,0191 + 0,0128) 2,00] 4,40 = 0,602 \text{ tm,} \\ M_2 &= -[0,0569 \cdot 1,00 \cdot 4,40 + (0,0656 + 0,0437) 2,00] 4,40 = -2,063 \text{ tm,} \\ M_3 &= M_5 = -0,05 \cdot 1,50 \cdot 4,40^2 = -1,452 \text{ tm.} \\ x_2' &= \frac{1,0 \cdot 0,818}{3,582} = 0,2284 \\ x_1' &= -\frac{0,2284 \cdot 1,39}{4,76} = -0,0667 \\ x_4' &= \frac{1,00 \cdot 0,928}{3,472} = 0,2673 \\ x_5' &= -\frac{0,2673 \cdot 0,88}{3,52} = -0,0668 \end{aligned}$$

Nach den gegebenen Festpunktabständen ermittelt.

Da nur ein anliegendes Feld belastet ist, wird (das 2. Glied nach S. 3 der angeführten Tafeln):

$$B_{24}^{III} = B_{23}^{III} = \frac{1,00 \cdot 4,40^3}{4} + 3 \cdot 2,00 \cdot 0,80 (4,40 - 0,80) = 38,576$$

$$x_n = x_3 = -\frac{38,576 - (2,063 + 1,452) 4,40}{4,40 (4 - 0,2284 - 0,2673)} = -\frac{23,110}{15,419} \approx -1,50 \text{ tm.}$$

Alle Rechte vorbehalten.

Der Ausbau der Galloway-Wasserkraftanlagen

über den wir bereits mehrfach berichteten¹⁾, ist nach Engng. 1936, Nr. 3686, 3688 u. 3689 vom 4., 18. u. 25. September inzwischen weiter fortgeschritten. In diesem neuen Bericht handelt es sich um die Bauten zur Versorgung des Kraftwerks von Kendoon. Zu diesem Zwecke wird durch eine Staumauer am Nordende von Loch Doon dessen Spiegel um 8,2 m gehoben und so ein Staubecken von 72 Mill. m³ Inhalt geschaffen. Dem hier entnommenen Wasser werden die Wassermengen vom Bow Burn und Deugh zugeführt. Deshalb wird der Bow Burn gestaut und in den Deugh geleitet, dem das Wasser vom Loch Doon durch einen Tunnel von Drumjohn her zugeführt wird. Dort wird der Carsphairn Lane gekreuzt. Am Kreuzungspunkte ist eine Syphonleitung errichtet, die über einen Tunnel zum Loch Doon führt. An ihrem Fuße ist ein zum Carsphairn Lane führender Auslaß vorgesehen, durch den die zum Deugh abzuleitende Wassermenge geregelt wird. Auf diese Weise kann das Wasser vom Deugh und Bow Burn in Loch Doon in Regenzeiten gestaut und aus diesem bei Bedarf entnommen werden. Unterhalb Carsphairn werden der Deugh und der Ken durch Staumauern in einem gemeinsamen Staubecken von 1,13 Mill. m³ Inhalt gestaut. Von dort wird das Wasser in einem offenen Kanal entnommen, dem noch das Wasser des gestauten Blackwater Burn zugeführt wird. Die Gesamtwassermenge gelangt von da zum Kendoon-Kraftwerk, das für eine Leistung von 21 000 kW berechnet ist (Abb. 1). Der Aufbau der Staumauer von Loch Doon ist aus Abb. 2 bis 7 ersichtlich. Sie verläuft in Richtung eines Fahrwegs kurz unterhalb der schon seit 50 Jahren vorhandenen alten Wehre, die bisher den Überlauf bestimmten.

¹⁾ Bautechn. 1935, Heft 24, S. 317; Heft 27, S. 371.

Die übrigen Stützenmomente lauten endgültig:

$$\begin{aligned} x_1 &= 0,602 - 1,50 \cdot 0,0667 = 0,502 \text{ tm,} \\ x_2 &= -2,063 + 1,50 \cdot 0,2284 = -1,720 \text{ tm,} \\ x_4 &= -1,452 + 1,50 \cdot 0,2673 = -1,051 \text{ tm,} \\ x_5 &= -1,452 - 1,50 \cdot 0,0668 = -1,552 \text{ tm.} \end{aligned}$$

Sind die Felder der einzelnen Trägerteilstücke (wie im vorliegenden Beispiel beim rechten Teil) unter sich gleich, so genügen beim Vorkommen auch entsprechender Lastfälle vielfach schon die Tafeln des Beton-Kalenders, Teil I³⁾, um alle möglichen Trägerarten hinsichtlich Felderzahl, Verschiedenheit der Stützweiten zwischen links und rechts usw. in einfachster Weise in Verbindung mit der x_n -Gleichung berechnen zu können.

Diese Gleichung genügt auch noch für den Fall, wenn an einem freien Ende eines Trägerzuges ein Einspannmoment ($= x_n$) zusätzlich zu berücksichtigen ist.

Die Gleichung lautet dann ganz einfach:

$$x_n = -\frac{B_{n-1,n}^N + M_{n-1} l_{n-1,n}}{l_{n-1,n} (2 - x'_{n-1})}$$

d. h. die Glieder für die zweite Balkenhälfte fallen weg. Auch hier darf jedoch die Ergänzung der übrigen M -Momente nicht vergessen werden.

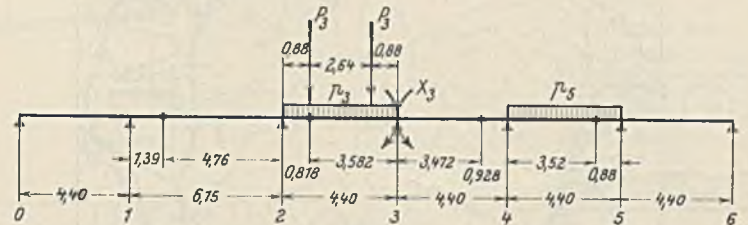


Abb. 6.

Beim Einfeldträger werden, wie schon erwähnt, M_{n-1} und x'_{n-1} zu Null, und es ergibt sich die allgemeine Gleichung für das Stützenmoment des an einer Seite fest eingespannten Stabes zu

$$x_n = x_1 = -\frac{B^I}{2l}$$

Zum Schluß sei noch bemerkt, daß die x_n -Gleichung für beliebige Felderzahl gilt. Sie dient vornehmlich dazu, die bekannten Tabellenwerke über das Berechnen durchlaufender Träger wesentlich zu erweitern.

³⁾ Beton-Kalender 1937, Taschenbuch für den Beton- und Eisenbetonbau sowie die verwandten Fächer, XXX. Jahrgang, 2 Bände. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

Dort kreuzen auch je eine 40 mm weite Gußeisen- und Stahlrohrleitung den Fluß. Diese dienen zur Zuführung des Wassers von Loch Finbas und Loch Recawe. Zunächst wurde eine Behelfsbrücke neben der Baustelle errichtet, um den Verkehr aufrechtzuerhalten. In Verbindung damit wurde der Fahrweg an einzelnen Stellen mit Rücksicht auf den erhöhten Stau verlegt. Die Staumauer (Abb. 2) ist 300 m lang und 16,2 m hoch. Sie ist schlangenförmig gebogen und verläuft im Südende zunächst auf einer Länge von 83 m mit einem Halbmesser von 107 m. Hieran schließt sich ein gerades Stück von 40 m Länge, das in ein Bogenstück von 82 m Länge mit einem Halbmesser von 214 m übergeht. Daran schließt sich ein als Überlaufrohr ausgebildetes Stück von 42 m Länge, das in ein gebogenes Endstück von 54 m Länge mit einem Halbmesser von 107 m übergeht. Die Staumauer ist stromaufwärts senkrecht, stromabwärts mit einer Neigung von 1 : 0,75 ausgebildet. Die Mauerkrone liegt 217,00 m über NN und trägt eine von Betonmauern eingefasste Fahrbahn von 5 m Breite, die auf Eisenbetonbogen ruht. Die Krone des Überlaufwehres liegt bei 215 m über NN und ist gewölbt, um einen leichten Ablauf zu ermöglichen. HHW liegt 1 m über der Krone des Überlaufwehres, das fünf Auslauföffnungen hat. Das überlaufende Wasser wird (Abb. 5) in einen Sammelkanal geführt, der in einem Tosbecken endet, von dem ein Überlauf in das Flußbett führt. Da das Überlaufwehr verhältnismäßig klein ist, wurden noch drei Überlaufheberrohre vorgesehen (Abb. 2, 6 u. 7). Diese treten nur bei hohen Wasserständen in Wirksamkeit. Sie sind in Eisenbeton ausgeführt. Ihre Einlässe sind 1,78 m hoch und 4,6 m breit. Der Mittelpunkt liegt 214 m über NN. Die linke und die rechte Einlaßöffnung befinden sich 100 mm höher bzw. tiefer als die mittlere. Der

höchste Punkt des oberen Krümmers liegt bei 215,40 m über NN. Der Querschnitt ist dort $0,9 \times 3,66$ m. Von da ab verändert sich der Querschnitt auf $1,83 \times 1,83$ bei Punkt 214 m über NN und bleibt dann gleich. Das Rohr liegt zunächst mit einer Neigung von 1:3,5, dann auf ein

kürzeres Stück mit 1:3 bis zum tiefsten Punkte bei 173 m über NN. Von da ab ist das Rohr nach oben gekrümmt und geht in einen kreisrunden Querschnitt über, dessen unterer Teil mit Stahlblech verkleidet ist. Die Auslaßöffnung ist mit einem Flügelradzerstäuber von 1,54 m Durchm. versehen. Durch diese Ausbildung des unteren Rohrendes wird der Eintritt von Luft verhindert. Die Auslaßöffnung in der Staumauer liegt bei 201,50 m über NN und ist an der Außenseite durch ein Regelschütz aus Stahlguß von $1,83 \times 1,83$ m verschließbar, während an der Staumauerinnenseite ein Notschütz aus Gußeisen vorgesehen ist, das in gußeisernen Führungen läuft und an Stahltrossen aufgehängt ist, die zu einem Bedienungsstand auf der Mauerkrone geführt sind. Das Notschütz dient gleichzeitig als Verschluß eines über dem Auslaß angeordneten Notauslasses, dessen nach außen mündendes Ende mit einem Zerstäuber-nadelventil von 760 mm Durchm. versehen ist. Auf der ganzen Länge des Bauwerks wurde eine Reihe von Löchern mit 1,5 bis 3 m Abstand etwa 9 bis 10 m tief in den Fels getrieben und bei Erreichung einer entsprechenden Betonfüllung in der Schalung durch besonders eingesetzte Rohre mit Zementbrei unter Druck gefüllt. Die Mauer wurde in einzelnen Längsabschnitten von etwa 15 m Länge in Holz und Eisenschalungen errichtet. Das Mischungsverhältnis betrug 1:3:5. Wasserseitig wurde eine 600 mm dicke Schutzschicht aus gutem Beton im Mischungsverhältnis von 1:1,5:2,5 aufgebracht. Zwischen den einzelnen Mauerabschnitten wurden Fugen von 0,60 bis 1,525 m Breite offen gelassen, die später mit Beton verschlossen wurden. Der ursprüngliche Abfluß der alten Stauanlage wurde mit Beton verschlossen. Wegen des erhöhten Staues mußte noch ein zusätzliches Stauwerk am Muck Burn errichtet werden, das 170 m lang ist und als Erdamm mit Betonkern ausgeführt wurde.

Die Entnahmestelle am Loch Doon besteht, wie Abb. 8 bis 15 zeigen, aus einem aus dem Fels herausgearbeiteten 30 m langen und 7,3 m breiten offenen Kanal, der in den mit Reinigungs- und Absperrvorrichtungen versehenen Einlaßurm des nach Drumjohn führenden Stollens mündet (Abb. 10). Die Seitenwände dieses Kanals sind mit einem Schutz aus Schotter und großen Steinen versehen. Der Kanal mündet in ein aus Beton hergestelltes Vorbecken, dessen Krone bei 203,70 m über NN liegt. Unterhalb des Vorbeckens ist ein Einlaufbecken angeordnet, dessen Sohle bei 200,60 m über NN liegt und das so angeordnet ist, daß auch bei tiefstem Wasserstande im Staubecken der Stollen immer einen Wasserverschluß hat. Die Übergangswände vom Vorbecken zum Einlaufbecken sind mit einer Neigung von 1:1 ausgeführt und gehen mit einem Halbmesser von 1,5 m in der Sohle des Einlaufbeckens über. Der Zugang zum Stollen wird von einem Rollenschütz von $2,74 \times 1,98$ m beherrscht, das in einem Einlaßurm untergebracht ist. Vor dem Rollenschütz befindet sich ein Rechen, der aus einem Stahlrahmen mit Stahlquerbalken besteht, zwischen denen Netze aus galvanisiertem Stahldraht gespannt sind. Der Rechen kann gegen ein Abschlußschott ausgewechselt werden. Rechen und gegebenenfalls Abschlußschott werden von einem auf der Mauerkrone angeordneten Bedienungsstand aus bewegt. Da das Gewicht des Abschlußschotts nicht ausgeglichen ist, kann durch eine Umgehungsleitung Wasser auf die Rückseite geleitet

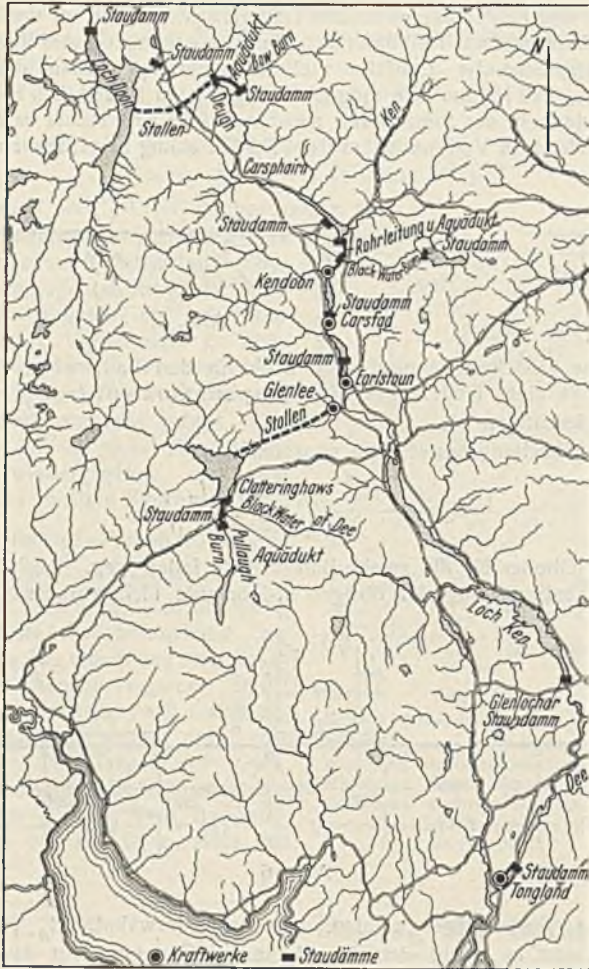


Abb. 1.

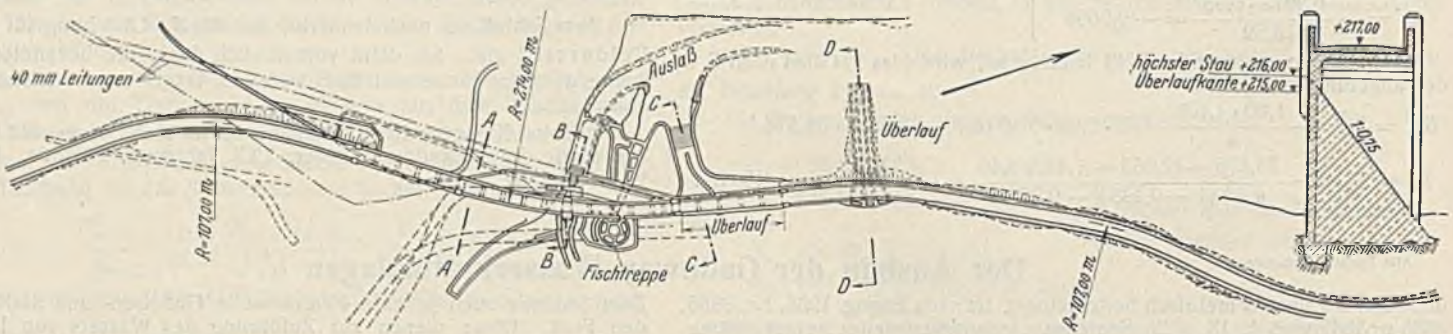


Abb. 2.

Abb. 3. Schnitt A-A

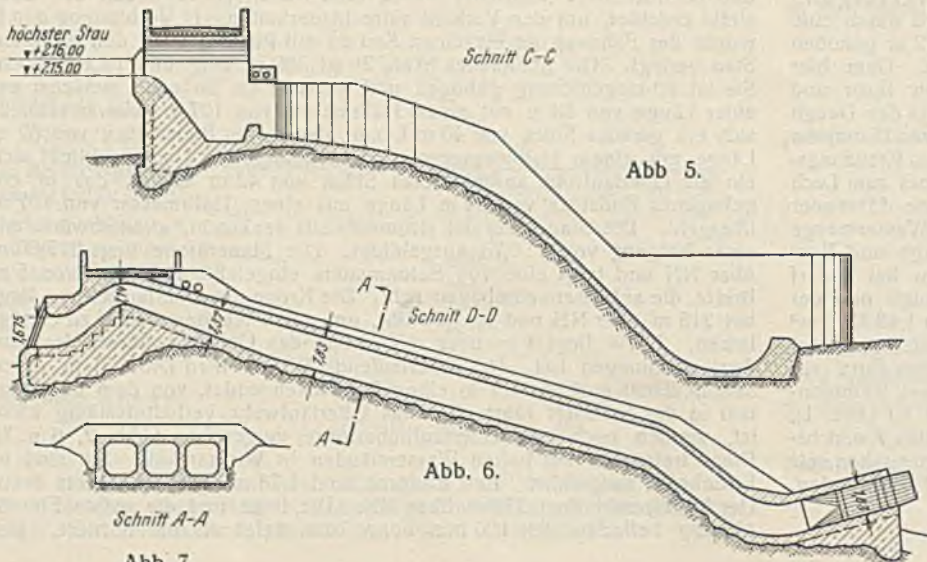


Abb. 5.

Abb. 6.

Schnitt A-A

Abb. 7.

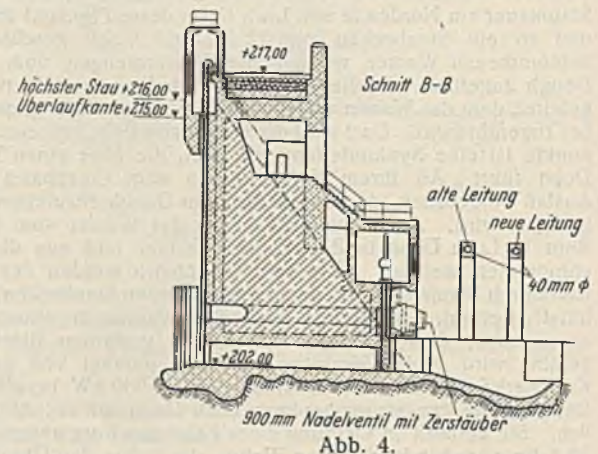


Abb. 4.

werden. Im Bedienungsstande kann das Schott bzw. der Rechen untergebracht werden. Der Einlaßurm ist rechteckig in Eisenbeton ausgeführt, er ist 18,3 m hoch, innen

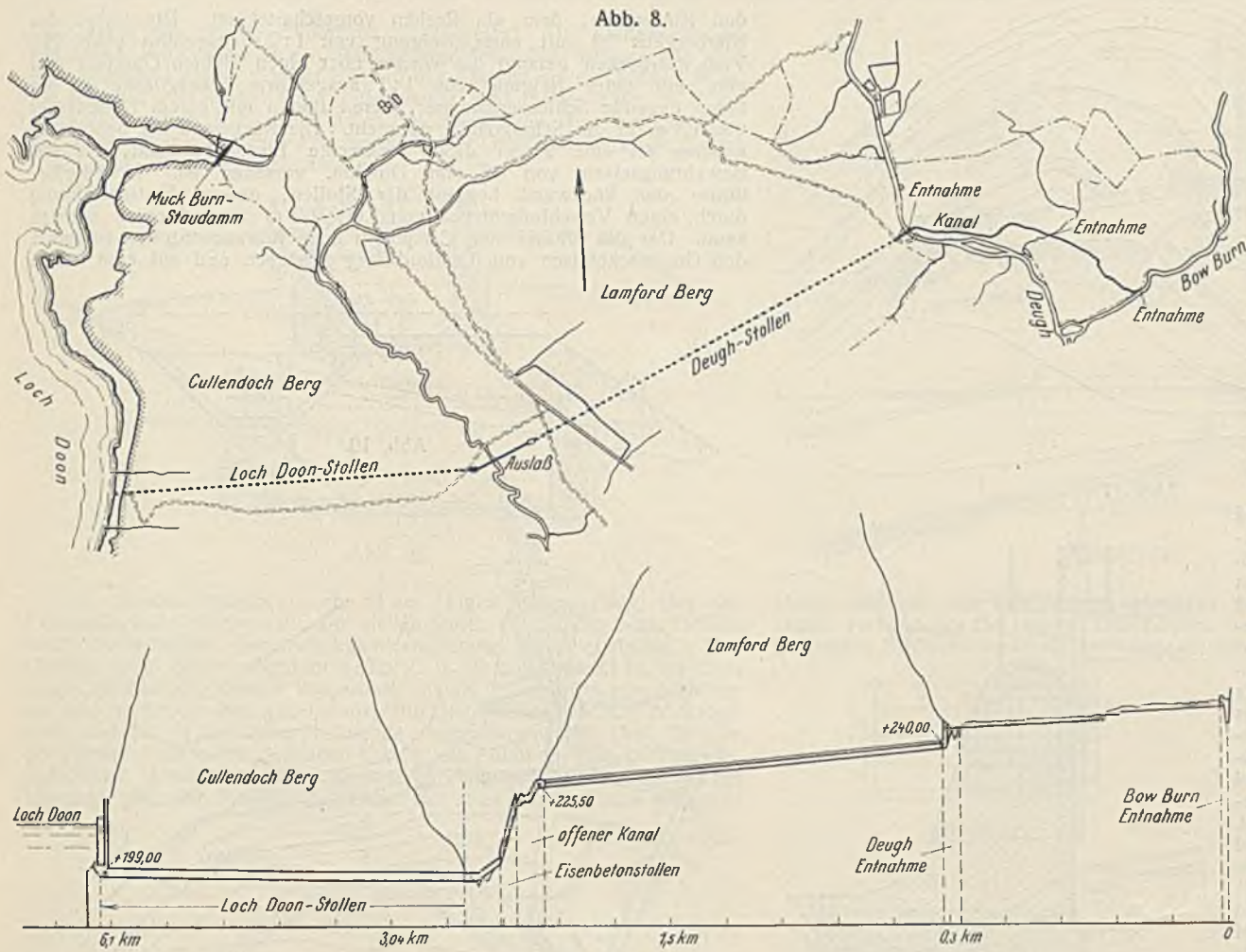


Abb. 8.

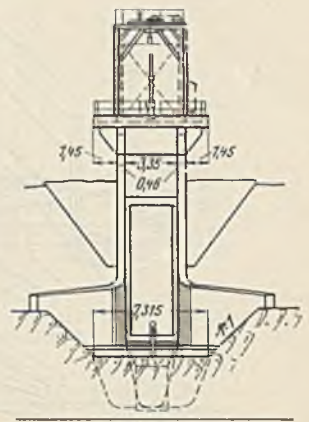


Abb. 11.

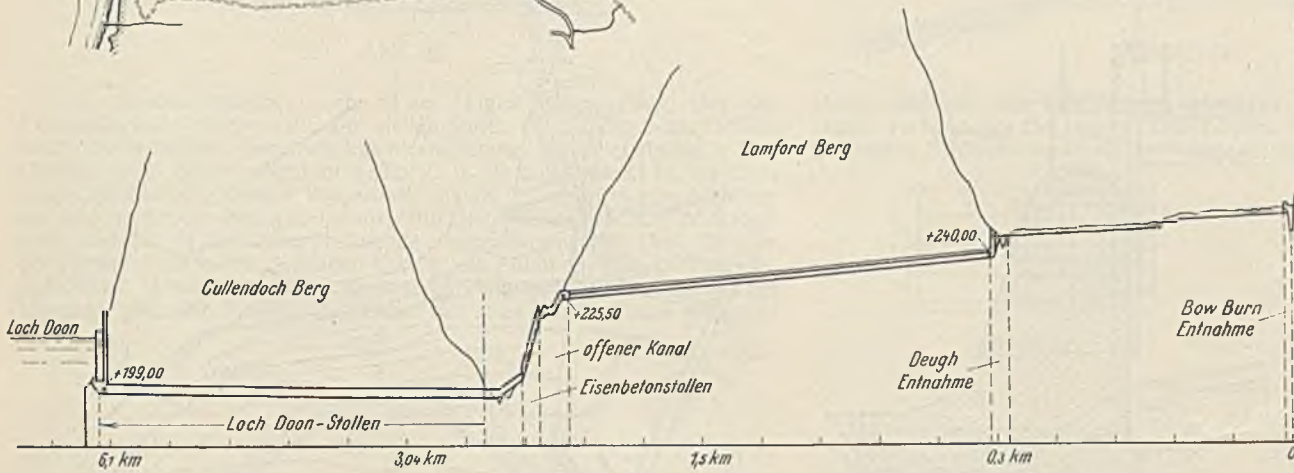


Abb. 9.

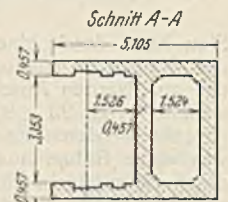


Abb. 12.

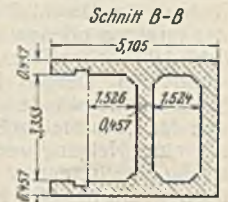


Abb. 13.

3,35 m breit und hat 46 cm dicke Wände. Der Einlauftrichter wurde in einer beweglichen Holzschalung aus Beton mit einem Mischungsverhältnis von 1 : 1 : 1,5 hergestellt. Die Fundamente sind verstärkt und besonders sorgfältig gestampft, wobei außerdem in den Felsgrund Beton eingepreßt wurde. Das Rollschütz liegt mit seiner Oberkante 1,14 m tiefer als die Sohle des Vorbeckens und ist stromaufwärts im Einlauftrichter so angeordnet, daß es in geschlossenem Zustande bei entwässertem Stollen trocken liegt und zugänglich ist. Der Stolleneinlauf ist auf eine Länge von 3 m glockenförmig erweitert. Das Deckwerk besteht aus Eisenbeton.

Der durch den Cullendoch-Berg geführte Stollen ist mit einer Neigung von 1 : 1107 verlegt. Sein Querschnitt ist hufeisenförmig. Die obere Wölbung ist mit einem Halbmesser von 1,26 m, die untere mit einem solchen von 2,17 m ausgeführt. Auf eine Länge von 120 m wurde die Moräne durchfahren, die aber teilweise so unsicher war, daß auf eine Länge von 60 m mit Druckluft von 1 atü gearbeitet werden mußte. Dieses Stück besteht aus einem äußeren, 35,5 cm dicken gemauerten Teil, auf den eine Innenschicht mit Eisenbeton von 10 cm Dicke aufgebracht wurde. Der übrige Stollenteil wurde in üblicher Weise durch den Grauwackefelsen vorgetrieben. Die rohe Stollenwand wurde etwas bearbeitet und dann mit einer Betonschicht von mindestens 17,5 cm Dicke versehen. Der Stollen geht bei Drumjohn in ein Stahlrohr von 97,5 m Länge und 2,438 m Durchm. über, das mit einer Neigung von 1 : 1015 verlegt ist und zum Auslaß in den Carsphairn Lane führt (Abb. 8 u. 9). Der bisher beschriebene Teil dient sowohl der Entnahme aus dem Loch Doon wie dessen Versorgung in wasserreichen Zeiten mit Wasser aus dem Bow Burn und dem Deugh. Zu diesem Zwecke wird der Bow Burn mit Hilfe einer Staumauer gestaut (Abb. 16 bis 18). Die Staumauer ist nach einem Halbmesser von 152 m gekrümmt. Sie ruht auf dem Felsen auf und ist in gleicher

Weise wie die Loch-Doon-Staumauer hergestellt. Die Krone ist als Überfallwehr ausgebildet, dessen Oberkante bei 251,5 m über NN liegt und dessen Ablauffläche mit einer Neigung von 1 : 3 ausgeführt ist. Sie geht mit einem Halbmesser von 1,8 m in das Flußbett über. Die Entnahmestelle liegt seitlich und ist mit einem Rechen gegen den Fluß abgeschlossen. Die Sohle des Einlaufbeckens ist aus Beton ausgeführt und ruht unmittelbar auf dem Fels. Es ist nach oben durch Holzbohlen, die auf Walzenträgern ruhen, abgeschlossen. Das Wasser gelangt vom Einlauftrichter in einen im Mauerkörper ausgesparten Durchlaß, dessen Eintrittöffnung durch ein Schütz von 1,83 × 1,6 m abgeschlossen werden kann. Der Durchlaß ist 1,22 m breit und gewölbt. Dieser Teil der Staumauer ist mit Bewehrungsseilen versehen. Zur Reinigung des Einlaufbeckens ist eine mit einem Abschlußventil versehene Entwässerungsleitung von 28 cm ϕ vorgesehen, die in den Bow Burn mündet. Der

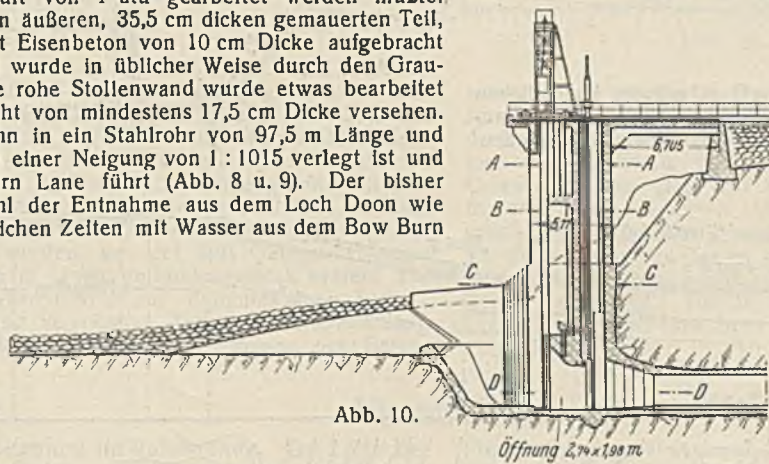


Abb. 10.

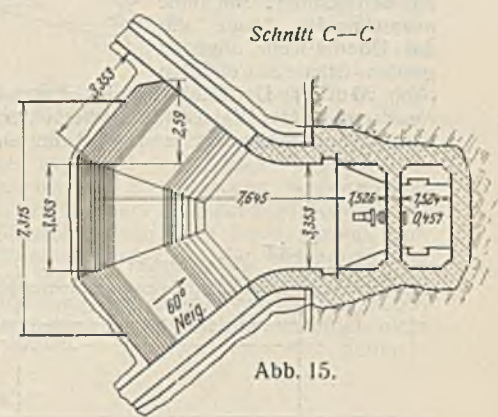


Abb. 15.

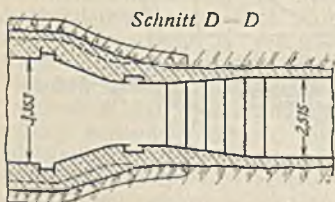


Abb. 14.

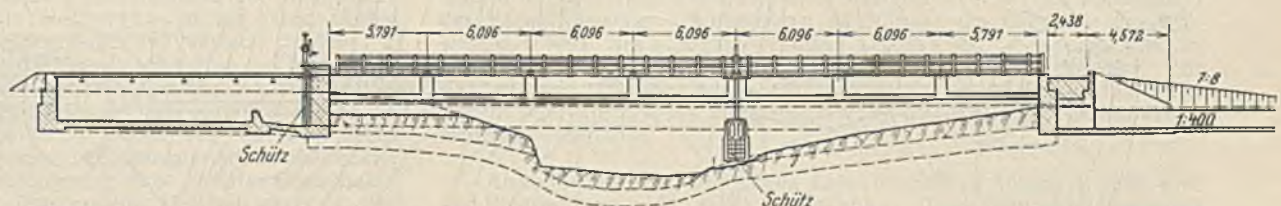


Abb. 16.

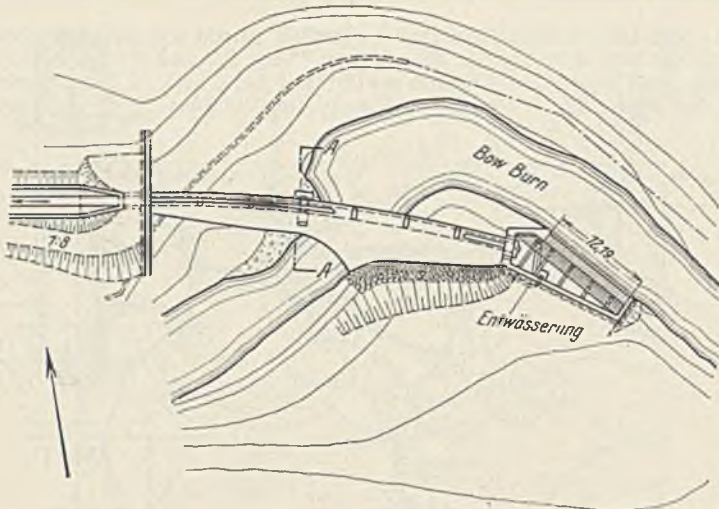


Abb. 17.

Stau kann durch einen in der Staumauer angeordneten gußeisernen Abschlußschieber von 93 x 93 cm gesenkt werden. Er wird von einer Bühne aus bedient, die auf sechs Pfeilern der Staumauer ruht, zwischen denen fünf je 6,1 m breite und zwei je 5,8 m breite Überläufe sich befinden. Der Durchlaß mündet in einen offenen Kanal (Abb. 19), der zur Entnahmestelle am Deugh führt. Seine Seitenwände sind von der 1,1 m breiten Sohle mit einer Neigung von 1:1 schräg nach außen und oben geführt. Der Kanal ist in Beton mit einer Wanddicke von 12,7 cm hergestellt, rd. 1,5 km lang und mit einem Gefälle von 1:400 ausgeführt.

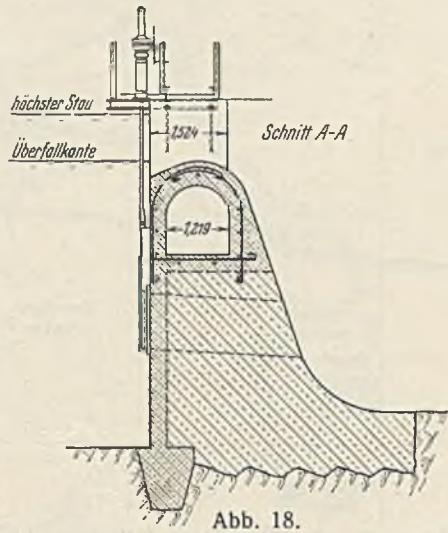


Abb. 18.

den Klärbecken, dem ein Rechen vorgeschaltet ist. Die Sohle des Klärbeckens ist mit einer Neigung von 1:20 ausgeführt (Abb. 21). Vom Klärbecken gelangt das Wasser über einen kleinen Überlauf und eine mit einer Neigung von 1:1 ausgeführte Schrägfläche in die tiefer liegende Schleusenammer, deren Boden mit einem Halbmesser von 1,8 m in die Schrägfläche übergeht. Die Rückwand der Schleusenammer ist eine 90 cm dicke senkrechte Eisenbetonwand, die mit Bewehrungsseisen von 16 mm Durchm. versehen ist. Unmittelbar hinter der Rückwand beginnt der Stollen, dessen Eintrittsöffnung durch einen Verschußschieber von 1,6 x 1,2 m abgeschlossen werden kann. Der das Wasser zum Carsphairn Lane führende Stollen ist durch den Grauwackefelsen vom Lamford-Berg getrieben und auf eine Länge

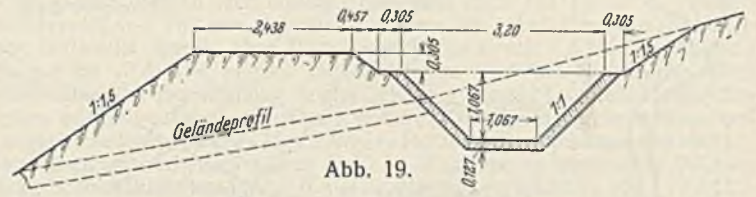


Abb. 19.

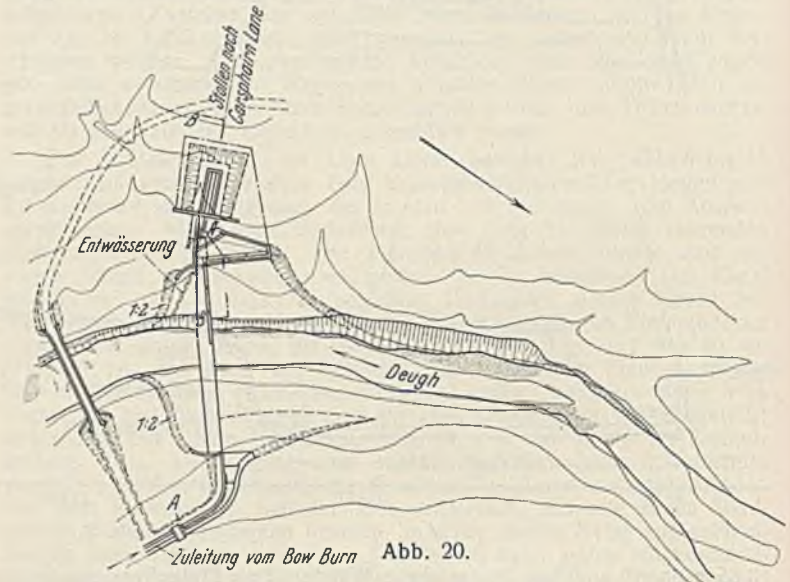


Abb. 20.

Die Entnahmeanlage am Flusse Deugh besteht aus einer 57 m langen Staumauer mit einem Überfallwehr. Eine Brücke führt zu der in der Staumauer vorgesehenen Bedienungsanlage für den Ablass. Die Staumauer, die ebenso wie die am Bow Burn gebaut ist, ist breiter als das Flußbett und hat Flügelmauern an den Enden, um eine ausreichende Länge für das Überfallwehr ohne zu großen Stau zu erhalten (Abb. 20 u. 21). Der Zuführungskanal vom Bow Burn mündet im östlichen Mauerende. Das Wasser fließt über einen Stufenkanal in das kleine Stau-becken der Staumauer und wird entnommen aus einem anschließen-

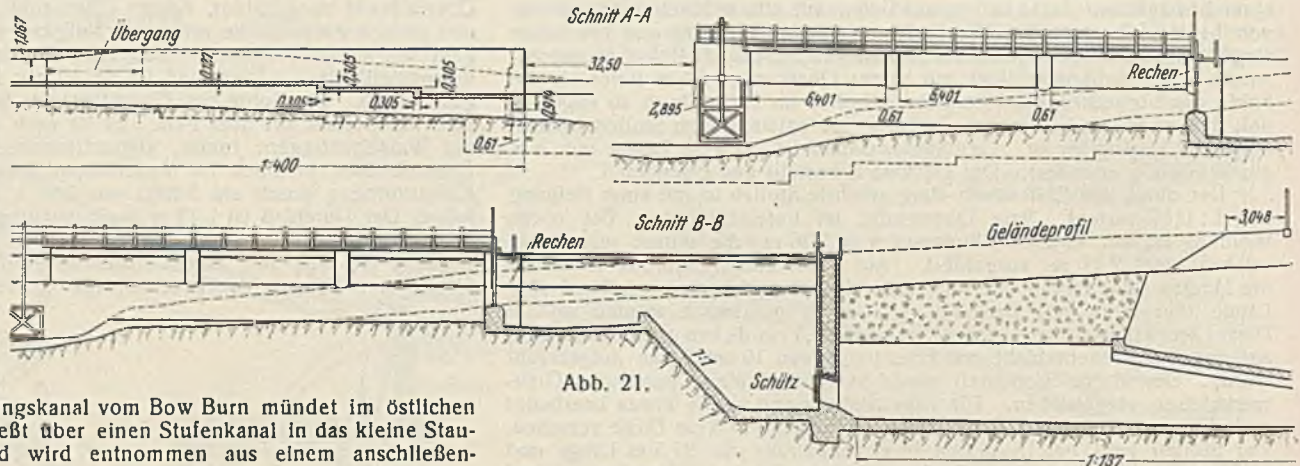


Abb. 21.

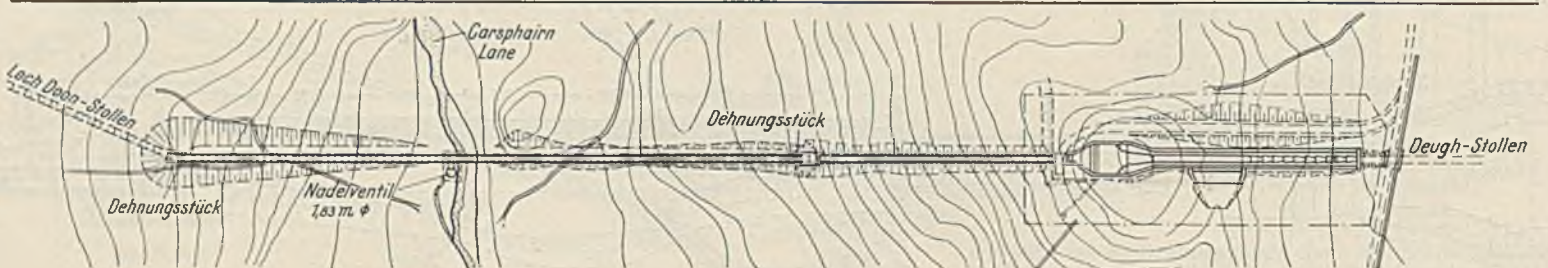
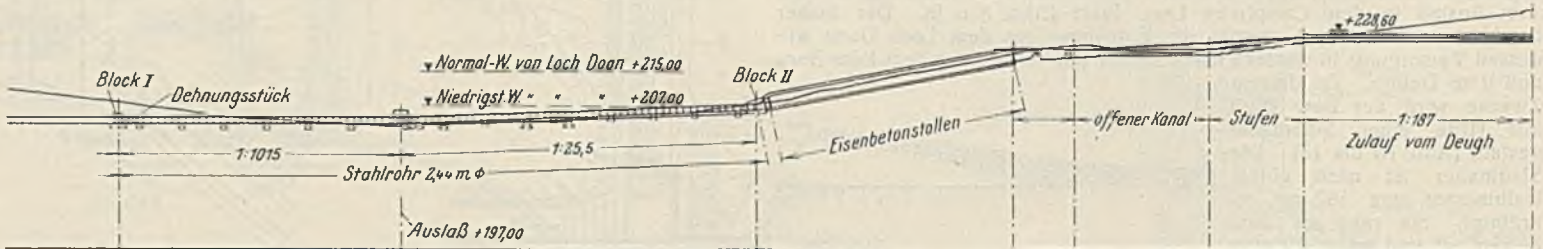


Abb. 22.

von 2,1 km mit einem Gefälle von 1:187 gelegt. Die Stollensohle ist mit einem Halbmesser von 3,89 m ausgebildet. Die Seitenwände sind nach oben und außen geneigt, so daß der Abstand an der Sohle 1,98 m, am Scheitel 2,44 m beträgt. Seitenwände und Sohle sind in Beton ausgeführt, während die nach einem Halbmesser von etwa 2 m gewölbte Decke aus dem natürlichen Fels besteht. Der Gewölbescheitel liegt etwa 83 cm über Oberkante Seitenwand.

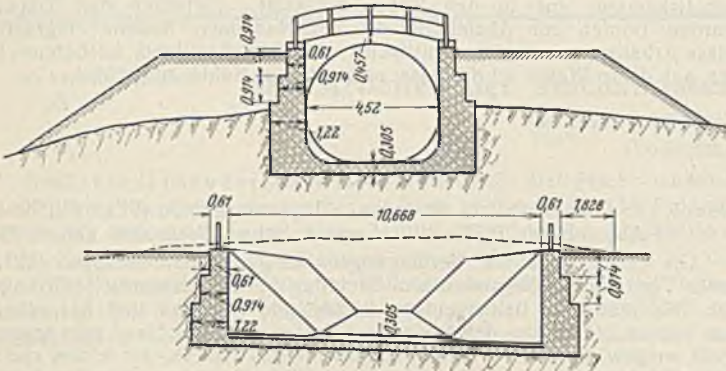


Abb. 23.

Der Stollen mündet in ein 91 cm langes Stufengerinne, das das Carsphairn Lane durchquert. Die sieben Stufen dienen dazu, das Gefälle ohne unerwünschte Geschwindigkeitssteigerung zu überwinden. Das Gerinne ist in Beton ausgeführt (Abb. 22 u. 23) und mündet in ein 22 m langes Klärbecken, dessen Betonsohle sowohl in der Strömungsrichtung als auch senkrecht dazu geneigt ausgeführt ist. Das Klärbecken ist 9,75 m breit und hat 61 cm dicke senkrechte Begrenzungswände (Abb. 24). In der tiefsten flußabwärts liegenden Ecke ist ein Abflußrohr von 305 mm I.W. angeordnet. Den Abschluß des Beckens stromabwärts bildet ein niedriger Überlauf, über den hinweg das Wasser auf einer Überlauffläche mit einer

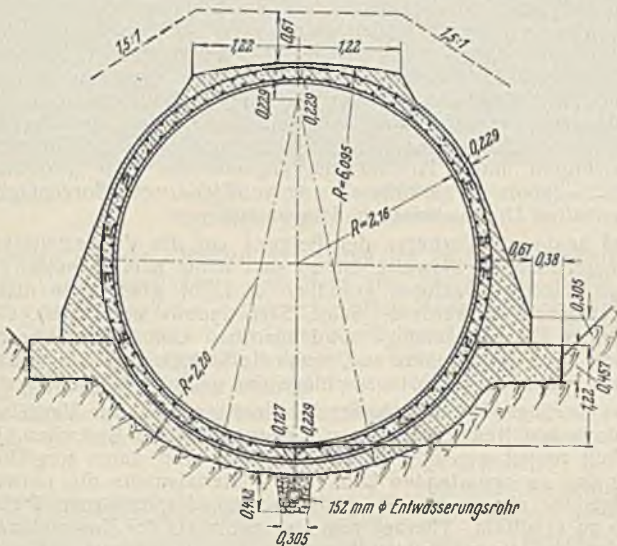


Abb. 25.

Neigung von 1:1 und durch ein 2,1 m langes Übergangsstück in einen geschlossenen Eisenbetonkanal von 4,3 m Durchm. gelangt (Abb. 25). Die Bewehrung besteht aus Eisenringen, die durch Längseisen untereinander verbunden sind. Der Kanal ist 91 m lang und mit einem Gefälle von 1:5,3 ausgeführt. Er ist über ein 4,57 m langes Übergangsstück mit dem zum Loch Doon führenden eisernen Druckstollen von 2,44 m Durchm. verbunden. Der Eisenbetonkanal ist im Durchmesser erheblich größer als der Druckstollen gemacht worden, um der Luft Gelegenheit zum Entweichen zu geben. Das 5,5 m lange Verbindungsstück besteht aus einem Betonblock, der im äußeren Teil aus Betonmischung 1:3:5, im Inneren, mit Eisenbewehrung versehenen Teil aus Betonmischung 1:1:1,5 hergestellt ist (Abb. 26). Die Längsbewehrungen des Beton-

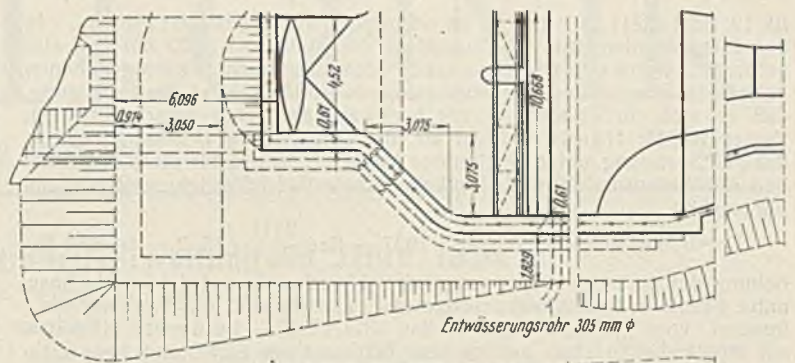


Abb. 24.

blocks sind mit den Bewehrungsringen des geschlossenen Eisenbetonkanals verbunden. Der eiserne Druckstollen besteht aus 2,44 m langen genieteten Schüssen aus Stahlblech, die untereinander und in der Längs-

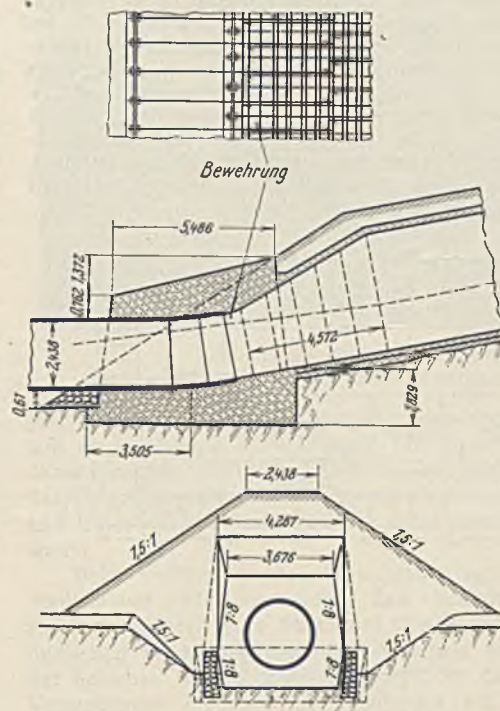


Abb. 26.

richtung mit doppelten Nietreihen versehen sind. Entsprechende Dehnungsstücke, nach Art der Stopfbüchsen ausgebildet, und eine genügende Zahl von Mannlöchern sind vorgesehen. Der Druckstollen ruht auf Stahlschuhen, die an den Stollen umschließenden Ringen befestigt sind. Die Schuhe ruhen auf Gleitplatten aus Bronze. Diese sind in Betonunterlagen angeordnet, die sich in Abständen von 14,6 m befinden. Da die Entnahmestelle in Loch Deugh höher liegt als der Wasserspiegel in Loch Doon, wirkt der aus Stollen und Rohrleitungen bestehende Teil der Anlage als Syphon, dessen tiefster Punkt bei 197,00 NN in Carsphairn Lane liegt. Dort ist ein Nadelventil von 1,5 m Durchm. in einem Abzweig der Leitung stehend angeordnet. Es dient als Wasser- auslaß. Der Auslaß ist mit Strahlerstäuber versehen. Für gewöhnlich ist das Entnahmeventil in Loch Doon entsprechend geöffnet, so daß das Wasser vom Deugh und Bow Burn durch die Syphonleitung teils in die gesamte Stauanlage genommen, teils dem Kraftwerk in Kendoon zugeführt wird. Das Nadelventil in Carsphairn Lane dient zur Regelung der entnommenen Wassermenge. In ergebiger Regenzeit wird nichts dem Kendoon-Kraftwerk zugeführt, sondern alles in der Stauanlage von Loch Doon gestaut, von wo es in trockenen Zeiten entnommen wird. Das der Gesamtregelung dienende Nadelventil wird daher täglich entsprechend dem jeweiligen Bedarf eingestellt. Die zur Bedienung der Entnahmestellen von Loch Doon, Deugh und Bow Burn bestimmten Abschlußschieber werden nicht geregelt. Schm.

Vermischtes.

Ministerialbaudirektor Weigmann im Ruhestand. Der Leiter der Ministerialbauabteilung im bayerischen Staatsministerium des Innern, Ministerialbaudirektor Prof. Wilhelm Weigmann ist auf seinen Antrag zum 1. Januar 1937 in den dauernden Ruhestand versetzt worden. Er wurde 1919 als Kulturbaureferent in das Staatsministerium des Innern nach München berufen. Bei der Neubildung des Landwirtschaftsministeriums erreichte er, daß dessen bauliche Belange innerhalb einer besonderen Abteilung behandelt wurden, die personell jedoch eng mit dem Staatsministerium des Innern verknüpft wurde. 1927 wurde er Ministerialdirektor, am 1. März 1932 wurde er unter Beförderung zum Ministerialbaudirektor zum Vorstände der Ministerialbauabteilung ernannt. Daneben war er von 1907 bis 1932 zuerst Mitglied, dann Abteilungsvorsitzender im Prüfungsausschuß für den Staatskonkurs, auch gehörte er dem Wasserwirtschaftsrat und

Flurbereinigungsbeirat an. Seit mehreren Jahren betreut er das Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft München-Obernach als Vorsitzender des Verwaltungsrates. Weigmann ist Mitglied der Akademie des Bauwesens. Noch heute nimmt er einen Lehrauftrag für Bodenmelioration und Kulturtechnik an der Technischen Hochschule München wahr. Für den Jahrgang 1935 der „Bautechnik“ hat er einen wertvollen ausführlichen Bericht über die neueren Wasserbauarbeiten der bayerischen Staatsbauverwaltung geschrieben.

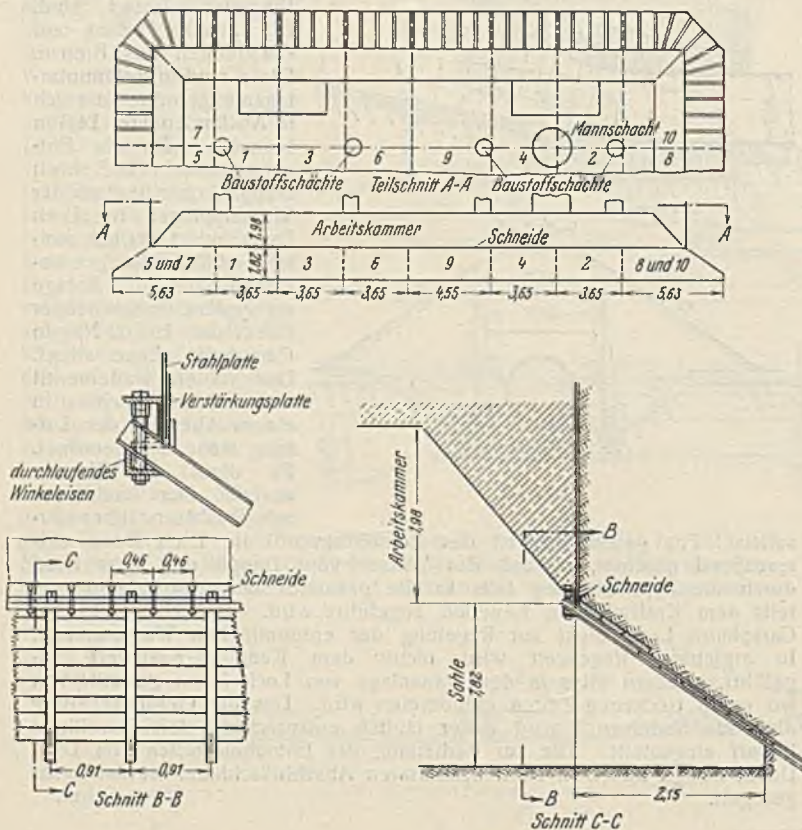
Abänderung der Deutschen Eisenbetonbestimmungen 1932 und der Bestimmungen für Stahl im Hochbau. Durch Ministerial-Runderlaß vom 16. 2. 1937 — Bau 2932/15. 2 — sind die Deutschen Eisenbetonbestimmungen 1932 (eingeführt durch Min.-Runderl. v. 27. 3. 1933 —

III. 19. 6201 a. 81) in einer Reihe wichtiger Punkte geändert worden. In den Eisenbetonbau tritt in Zukunft an die Stelle des St 52 der neu eingeführte „hochwertige Betonstahl“, dessen nunmehr bekanntgegebenen zulässigen Spannungen angewendet werden dürfen unter der Bedingung, daß er stets in Verbindung mit hochwertigem Beton verarbeitet wird. Ferner ist für Handelseisen als Bewehrung eine Erhöhung der zulässigen Spannung unter bestimmten Voraussetzungen für die Beschaffenheit der Betonzuschlagstoffe und der Mindestwürfel Festigkeit des Betons vorgesehen.

Durch Min.-Runderl. vom 16. 2. 1937 — Bau $\frac{2111}{5}$ / 15. 2 — ist eine Erhöhung der zulässigen Spannungen bei Handelsbaustahl im Hochbau unter gewissen Bedingungen festgelegt. Endlich sind durch einen Min.-Runderl. vom gleichen Tage — Bau 1821/15. 2 — bestimmte Hinweise auf Möglichkeiten einer erwünschten Ersparnis von Stahl, und zwar auch bei Bewehrungen für Eisenbetonbauten gegeben worden. Insbesondere kann hiernach Stahl z. T. durch andere Baustoffe ersetzt werden bei Stahlskelett-Bauten, Trägerdecken, Fenster- und Türstürzen, Treppenstufen, Einfriedigungen, Spundwänden, Ramppfählen usw. Eisenbetonsäulen mit mehr als 3% Bewehrung sollten überhaupt nicht verwendet werden, und bei Plattenbalken sollten Druckeinlagen im Bereiche der positiven Momente nicht angeordnet werden. Bei durchlaufenden Trägern läßt sich an Bewehrung sparen durch Schrägen an den Stützen.

Die drei genannten Runderlasse sind als Sonderdrucke aus Ztrbl. d. Bauv. 1937, Heft 8, erschienen im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 9, Köthener Straße 38, zum Einzelpreise von 40, 10 bzw. 10 Pfg. (Partiepreise billiger). Ls.

Senkkastengründung für eine Eisenbahnbrücke bei Newark.
Beim Bau der neuen Eisenbahnbrücke über den Passaic-Fluß bei Newark, N. J., kam eine neuartige Sohlenverbreiterung bei der Druckluftgründung der Pfeiler in Anwendung. Die Brücke liegt südwärts neben einer im vergangenen Jahre fertiggestellten dreigleisigen Eisenbahnbrücke und erhält ebenso wie jene zwei Huböffnungen von je 73 m Stützweite. Sie ist ebenfalls für die Überführung von drei Gleisen bemessen, von denen zwei für die Schnellbahn nach dem Hudson-Bahnhof, New York City, und ein drittes, in einer anderen Höhenlage laufendes für die Pennsylvania-Eisenbahn bestimmt sind.



Der Unterbau der neuen Brücke besteht aus fünf Pfeilern, von denen drei auf Senkkasten mit Druckluftgründung stehen, wohingegen die übrigen Pfeiler Pfahlgründung haben. Die beiden die Hubbrücke tragenden Pfeiler haben Senkkasten von 11 x 30 m Grundfläche, der dritte Senkkasten hat eine Grundfläche von 7,3 x 26,5 m. Die Sohlen der Gründungen liegen 21 m unter NW.

Bis zu 4,30 m Höhe über der Schneide sind die Senkkasten aus Stahl gefertigt und schwimmend zur Baustelle gebracht worden. Die Stahlkonstruktion umfaßt die Arbeitskammer, die eine Höhe von 1,98 m hat und durch eine 2,28 m dicke Betondecke geschützt ist. Der obere Teil der Senkkasten besteht aus Holzkonstruktion. Vier Materialschächte

und ein Mannschacht haben Auskleidungen aus genieteten Stahlrohren und entsprechende Schleusen. Die Schneiden haben die aus der Abbildung ersichtliche Ausbildung erhalten. Für die Sohlenverbreiterung wurde, nachdem der Senkkasten bis zu der vorgesehenen Tiefe herabgelassen worden war, unterhalb der Schneide eine Winkelschiene angeschraubt, die als Führung und Lager für 3,30 m lange H-Träger diente. Diese wurden im Abstände von etwa 90 cm schräg abwärts von der Arbeitskammer aus in den Boden gerammt. Zwischen den Trägern wurden Bohlen zur Absteifung des unterfangenen Bodens eingesetzt. Diese Arbeiten wurden abschnittsweise unter gleichzeitigem Ausbetonieren der auf diese Weise schrittweise verbreiterten Sohle ausgeführt.

— Zs. —

Bücherschau.

Blunck, O.: Preisermittlung für massive Ingenieurbauten (PE). VIII, 98 S. mit 14 Abb. Berlin 1937, Wilh. Ernst & Sohn. Preis steif geh. 5 RM.

Die Herausgabe der Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) durch Vertreter der Behörden und Bauindustrie war seinerzeit (1926) eine Tat. Sie klärte die beiderseitigen Rechte und Pflichten und hat sich in den letzten Jahren bei den vielen Neubauten in Deutschland sehr segensreich ausgewirkt. Nicht minder begrüßenswert war es, als etwas später der „Reichsverband des Ingenieurbauwesens (Ribau)“ daran ging, auch die Schleier zu lüften, die lange über der „Selbstkostenermittlung für Bauarbeiten“ seitens der Unternehmer gelegt waren. Zum erstmaligen der Versuch unternommen worden, die Erkenntnisse eines sauberen, klaren Preisaufbaues auch Behörden und unbedachten Unternehmern zugänglich zu machen und sie im Sinne einer gesunden Volkswirtschaft zu erzielen.

Wie vorzüglich diese Saat aufging, zeigt das vorliegende Heft (PE), worin ein Dezernent der Berliner Reichsbahndirektion sich über die „Preisermittlung massiver Ingenieurbauten“ ausspricht. Der Verfasser ist bereits 1935 durch seine Schrift „Der gerechte Preis für massive Ingenieurbauten (GP)“ hervorgetreten, worin er zum erstmaligen sein „Stoffzifferverfahren“ dargelegt hat. Die neue Schrift will ebenfalls der deutschen Volkswirtschaft dienen und die gegenüber dem Stahlbau viel verwickelteren Kostenprobleme klären. Handelt es sich doch im Massivbau um Arbeiten, die nicht unter Dach mit vorhandenen Werkmaschinen von einer geschulten Mannschaft hergestellt werden, sondern auf einer behelfsmäßig aufgezogenen, mehr oder weniger abgelegenen Baustelle ohne, im oder unter Wasser unter Einwirkung von Sonne und Regen, bei der die Bauleitung die verschiedensten Menschen und Bodenarten (Schlamm bis Fels) berücksichtigen muß. Hierbei die angemessene oder gerechte Höhe des Preisangebots zu ermitteln, war von jeher ein Sorgenkind jedes gewissenhaften Unternehmers und Ingenieurs.

Daß heute ein Vertreter der Behörde auf die Vielgestaltigkeit der Kostenberechnungen hinweist, ist an sich schon bemerkenswert; daß er aber den einzelnen Faktoren gründlich zu Leibe geht, kann nicht hoch genug eingeschätzt werden. Seine Sachkenntnis und Einsicht in die wurzelhaften Zusammenhänge wird manchen Unternehmer beschämen, besonders den, der gewohnt war, wohl die Selbstkosten einigermaßen zu berechnen, aber die Unkostenzuschläge nur gefühlsmäßig einzusetzen.

Das vorliegende Heft bringt Neuerungen, die zur Vertiefung der kalkulatorischen Kenntnisse dienen. Es herrscht das Bestreben, jegliche Unklarheit soweit wie möglich zu beseitigen und durch sorgfältige Abwägung des zu erwartenden Lohn- und Materialanteils die notwendigen Zuschläge für allgemeine Geschäftskosten, Kapitaldienst, Risiko und Gewinn zu ermitteln. Hierbei vom Gesamtumsatz des Unternehmens und nicht bloß von einer einzigen Baustelle auszugehen, ist das mit dem Namen der „Stoffziffer“ zusammenhängende, persönliche Verdienst des Verfassers. So formelmäßig und verwickelt sein Verfahren auf einigen Seiten zunächst erscheinen mag, so einfach bietet sich dessen Anwendung dar, die durch Tabellen, Formblätter und Beispiele ausführlich und wirksam erläutert ist.

Das Buch wird daher allen willkommen sein, die massive Bauarbeiten zu kalkulieren und zu vergeben haben, denen es also um die Erhaltung eines gewissenhaften und die Ausmerzung eines oberflächlichen Unternehmertums zu tun ist, und die eine brauchbare und leicht nachprüfbare Grundlage für Verhandlungen über den angemessenen Preis ersehen. Es wird aber auch jungen Ingenieuren, selbst Studenten, im bisherigen Dunkel des Kalkulationswesens wertvolle Richtlinien geben, die im einzelnen weiter auszubauen Freude eines jeden wirtschaftlich denkenden Bau- und Betriebsingenieurs sein wird. Die Verbreitung des Buches in der Ingenieurwelt ist daher dringend zu wünschen.

Prof. W. Neuffer, Dresden.

INHALT: Der Bau der Fußgängerunterführungen der umgebauten Margarethen-Donaubrücke in Budapest. — Zementelnpressungen zur Wasserabdichtung an einem Grundablaß der Biellochsperr. — Straßenbau mit Bitumen. — Balkenträger von gleichem Widerstande gegen Biegung. — Beitrag zur Berechnung durchlaufender Träger. — Der Ausbau der Galloway-Wasserkraftanlagen. — Vermischtes: Ministerialbaudirektor Welgmann im Ruhestande. — Abänderung der Deutschen Eisenbetonbestimmungen 1932 und der Bestimmungen für Stahl im Hochbau. — Senkkastengründung für eine Eisenbahnbrücke bei Newark. — Bücherschau.

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