

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 25. September 1936

Heft 42

Alle Rechte vorbehalten.

Der Neubau der Oderdeichbrücke bei Fürstenberg/Oder.

Von Reglerungsbaurat Kurt Werner, Oranienburg.

I. Allgemeines.

Bei dem Ausbau der Oststrecke des Oder-Spree-Kanals — der Mündung in die Oder — wurde es erforderlich, die unterhalb der Stadt Fürstenberg in einer gekrümmten Strecke des Kanals liegende Oderdeichbrücke (vgl. Abb. 1 u. 2) durch einen Neubau zu ersetzen.

Nicht nur die Lage der alten Brücke, sondern auch ihre geringe Durchfahrtsweite (20 m) und Durchfahrthöhe (3,05 m über h. sch. W.) machte die Schiffahrtstraße hier sehr unübersichtlich. Das störte besonders deshalb, weil auf dieser Strecke des Kanals, zwischen der Schleusenanlage und der Mündung in die Oder, hauptsächlich bei günstiger Wasserführung der Oder, ein äußerst reger Schiffahrtverkehr herrscht. Hinzu kam ferner, daß die im Jahre 1889 erbaute Brücke sowohl in ihren Abmessungen als auch in ihrem allgemeinen Bauzustande in keiner Weise mehr den Anforderungen des Straßenverkehrs genügte. Infolgedessen entschloß sich die Verwaltung, unter gleichzeitiger Verbreiterung der Wasserstraße eine neue rd. 100 m lange Brücke, bestehend aus einer Mittelöffnung und zwei Seitenöffnungen mit einer Durchfahrtsweite von rd. 55 m, bei GW (NN + 28,55 m) zu erbauen (vgl. Abb. 3).

Dem Wunsche der Stadt Fürstenberg entsprechend wurde die neue Brücke etwa 80 m südlich, oberhalb der alten Oderdeichbrücke im Zuge der städtischen Straße Fürstenberg—Klopitz—Crosen bei km 130,923 des Oder-Spree-Kanals errichtet, um in Verlängerung der Prinz-Carolath-Straße einen annähernd geradlinigen Straßenzug über die Gubener Straße zum Güter- und Reichsbahnhof Fürstenberg zu erhalten.

Diese Lösung bot den weiteren Vorteil, daß eine Notbrücke entbehrlich wurde. Abb. 4 stellt ein Längenprofil der neuen Brücke mit den Rampen dar. Die ungewöhnlich hohe Lage der Brücke von über 10 m über MW ist durch den Anschluß an die Gubener Straße bedingt. Die dadurch erforderliche hohe Aufschüttung der Rampen verursachte keine besonderen Mehrkosten, da genügend Bodenmassen aus der Verbreiterung der Mündungsstrecken zur Verfügung standen und unter günstigen Bedingungen eingebaut werden konnten.

II. Einzelheiten.

a) Untergrundverhältnisse.

Durch zahlreiche Bohrungen wurden die Untergrundverhältnisse festgestellt. Danach bestehen die oberen Schichten auf der Westseite — der Stadtseite — bis zur Tiefe von rd. NN + 15,30 m, auf der Ostseite — der Stadionseite — bis zur Tiefe von NN + 12,20 m aus feinem Sand und Kies mit mehr

oder weniger starken Beimengungen von tonigen und lehmigen Bestandteilen. Darunter liegt eine etwa 6 m mächtige Tonschicht mit Feinsand und tonigen Feinsandnestern. Unterhalb dieser Tonschicht wurden wieder sehr feine, tonhaltige Sande angetroffen (s. Abb. 13).

b) Mittelpfeiler.

Die Mittelpfeiler (Abb. 5 u. 13) wurden in einem Achsabstande von 58,50 m auf den feinen Sand der oberen Schicht zwischen stählernen Spundwänden gegründet. Die Spundwände wurden bis 3 m in die Tonschicht gerammt, so daß die Unterkante der Bohlen auf der Westseite auf NN + 13,20 m, auf der Ostseite entsprechend der tieferen Lage der Tonschicht auf NN + 10,20 m liegt. Die Oberkante der Spundwände wurde auf ungefähr 1,50 m über GW gelegt, um auch bei kleinen, plötzlich auftretenden Hochwasserwellen der Oder die Arbeiten nicht einstellen zu müssen. Damit ergab sich eine Länge der Spundbohlen von 17 m auf der Westseite und 20 m auf der Ostseite. Verwendet wurden Larssen-Stahlspundbohlen Profil IV mit 37/44 kg/mm² Festigkeit und 22 % Mindestdehnung.

Die Spundbohlen wurden als Doppelbohlen in den Schlössern zusammengepreßt angeliefert und mit einer „Menck & Hambrock“-Dampfmaschine bei einem Bärgewicht von rd. 2400 kg und einer minutlichen Schlagzahl von 45 bis 60 bis auf die vorgeschriebene Tiefe von einem festen Gerüst aus gerammt (Abb. 6). Die durchschnittliche Rammleistung betrug

1,15 Bohlenpaare je Schicht bei einer 9 stündigen Arbeitszeit. Trotz der nicht sehr günstigen Rammverhältnisse gelang es, die Spundwandkasten ohne Verwendung von Paß- oder Keilbohlen zeichnungsgemäß dicht zu schließen. Die Wasserhaltung bot keine besonderen Schwierigkeiten, eine offene Wasserhaltung reichte aus, nachdem die Schlösser der Spundbohlen mit Kohलगrus und Bleiwohle gedichtet waren.

Der Erdaushub zwischen den entsprechend dem Fortgang der Arbeiten ausgesteiften Spundwänden geschah durch einen leichten Derrickkran. Die Ausgrabmassen wurden in Handschacht gewonnen und in die Förderkörbe geladen.

Bevor der Beton für die Pfeiler eingebracht wurde, wurde der gewachsene Boden mit einer 20 cm hohen Betonabgleichschicht überdeckt.

Die eigentlichen Pfeiler stehen auf der von Spundwänden umgebenen Grundplatte aus Beton. Bei einer Größe der Grundplatte von 16,05 × 5,97 m beträgt die größte Bodenpressung der Mittelpfeiler rd. 2,4 kg/cm². Die Pfeiler, deren Enden halbkreisförmig abgerundet

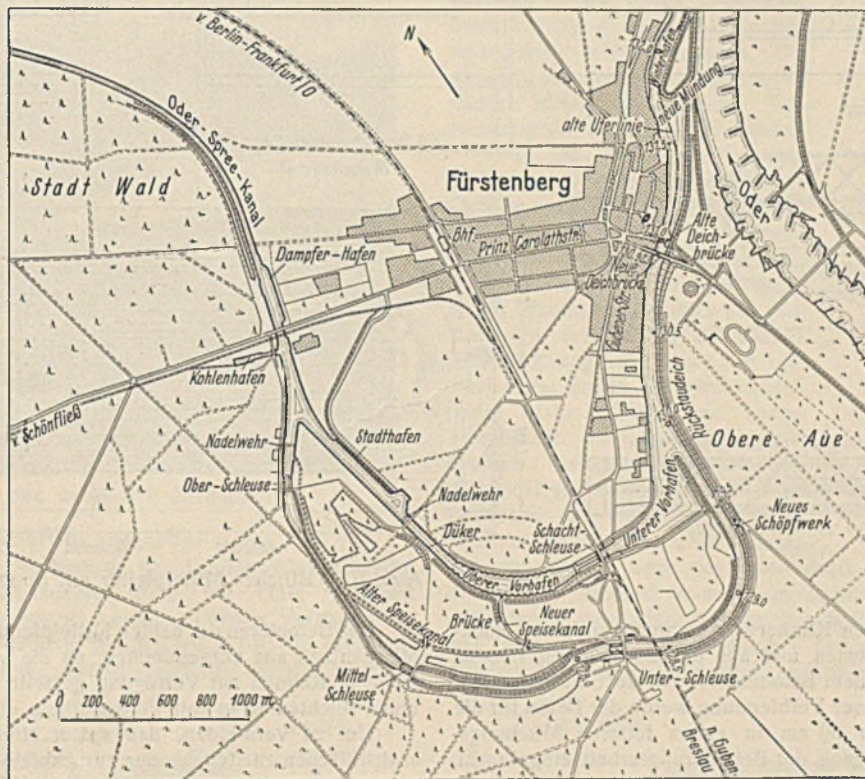


Abb. 1. Übersichtsplan mit der Mündungsstrecke des Oder-Spree-Kanals.



Abb. 2. Die alte Oderdeichbrücke. Links das Deichstiel mit Schöpfwerkgebäude.

sind, haben eine Gesamthöhe von 10,20 m und verjüngen sich nach oben im Verhältnis 10:1.

Um der Bildung von Schwindrissen vorzubeugen, ist eine Mantelbewehrung vorgesehen worden; sie liegt etwa 15 cm von der Außenhaut entfernt und blindet rd. 1,35 m in die Grundplatte ein. Die vorstehenden Kanten der Pfeiler sind gegen Beschädigungen, mit denen besonders bei der Montage der Stahlkonstruktion gerechnet werden mußte, durch Winkelrahmen geschützt.

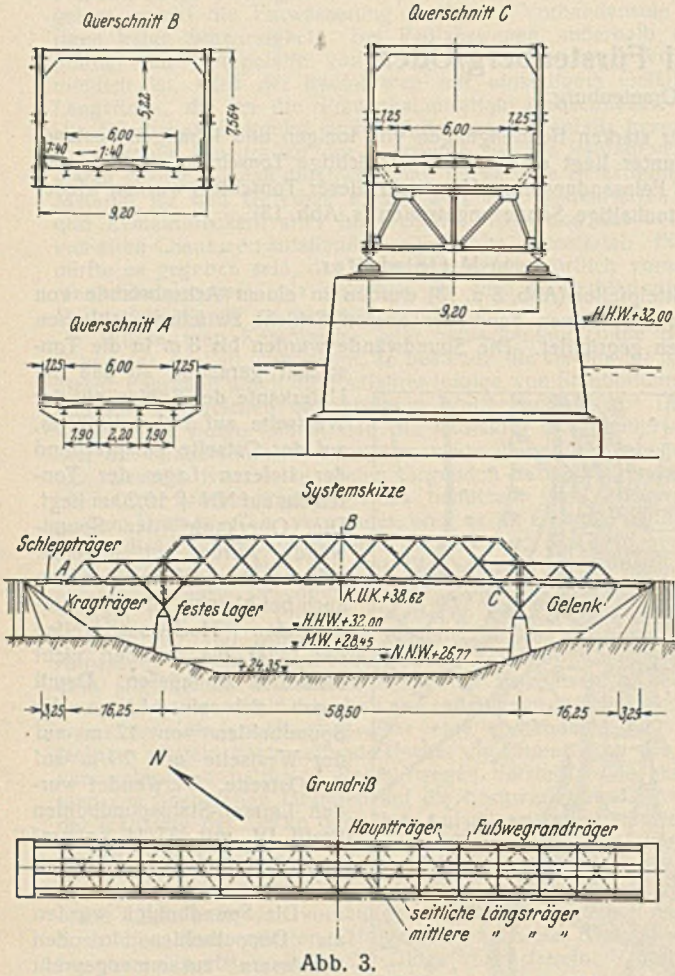


Abb. 3.

Von der ursprünglich vorgesehenen Klinkerverblendung wurde mit Rücksicht auf die erheblichen Mehrkosten und aus der Befürchtung heraus, daß eine innige Verbindung mit dem Betonmauerwerk doch nicht erreicht würde, abgesehen. An Stelle dieser Verblendung wurde der Beton für die Außenfläche in einer Dicke von 30 cm in einem fetteren Mischungsverhältnis entsprechend dem Fortgang der Betonierungsarbeit eingebracht, so daß die Ansichtflächen später nur leicht nachgearbeitet zu werden brauchten.

Um einen möglichst dichten Beton zu erhalten, wurde rheinischer Traß zugesetzt.

Der Kernbeton hat eine Zusammensetzung von 1 T Zement, 0,5 T Traß, 4 T Kies, 2 T Splitt. Oberhalb NN + 32 m: 1 T Zement, 0,5 T Traß, 2,5 T Kies, 2,5 T Splitt. Der Vorsatzbeton ist mit Rücksicht auf die geforderte größere Dichte zusammengesetzt aus 1 T Zement, 0,5 T Traß, 3 T Kies, 1,5 T Splitt.

Die Auflageroste für den stählernen Überbau sind aus Kies-

beton 1:3 hergestellt. Zwei dichte Roste aus Rundeisen Durchm. 10 mm, die in einem Abstände von 25 cm übereinander angeordnet sind, vermitteln die gleichmäßige Verteilung der Auflagerkräfte auf die Pfeiler.

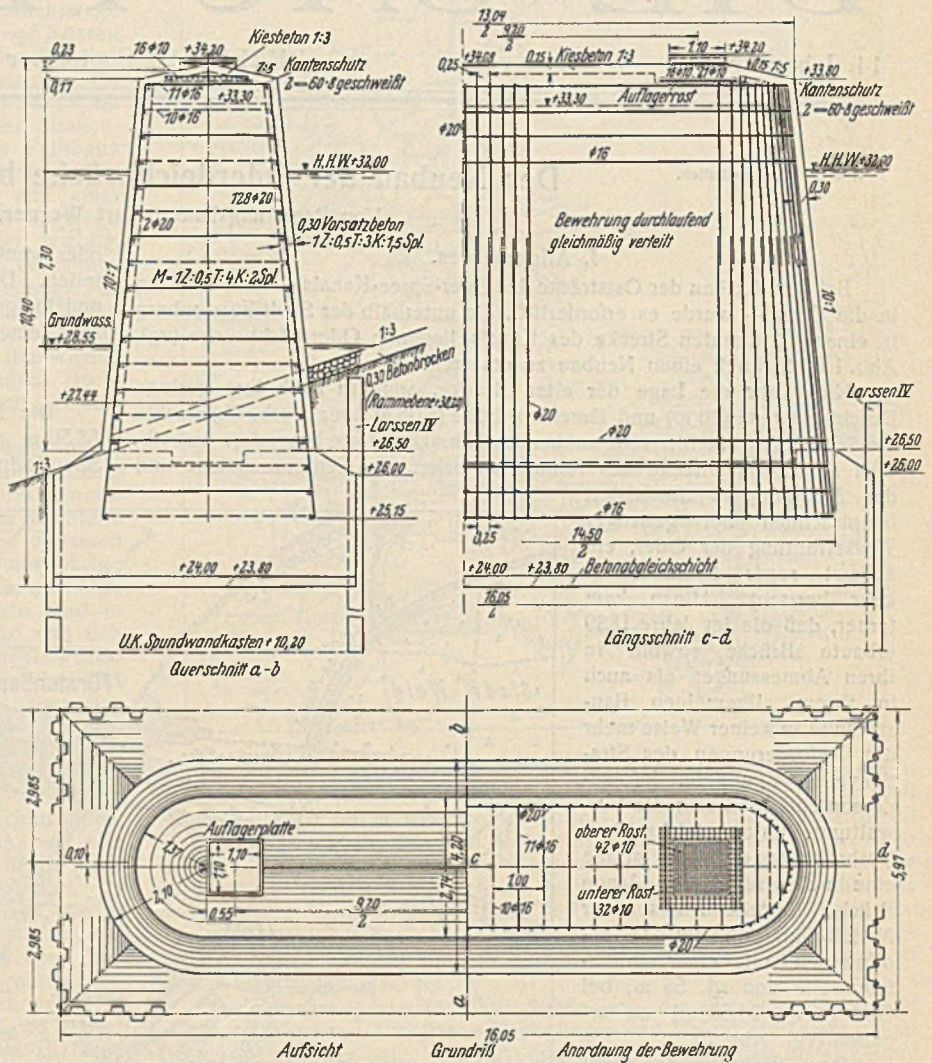


Abb. 5. Östlicher Mittelpfeiler mit Spundwandkastengründung.

Das Betonieren der beiden Mittelpfeiler wurde von einer schwimmenden Mischanlage aus vorgenommen, da die verwaltungsseltig gelieferten Baustoffe in Kähnen zur Verfügung gestellt wurden. Der Beton wurde durch einen leichten Kran mit Förderkübeln eingebracht (Abb. 7).

Um zu vermeiden, daß später störende Rostflecke in den Betonansichtflächen entstehen oder zurückbleiben, wurden in die Verankerungseisen in etwa 10 cm Abstand von der Außenschalung Spannschlösser eingeschaltet, so daß die Ankerenden ausgeschraubt und die Ankerlöcher später mit Beton geschlossen werden konnten.

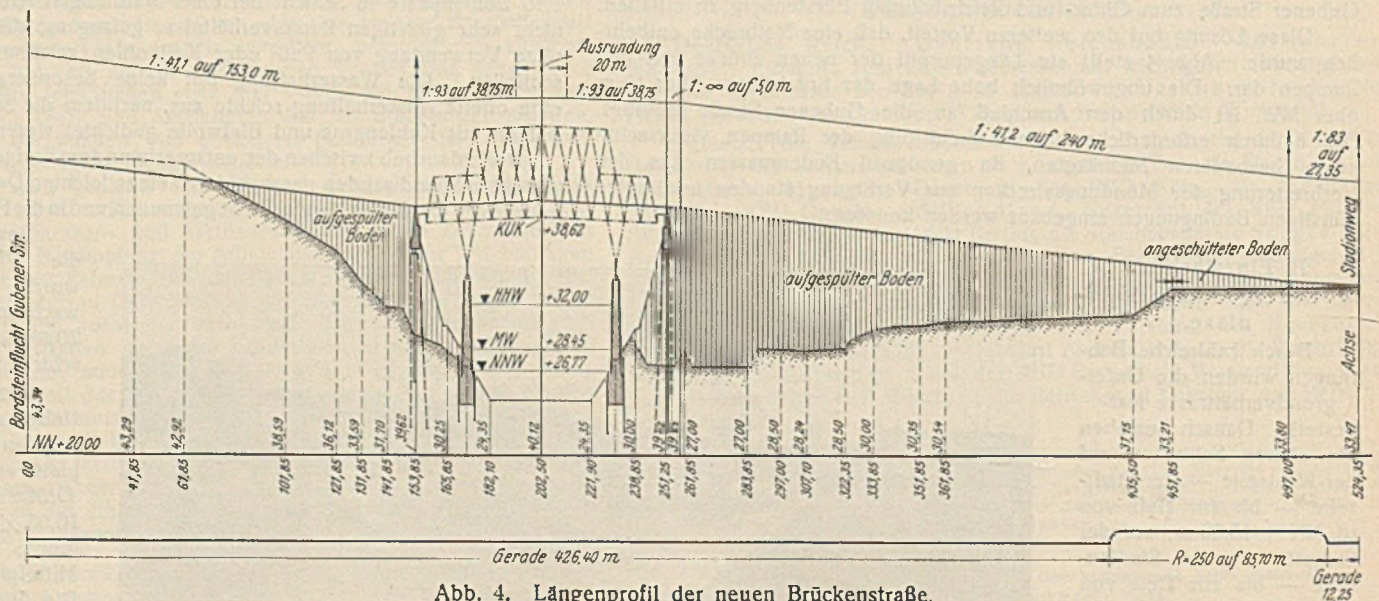


Abb. 4. Längenprofil der neuen Brückenstraße.

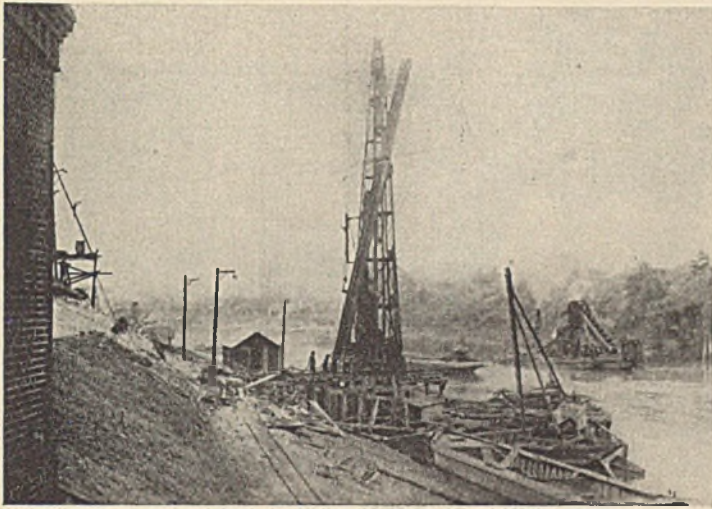


Abb. 6. Rammen des östlichen Spundwandkastens.



Abb. 7. Betonieren des westlichen Mittelpieflers.

c) Landanschlußbauwerke.

Bemerkenswert ist auch die Ausbildung der Landanschlußbauwerke (Abb. 8). Ursprünglich war vorgesehen, diese mit einer einfachen Flachgründung auf die Rampenköpfe zu setzen. Diesem Vorhaben lag die Annahme zugrunde, daß die Rampen mindestens 1 bis 1 1/2 Jahre vor der Ausführung der Pfeiler und Landaufleger geschüttet werden konnten.

Infolge der langwierigen Verhandlungen über die Linienführung des neuen Straßenzuges war das jedoch nicht möglich. Um deshalb zu vermeiden, daß bei den 10 bis 12 m hoch frisch geschütteten Rampen die Bauwerke sich stark setzten, wurden die Landanschlußbauwerke durch Eisenbeton-Bohrpfähle in den gewachsenen Boden gegründet. Sie sind als Winkelstützmauer ausgebildet, damit beim Absacken der Hinterfüllung noch ein Teil des Bodens von der Platte getragen wird.

Bei der Berechnung der Tragfähigkeit der Pfähle ist der geschüttete Boden nicht berücksichtigt worden und für die Reibung nur der gewachsene Boden in Rechnung gestellt. Nach der statischen Berechnung waren für die Widerlager sieben senkrecht stehende und vier Schrägpfähle in einer Neigung 4:1 zur Aufnahme der waagerechten Kräfte erforderlich. Die Pfähle wurden auf der Westseite bis NN + 21,00 m, auf der Ostseite bis NN + 16,00 m gebohrt, was einer Pfahllänge von rd. 20, und 15 m entsprach. Beim Bohren stellte sich jedoch heraus, daß eine größere Anzahl der Pfähle des östlichen Widerlagers infolge zahlreicher Steinnester (Findlinge) nicht auf die geforderte Tiefe heruntergeführt werden konnten. Die dadurch fehlende Pfahllänge mußte daher durch entsprechende Vermehrung der Pfähle ersetzt werden.

Für die Bohrpfähle wurden Mantelrohre mit einem lichten Durchmesser von 450 mm verwendet, die mit dem fortschreitenden Verfüllen wieder gezogen worden sind. Dabei stand der Beton unter Druck, damit er sich noch vor dem Abbinden fest an die umgebende Sandschüttung und an den gewachsenen Boden anlegen konnte. Jeder Pfahl erhielt eine Längsbewehrung aus 8 R.-E. 16 mm Durchm., die spiralförmig mit 5 mm dickem Draht umwunden ist. Beim

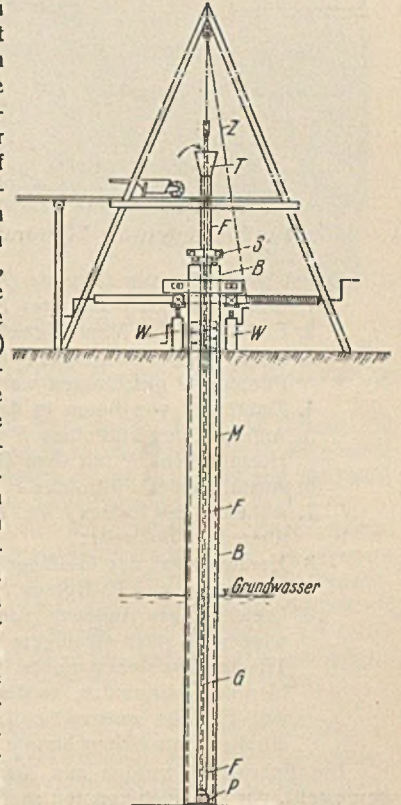


Abb. 9. Skizze für die Herstellung der Bohrpfähle.

Einsetzen der Bewehrung in die Mantelrohre und beim Betonieren war die richtige Lage der Eisen durch Ausknickungen der Längseisen, die in 2 m Abstand versetzt angeordnet wurden, gesichert. Diese Anordnung bot besonders bei den Schrägpfählen den weiteren Vorteil, daß das Geflecht beim Herauswinden des Mantelrohres der Eisen an der Rohrwand in seiner Lage blieb und nicht mit herausgezogen wurde.

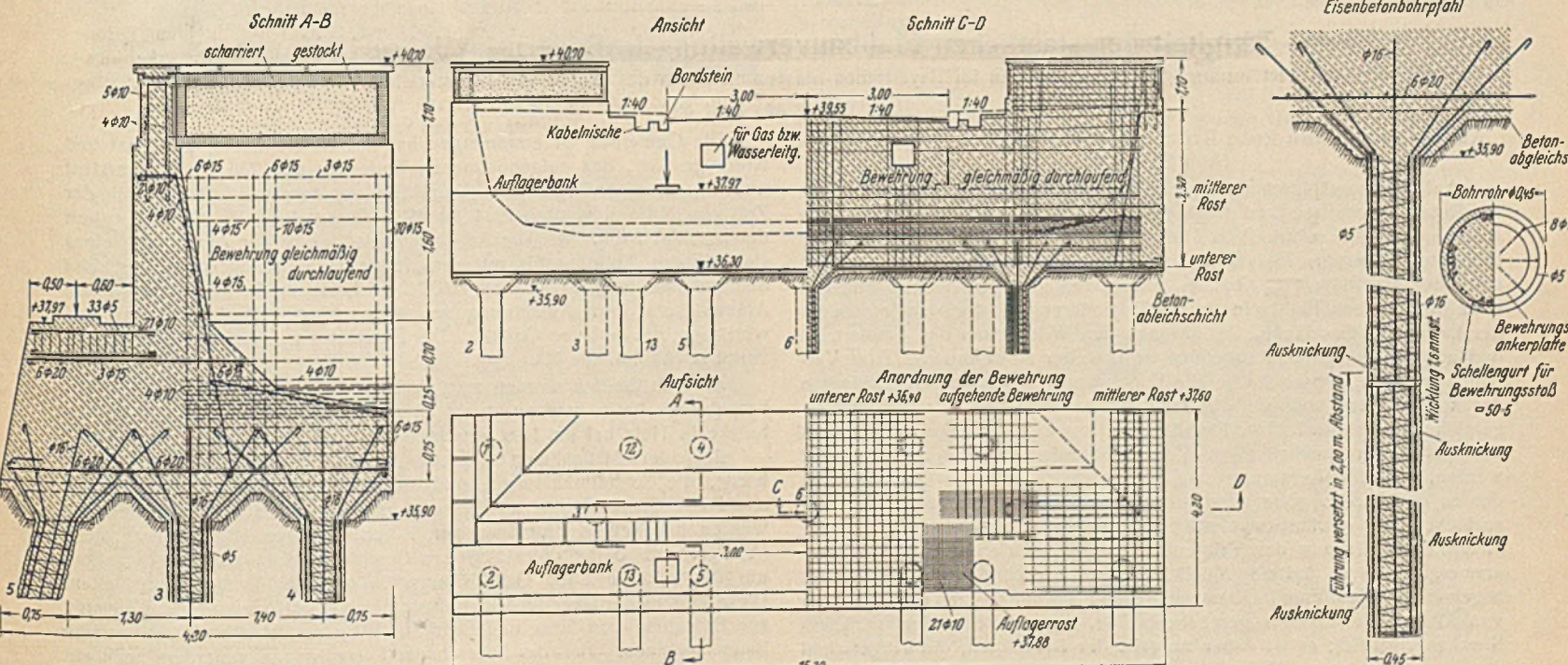


Abb. 8. Das Landanschlußbauwerk mit Bohrpfahlgründung.

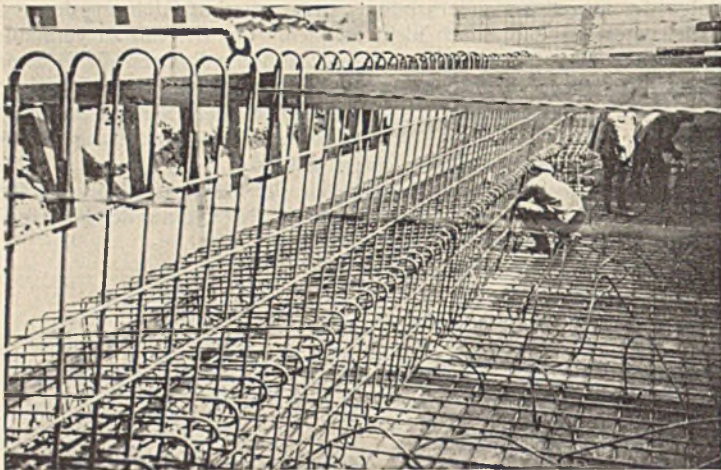


Abb. 10. Einbringen der Bewehrung für das Landanschlußbauwerk.

Die Arbeitsweise war folgende (Abb. 9):

1. Einbohren des Bohrrohres *B*;
2. Einhängen der Mantelbewehrung *M*;
3. Absenken des Füllrohres *F* (200 mm Durchm.), das unten durch Pfropfen *P* geschlossen war;
4. Einbringen von Beton in das Füllrohr *F*;
5. Anheben des Füllrohres *F* um rd. 10 cm, Herausstoßen des Holzpfropfens *P* mit dem Gestänge *G*;
6. Ausfüllen des Füllrohres *F* mit Beton bis zum Trichter *T*;
7. Anheben des Rohres *F* mit Flaschenzug *Z* um rd. 50 cm gegenüber dem Bohrrohr;
8. Herausziehen des Gestänges *G*;
9. Befestigen des Füllrohres *F* mit Schelle *S* auf dem Bohrrohr;
10. Gleichzeitiges Anheben von Füll- und Bohrrohr mit den Bauwinden *W* unter ständigem Nachfüllen von Beton, der stets bis Trichterhöhe stehen mußte. Eine Entmischung des Betons wurde hierdurch vermieden, da das Grundwasser nur zwischen Mantel- und Füllrohr entsprechend dem Fortgang der Betonierungsarbeiten entweichen konnte.

Die Bohrpfähle wurden aus Kiesbeton im Mischungsverhältnis 1:3 hergestellt. An den Pfahlknöpfen greifen die Längseisen wurzelförmig in den Beton des Widerlagers ein. Die Grundplatte der Widerlager ist 15,20 m lang und 4,20 m breit, sie ist auf einer 10 cm dicken Betonabgleichsschicht hergestellt (s. Abb. 8). Das Widerlager trägt nach dem Wasser zu zwei Auflagerbänke mit den Auflagerplatten und zum Abfangen der Sandschüttung der Rampen Stirn- und Flügelmauern. Für Versorgungsleitungen sind in den Stirnmauern Durchbrechungen vorgesehen. Den Abschluß der Flügelmauern bilden Betonbrüstungen, die des gefälligen Aussehens wegen außen scharlert und gestockt sind. Im

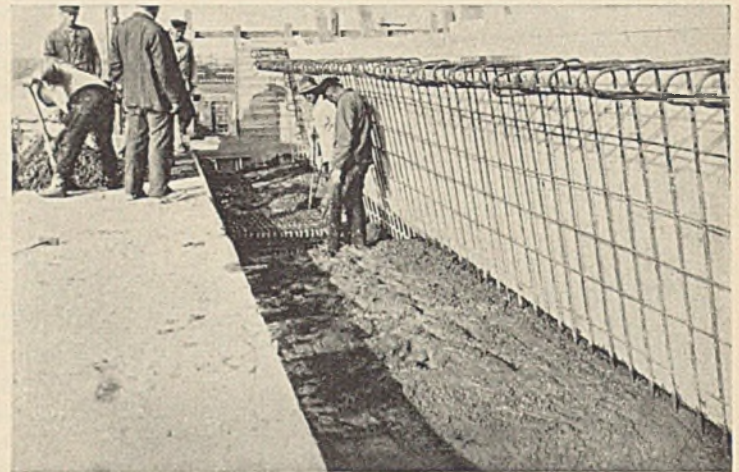


Abb. 11. Verlegen der Auflageroste für das Anschlußbauwerk.

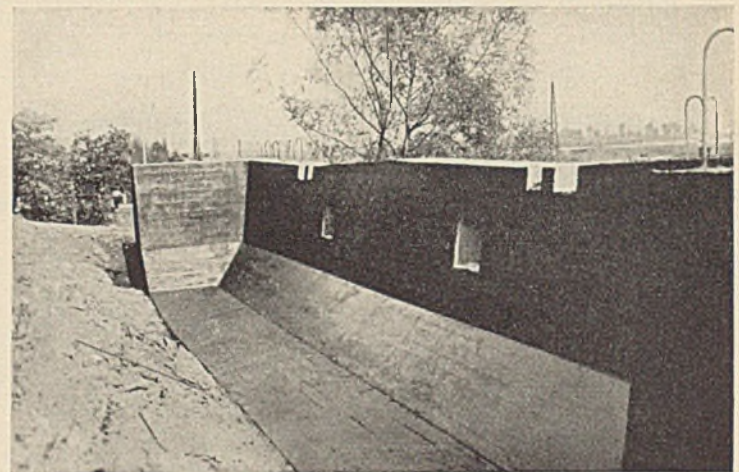


Abb. 12. Das Landanschlußbauwerk von der Rückwand aus gesehen.

unteren Teil der Grundplatte liegt ein kräftiger Eisenrost. Die Bewehrungen der Stirn- und Flügelmauern sind etwa 5 cm von der Außenwand angeordnet. Für den Beton wurden die beiden Mischungsverhältnisse: 1 T Zement, 0,5 T Traß, 4 T Kies und 2 T Splitt und an den höher beanspruchten Stellen 1 T Zement, 0,5 T Traß, 3 T Kies und 1,5 T Splitt gewählt. Abb. 10 bis 12 stellen das Einbringen der Bewehrung, das Verlegen der Auflageroste und das Anschlußbauwerk von der Rückwand aus gesehen dar. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Tätigkeit der staatlichen Flußbauverwaltung in Bayern im Jahre 1935.

Bearbeitet in der Abteilung für das Bauwesen im Bayerischen Staatsministerium des Innern von Ministerialrat von Nitzsch, München.

(Fortsetzung aus Heft 39.)

Ammerkorrektur Rote Brücke bis Altenau (km 0 bis 10,585) (Abb. 36 bis 44).

Auf die geographisch als Linder bezeichnete Wildbachstrecke oberhalb der Roten Brücke bei Ettal folgt eine versumpfte Talniederung, die bis Altenau (km 10,6) reicht. Von Altenau abwärts liegt die Ammer in einer tiefen, in die tertiäre Molasse des Alpenvorlandes eingegrabenen Schlucht mit durchschnittlich 4‰ Gefälle. Infolge des geringen Gefälles und des stark gewundenen Flußlaufes in der Talniederung ist die Ammer nicht in der Lage, das Geschiebe, das ihr aus den Wildbächen des Ammertales und aus dem Lindergräbchen zugeführt wird, weiter zu befördern. Trotz Verbauung der Wildbäche schreitet die Vermurung und Versumpfung zwischen der Roten Brücke und Altenau immer weiter fort, und der mit Ammergeschlebe angefüllte Talgrund erhöht sich immer mehr. Die Ammer kann nur durch ein durchgängiges Korrektionsunternehmen davor bewahrt werden, daß die Vermurung ständig zunimmt; denn der Durchtransport der in die Strecke getragenen großen Geschiebmassen bis in die Felschlucht muß gewährleistet sein. Neben diesem Hauptzweck soll die Hochwasserfreilegung des Talgrundes mit den Orten Ober- und Unterammergau erreicht und eine Möglichkeit für die Urbarmachung des Moores angebahnt werden. Vom flußbautechnischen Standpunkte muß die Korrektur von Altenau flußaufwärts geschehen. Die Ammer ist in der fraglichen Strecke Privatfluß; es ist daher Aufgabe der Beteiligten, die Trägerschaft des Unternehmens zu übernehmen. Die Durchführung der Arbeiten liegt in den Händen des Straßen- und Flußbauamtes Weilheim.

Die Gemeinde Unterammergau hat mit Unterstützung von Staat und Kreis (je 35% des aufgenommenen Darlehens von 286 000 RM verzinst und tilgt Staat und Kreis) die Korrektur von km 10,585 bis 8,255 in der Zeit von Mitte November 1934 bis Mitte August 1935 als Notstandsarbeit durchgeführt (Abb. 36). Die Arbeiten bestanden in der Ausbildung eines stoßkräftigen Abflußprofils mit gesicherten Uferböschungen in Faschnat und Steinberollung, sowie durch möglichstste Streckung des stark gewundenen Ammerlaufes durch Ausführung von fünf größeren Durchstichen zur Gewinnung eines größeren Gefälles. Der Flußlauf wurde dadurch um rd. 30% verkürzt (Abb. 37 bis 41).

An Kunstbauten wurden zwei Brücken erstellt, und zwar eine Eisenbetonbrücke bei Scherenau, km 9,33 (Abb. 42 u. 43), und eine Feldwegbrücke in Holz bei km 10,0 unterhalb Scherenau.

Besondere Maßnahmen erforderten noch die beiden linksseitigen Wildbäche, die Schleifmühlengraben und die Scherenauer Laine. Um die unschädliche Einleitung des Hochwassers der Wildbäche zu erreichen, wurden bei beiden Einmündungen Abschlußsperrn in Holz hergestellt (Abb. 44) und oberhalb dieser Sperrn Geschleberückhalteräume geschaffen, um die ankommenden Geschiebmassen von der Ammer fernzuhalten. Diese Geschleberückhalteräume dienen der Gemeinde und den Privaten zur Entnahme von Kies und Sand für Wegebau, Hochbau und sonstige Baumaßnahmen. Bei der Scherenauer Laine wurde außerdem noch ein 1,14 km langer rechtsseitiger Hochwasserdamm erstellt, dessen wasserseitige Böschung mit Faschnat und Steinvorfuß ausgebaut wurde, um

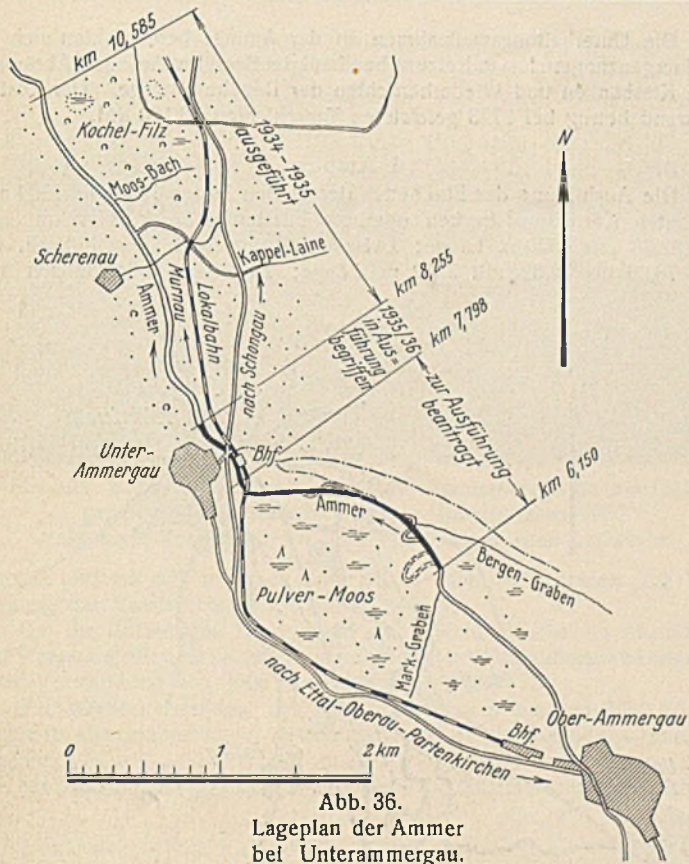


Abb. 36.
Lageplan der Ammer
bei Unterammergau.



Abb. 37. Durchstich der Ammer bei km 9,5;
rechts Anbringung der Berauhwehrung.



Abb. 38. Durchstich bei Ammer-km 9,3.

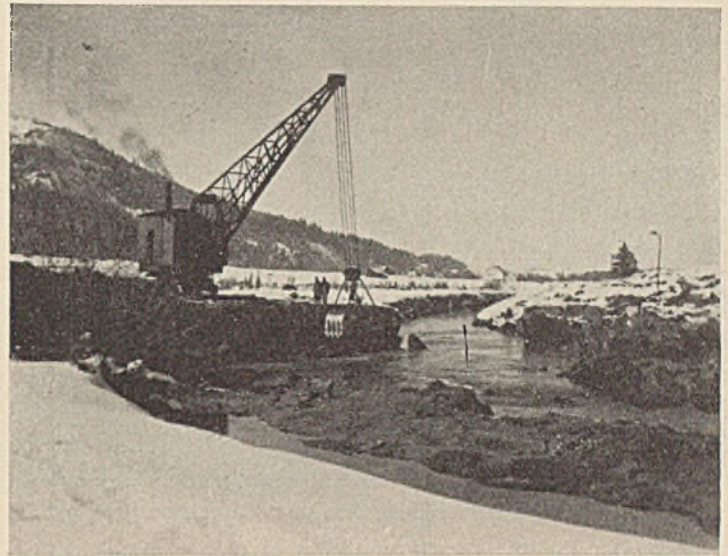


Abb. 39. Geöffneter Durchstich bei Ammer-km 8,4.

die angrenzenden guten Fluren vor weiterer Vermurung und Versumpfung zu schützen.

Zur Herstellung des Flußprofils wurden rd. 120 000 m³ Erdmaterial gefördert, zum Ausbau des Normalprofils rd. 22 100 m² Rasen abgehoben und wieder angedeckt, 15 400 m² Berauhwehrung eingebaut und 2980 lfdm Kiessenstücke sowie 3720 m³ Wasserbausteine vorgelegt.

Bei den Arbeiten wurden 30 400 förderungsfähige Erwerbslosentagschichten und 19 500 Stammarbeitertagschichten geleistet. Für erstere wurden rd. 91 200 RM Förderungsbeiträge vom Reich vergütet. Die Gesamtbaukosten betragen rd. 383 000 RM. Die Fortsetzung der Ammerkorrektur von km 8,255 flußaufwärts bis km 7,798 und dann weiter bis km 6,150 ist durch Übernahme der Trägerschaft durch die Gemeinde Oberammergau gesichert und wird im Jahre 1936 ausgeführt.

Ammerkorrektur Thalhausen—Weilheim (Abb. 45 bis 50).

Die Arbeiten im Los IV der Ammerkorrektur Thalhausen—Weilheim, d. i. in der Strecke von Oderding abwärts bis zur Bahnbrücke südwestlich von Weilheim, wurden im Gegensatz zu den zur Arbeitbeschaffung in den Jahren 1933 und 1934 beschleunigten Arbeiten in den Losen I bis III im Eigenbetrieb ohne Einsatz von Großgerät und mit verhältnismäßig geringer Arbeiterzahl weitergeführt.

Mit 20 Arbeitern wurde im Jahre 1935 begonnen. Im Juni wurde die Zahl der Arbeiter wegen Arbeitermangels, verursacht durch die umfangreichen Arbeiten an Reichsstraße und Bahnlinie München—Garmisch anlässlich der olympischen Winterspiele, auf zehn und im August auf acht herabgesetzt. Erst im Dezember wurde die Belegschaft wieder auf rund 40 Mann verstärkt, eine Zahl, die dann bis zum Ende des Rechnungsjahres beibehalten wurde.

Auch in der Art des Ausbaues unterschied sich das Los IV von den oberen drei Losen, da hier die bestehende Linie im großen und ganzen beibehalten wurde und unter Vermeidung von Durchstichen nur größere Ausbuchtungen durchbaut und vorspringende Uferstrecken abgetragen

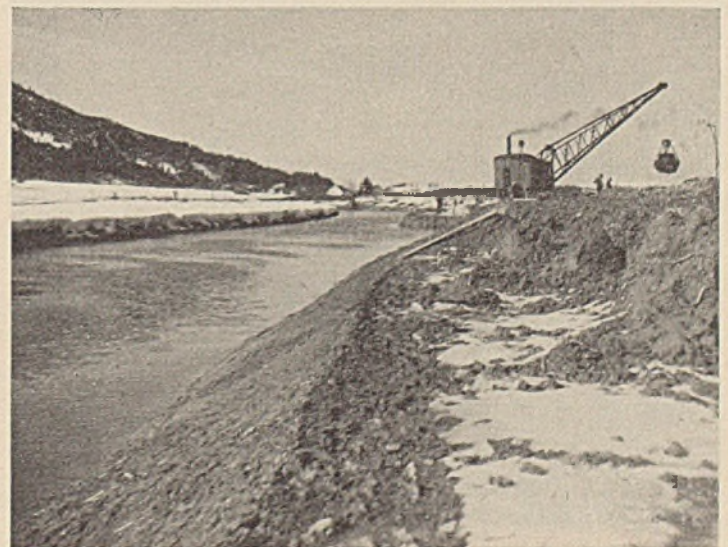


Abb. 40. Herstellung des Profils bei Ammer-km 8,4.

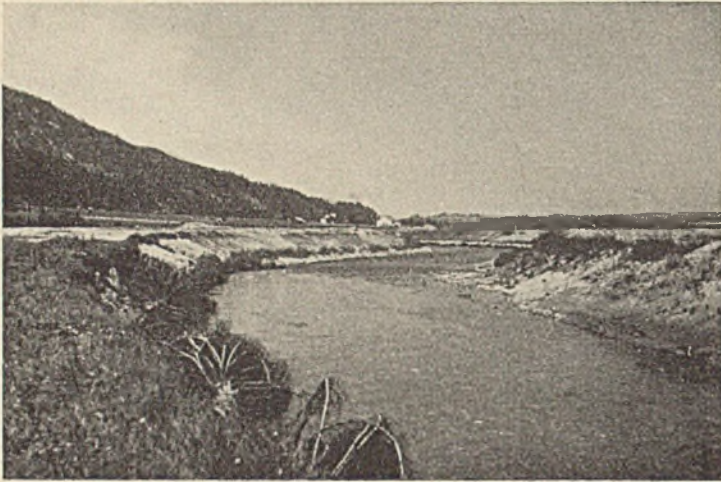


Abb. 41. Vorläufiges oberes Ende der Ammerkorrektur bei km 8,25.

wurden. Bis Ende des Rechnungsjahres 1935 waren rd. 1000 lfdm Korrekturbauten ausgeführt und versteint. In rd. 8300 Tagschichten wurden nachstehende Arbeiten geleistet:

22000 m³ Erdbewegung, 4500 m² Rasenbelag, 2500 m² Berauhwehung, 560 m³ Faschinenbau und 1250 m³ Steinvorlagen.

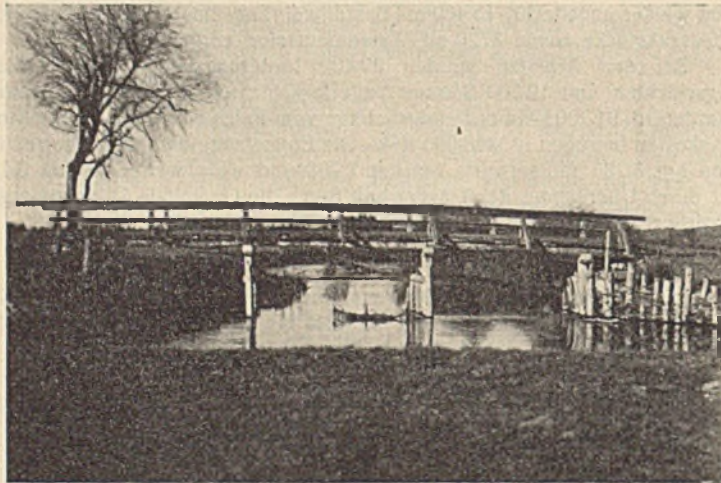
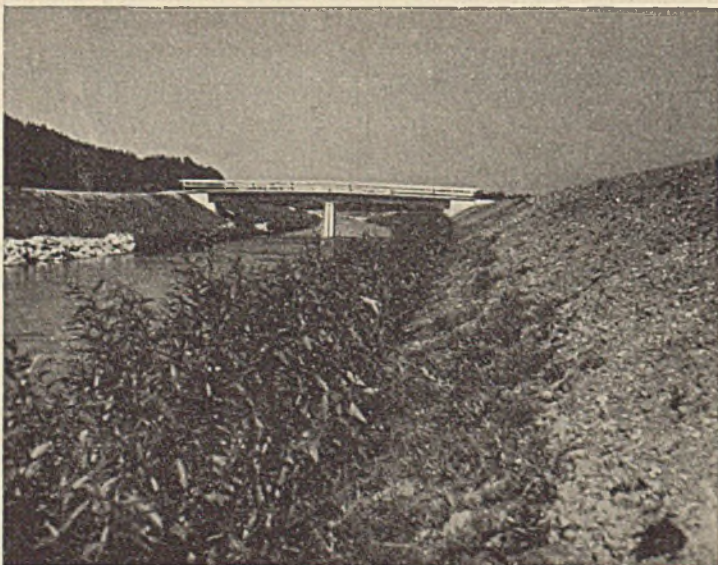


Abb. 42. Alte Scherenaue Holzbrücke bei Ammer-km 9,3.

In den Losen I mit III wurden notwendige Steinerzänzungen durchgeführt. Dabei wurden, hauptsächlich bei Roßlaich von km 134,6 an abwärts, wegen weitgehender Eintiefung der Ammer im ganzen rd. 300 m³ Steine eingebracht. Der Gesamtaufwand für die Neubauten an der Ammer im Rechnungsjahr 1935 betrug 73 150 RM.

Abb. 43.
Neue Scherenaue Brücke aus Eisenbeton.

Die Unterhaltungsmaßnahmen an der Ammer beschränkten sich auf Steinerzänzungen, Instandsetzung beschädigter Berauhwehungen, Abräumen von Kiesbänken und Wiederherrichten der Begehungswege. Der Kostenaufwand betrug bei 2723 geleisteten Tagschichten 23 100 RM.

6. Amper.

Die Ausbildung des Flußbettes der in den Jahren 1933 und 1934 ausgebauten Korrekturstrecken oberhalb Fürstenfeldbruck, von km 85,07 bis 82,88 mit 4820 m Länge; zwischen Esting und Geiselbullach, von km 76,06 bis 72,82 mit 3872 m Länge; zwischen Geiselbullach und

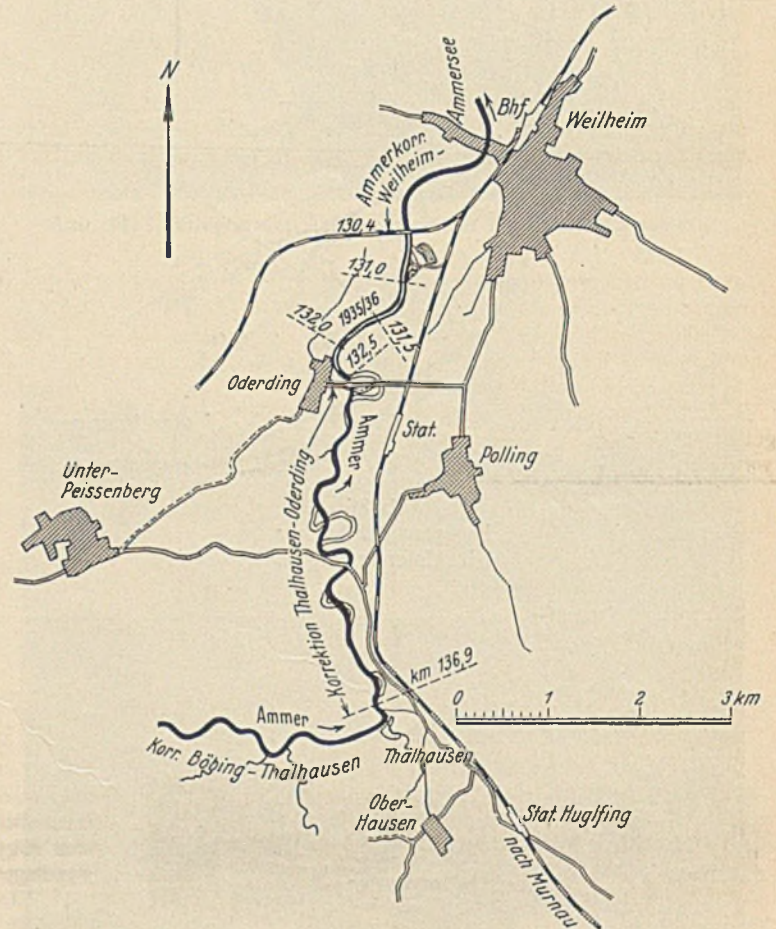


Abb. 45. Lageplan der Ammer bei Weilheim.

Feldgeding, von km 72,17 bis 69,35 mit 3070 m Länge, und zwischen Ampermoching und Haimhausen, von km 55,92 bis 52,03 mit 4310 m Länge erforderte auf einer Gesamtlänge von 7500 m ein Nachregulieren der Steinvorfüße. An den Eintiefungsstellen der konkaven Uferstrecken mußten die Steinvorfüße durch Vorlage von 360 lfdm Kiessenkstücken



Abb. 44. Abschlußperre aus Holz an der Einmündung der Scherenaue Laine bei Ammer-km 10,3.



Abb. 46. Blick auf das untere Ende der Ammerkorrektion (km 131,3) gegen das Holzhofwehr. Rechts Uferschutzbau 1930, links neue Korrektion; im Fluß Pfähle eines alten Leitwerks.

gestützt und mit 620 m³ Beton- und 540 m³ Naturbruchsteinen eine Verstärkung der Versteinerung vorgenommen werden.

Um die flußseitigen Böschungen durch Weidenwuchs vor Abspülung und Wasserangriffen zu schützen, wurden 7500 m² Weidenberauhungen unter Verwendung von 3600 Faschinen eingebaut.

Zur Wiederherstellung des Abflußquerschnitts mußten 3400 m³ abgelagerte Geschiebmassen mittels Baggers aus dem Flußbett entfernt werden.

Die Kosten betragen 38 000 RM; 3600 Tagschichten wurden geleistet.



Abb. 47. Noch nicht übergrundete Berauhung bei Ammer-km 131,6 links.

7. Loisach.

Wildbachverbauungen.

In der Gemeinde Obergrainau wurde der Dorfbach verbaut. Hergestellt wurden 35 lfdm Korrektion als offenes Pflastergerinne oberhalb der Zugspitzbahnbrücke, anschließend daran 185 lfdm in Betonschalen mit beiderseitigen Betonmauern und mit Eisenbetonplattenabdeckung, deren Zweck die Ermöglichung größerer Straßenbreite innerhalb der Ortschaft war. Die Reststrecke nach aufwärts wurde als Pflasterrinne ausgebaut. Im ganzen wurden ausgeführt: 290 m³ Beton 1 : 9, 185 lfdm Betonschale



Abb. 48. Ammerkorrektion bei km 131,5 links. Im Vordergrund fertiger Bau, im Mittelgrunde Abgraben des Vorlandes.

auf Betonunterlage, 350 m² Bruchsteinpflaster, 1120 m³ Erdaushub. Die Gesamtbaukosten betragen 25 500 RM; angefallene Tagschichten 2209.

Die Verbauung des Unterlaufes der Kaltwasserlaine in der Gemeinde Ohlstadt wurde im Jahre 1935 auf eine Länge von 210 m fortgesetzt. Es wurden 1190 m³ Erdaushub gefördert, sowie 840 m² Bruchsteinpflaster und die beiderseitigen Hochwasserdämme hergestellt. Außerdem wurde eine Feldwegbrücke mit Betonwiderlager und eisernem Überbau eingebaut (Abb. 51). Gesamtbaukosten betragen 20 900 RM; 2654 Tagschichten sind angefallen.



Abb. 49. Blick flußaufwärts von Ammer-km 131,9 links.

Korrektion der Loisach.

An der Loisach von der Landesgrenze bis zum Kochelsee wurden lediglich Unterhaltungsarbeiten durchgeführt, in der Hauptsache Steinerergänzungen unterhalb Garmisch, bei Oberau und Eschenlohe und bei Schlehdorf. Die Kosten betragen 30 200 RM, mit denen 2249 Tagschichten geleistet wurden. — In der Loisachstrecke vom Kochelsee bis Fletzen wurde an der Korrektion bei Achmühle weitergebaut, und zwar 450 lfdm



Abb. 50. Oberes Ende der Ammerkorrektion bei km 132,15, vom rechten Ufer gesehen.



Abb. 51. Verbauung der Kaltwasserlaine bei Ohlstadt; Ansetzen des Sohlen- und Böschungspflasters in Bruchsteinen.

am linken Ufer. Der Kostenaufwand betrug 23 500 RM, die angefallenen Tagschichten 3100. An der anschließenden Korrektur bei Maxkron, die 1934 beendet wurde, wurden mit 500 m³ Bruchsteinen Steingeränzungen vorgenommen. Die Kosten betragen 5100 RM bei 200 geleisteten Tagschichten.

In der Loischstrecke von Fletzen bis zur Mündung in die Isar wurden innerhalb der in den Vorjahren hergestellten Korrektur zwischen km 5,0 und 9,6 bei und oberhalb Geltling noch streckenweise Flußbettbaggerungen und — soweit noch rückständig — die Sicherung des Böschungfußes mit Bruchsteinen vorgenommen. Ferner wurde die

Alle Rechte vorbehalten.

Hochwertiger Rasen als Befestigungsmittel bei Wasserbauten.

Von Oberregierungs- u. Oberbaurat i. R. Theuerkauf, Breslau.

So weit verbreitet die Anwendung von Flachrasen als Mittel zur Befestigung von Böschungen an Flüssen, Kanälen, Vorländern, Gräben, Deichen usw. ist, so wenig einwandfrei und brauchbar ist in den meisten Fällen die Ausführung. Der Grund hierfür liegt hauptsächlich in dem fehlerhaften Schneiden, der Lagerung und dem Andecken der Rasenplatten.

Für die Abnahme der fertigen Rasenflächen pflegen alle Fugen stark mit Mutterboden gedeckt und die Rasenflächen lose mit Mutterboden bestreut zu sein. Diese für das Auge berechnete Maßnahme ist meist von vornherein ein Beweis dafür, daß der Rasen für die genannten Fälle der Wasserbauten unbrauchbar ist. Nach einem einzigen Regen, zumal mit nachfolgender heißer Witterung, zeigt sich, daß die Fugen ausgelaufen sind und stark klaffen, kleine Rasenstücke als Zwickel eingesetzt und zahlreiche Seitenflächen der Rasenplatten unterschritten sind. Ist ein so ausgeführter Rasen dem Stromangriff ausgesetzt, so ist er selbst bei mäßiger Strömung sehr bald zerstört.

Daher besteht vielfach die Ansicht, daß man dieses Befestigungsmittel, wenn es Strömungen ausgesetzt ist, mit großer Vorsicht oder überhaupt nicht anwenden soll. Ich habe jedoch vielfach die Erfahrung gemacht, daß diese Ansicht unzutreffend ist, die Befestigung durch Flachrasen vielmehr auch in solchen Fällen als ausgezeichnetes Befestigungsmittel anzusehen ist, zumal da er wegen seiner geringen Kosten im Vergleich zu den üblichen schweren Befestigungsmitteln wirtschaftlich von großer Bedeutung ist.

Voraussetzung ist allerdings die sorgfältigste Ausführung nach den folgenden Richtlinien.

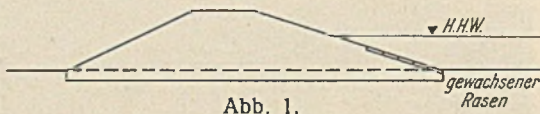


Abb. 1.

Zunächst ist zu prüfen, ob der Zusammenhalt der Platten nach dem Schneiden und Lagern auf kurze Zeit gewährleistet ist, was bei Entnahme von einer guten Wiese stets zu bejahen ist. Ist die Brauchbarkeit nicht unbedingt sicher, so ist das Schneiden und Abheben zwecklos, der Flachrasen kommt vielmehr nur als Mutterboden in Frage.

Die erste wichtigste Voraussetzung für einen hochwertigen Rasen ist das richtige Schneiden der Platten. Sämtliche Seitenflächen müssen senkrecht zur Oberfläche sein, und die Platten müssen durchweg die gleiche Breite und rechteckige Form haben. Das normale Maß ist 30 cm. Das geeignetste Instrument zum Schneiden ist ein eiserner Rasenschneider in Rahmenform, dessen unterer waagerechter Schenkel und beide seitliche Schenkel in Schneiden bestehen. Die planmäßige Dicke ist nicht unter 10 cm anzunehmen, wegen des Verlustes beim gesamten Arbeitsvorgang ist der Rasen dann in 12 cm Dicke zu schneiden. In der Querichtung sind die Platten beispielsweise durch Schlag mit einem beilartigen Eisen zu schneiden. Die Platten brauchen dabei nicht die gleiche Länge zu erhalten. Das Schneiden durch einen Spaten mit gebogenem oder gewölbtem Blatt ist verpönt. Eine Zwischenlagerung von Rasen ist soweit als möglich zu vermeiden. Bei zweckmäßiger Einteilung des Arbeitsvorganges läßt sich dies in den meisten Fällen erreichen, so stets, wenn die Arbeiten in Losen zeitlich hintereinander ausgeführt werden. Die dann meist notwendige Entnahme des fehlenden Rasens im letzten Lose seitlich des Baufeldes ist einer längeren Zwischenlagerung, die sich auf alle Lose erstrecken würde, stets vorzuziehen.

Läßt sich die Zwischenlagerung nicht vermeiden, so sind die Rasenplatten durch Annässen gegen vollständiges Austrocknen zu schützen. Je nach der Jahreszeit und Witterung kann man den zwischengelagerten Rasen etwa drei Monate genügend lebensfähig erhalten. Es darf als bekannt vorausgesetzt werden, daß es Regel ist, den Rasen in etwa 1 m hohen Haufen so zu stapeln, daß stets je zwei Schichten mit den Flächen der Grasnarbe aufeinander liegen.

Der Rasen ist niemals, sei es im Ab- oder Auftrag, unmittelbar auf unfruchtbarem Boden, sondern stets auf einer Mutterbodenschicht von mindestens 10 cm Dicke zu verlegen. Diese ist zum schnelleren Anwachsen, zur tieferen Verwurzelung und Erhaltung des Rasens nötig, an den meist verhältnismäßig glatten Böschungflächen im Abtrage auch als wichtige Übergangsschicht im Interesse der Standsicherheit. Als Regelneigung der Böschungen mit Rasenbefestigung bei Wasserbauten ist eine

Korrektur flußaufwärts bis km 10,2 weitergeführt, da auch diese letzten 600 m noch dringend einer durchgreifenden Verbesserung bedürften, während weiter flußaufwärts die Flußlage und die Abflußverhältnisse als befriedigend bezeichnet werden können. Die fortschreitende Ausbildung der Flußsohle in der korrigierten Strecke von Wolfratshausen flußaufwärts bis km 9,6 bedingte streckenweise ein Nachregulieren des Steinvorfußes und dessen Verstärkung mit insgesamt 700 m³ Bruchsteinen.

Die Baukosten für vorgenannte Maßnahmen und weitere kleinere Unterhaltungsarbeiten beliefen sich im Rechnungsjahr 1935 auf 56 000 RM, mit denen 5200 Tagschichten geleistet wurden. (Fortsetzung folgt.)

solche von 1:3 anzusehen. Bei nicht zu starker Strömung, wenn aus sonstigen Gründen eine Einschränkung des Profils erwünscht oder notwendig ist, kann man — stets hochwertigen Rasen vorausgesetzt — sogar bis zur Neigung 1:2 gehen.

Die zweite ebenso wichtige Voraussetzung wie das Schneiden ist für seine Brauchbarkeit das Andecken der Rasenplatten. Als Beispiel werde die Außenböschung eines Hochwasserschutzdeiches herangezogen (vgl. Abb. 1 u. 2).

Der untere Teil der Außenböschung in 1 m Höhe, senkrecht gemessen, soll durch hochwertigen Flachrasen gegen Hochwasserströmung geschützt werden. Abb. 2 zeigt das Verlegen der Rasenplatten im Prinzip. Die unterste Reihe wird an den gewachsenen Rasen angesetzt. Die Skizze zeigt den Arbeitsvorgang, wenn an beliebigen Stellen mit dem Arbeitsvorgang begonnen wird. Man setzt die Platten 1 und 2 aneinander und schließt die Fuge zwischen 1 und 2 durch Anschlagen der Seitenflächen links von 1 und rechts von 2, ferner die Fugen von 1 und 2 am gewachsenen Rasen durch kräftiges Anschlagen der oberen Seitenflächen. Es folgt das Ansetzen von 3 und Anschlagen der rechten und oberen Seitenfläche von 3 und so fort. Bei allen Schichten kommt



Abb. 2.

es also auf das Anschlagen der freien Seitenflächen an. Hierdurch wird ein vollständig dichter Schluß der Fugen erreicht. Selbstverständlich ist der Rasen in regelrechtem Verbands zu verlegen, wobei die Platten, wie oben bereits erwähnt, nicht die gleiche Länge zu haben brauchen. Für das seitliche Anschlagen sind

zweckmäßig kurzstielige Hämmer aus Eichenholz mit einer Schlagfläche von 10×10 cm zu verwenden. Bei dem Gewicht dieser Hämmer geht das Anschlagen mit sicherer Wirkung sehr schnell vonstatten.

Üblich war es, daß die einzelnen Rasenplatten nur in der Oberfläche mehr oder weniger stark angeschlagen wurden. Dies ist sinn- und zwecklos. Vielmehr ist erst, nachdem größere Flächen in der beschriebenen Weise belegt sind, mit der Rasenklatzche gehörig anzuschlagen. Die hierdurch ausgeübte starke Pressung verstärkt den Fugenschluß und gleicht kleine Unebenheiten der profilgerecht herzustellenden Oberfläche aus.

Ein derartiger Rasen unterscheidet sich kaum noch von gewachsenem Rasen. Des früher üblichen Anpflöckens, das nur die Kosten erhöhen würde, bedarf es nicht.

Der Rasen hat als technisches Befestigungsmittel den Vorzug, daß er keine gefährdeten Angriffsflächen bietet und sich selbst schon bei einem gewissen Grasbestand eine elastische Schutzdecke schafft. Ich habe bei dem Ausbau von Gebirgsflüssen beobachten können, daß sich diese Rasenböschungen recht gut bewährt haben. Rasenböschungen 1:3 und selbst solche 1:2 — die natürlich nach vorstehenden Richtlinien aufs sorgfältigste ausgeführt waren — haben beispielsweise Hochwässern mit 3 m/sek Geschwindigkeit standgehalten. Hochwertiger Rasen vermag also einen Ersatz in vielen Fällen zu bilden, in denen man aus Mangel an Erfahrung über diesen Rasen im Zweifelsfall zu den üblichen Befestigungen aus Schotter, Schüttsteinen oder gar Bruchsteinpflaster zu greifen pflegt.

Wirtschaftlich ist der Rasen diesen schweren Befestigungsarten weit überlegen. Die Kosten für 1 m² hochwertigen Rasen einschließlich einer 10 cm dicken Mutterbodenunterlage sind mit 0,65 RM zu veranschlagen. Der Unterschied gegenüber dem üblichen mangelhaften Rasen ist verhältnismäßig gering.

Die Kosten einer gleich starken Befestigung aus Schüttsteinen betragen je nach der Lage zum Steinbruch beispielsweise etwa 3 RM/m².

Der Rasen erfordert für seine Erhaltung eine sorgfältige Aufsicht, die sich zu richten hat auf den Schutz gegen Vieh und Wühler und auf die landwirtschaftliche Pflege. Kosten brauchen hierdurch nicht zu entstehen, da diese Fürsorgemaßnahmen dem Pächter der Grasnutzung auferlegt werden können.

Zweck dieser Betrachtung ist, in Fachkreisen die Anregung dafür zu geben, daß von der Rasenbefestigung in Form von hochwertigem Rasen auch bei Wasserbauten unter Zurückstellung technischer Bedenken mehr als bisher Gebrauch gemacht wird.

Näherungsformeln für die Randspannungen in durchlaufenden Scheibenträgern.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. habil. Herm. Craemer, München.

I.

Bei Balken von stark gedrungem Aufbau, z. B. den als tragend ausgenutzten Wänden von Silos, gilt bekanntlich das Naviersche Biegesgesetz nicht mehr, sondern ist durch ein allgemeineres Gesetz zu erweitern. Für durchlaufende Scheiben mit Rechteckquerschnitt über vielen Stützen hat Verfasser mit Hilfe der Airyschen Spannungsfunktion für einige grundlegende Belastungsfälle¹⁾²⁾³⁾ Formeln abgeleitet, die für beliebiges Verhältnis $h:l$ = Höhe zu Stützweite gelten. Die Ergebnisse erscheinen hierbei als Fouriersche Reihen; sie sind daher für den praktischen Gebrauch unbequem. Für einige wichtige Randspannungen ist es aber möglich, geschlossene und einfache Näherungsformeln aufzustellen, deren Werte nur um ein geringes von den genauen Ergebnissen abweichen und daher in Anbetracht der sonstigen Fehlerquellen für praktische Zwecke ohne Bedenken angewandt werden können.

Wir behandeln zunächst zwei Grundfälle, und zwar einerseits über sämtliche Felder durchgehende Last nach Abb. 1 a, andererseits feldweise ab- und aufwärts wirkende Last nach Abb. 1 b. Durch entsprechende Überlagerung beider Fälle erhält man, worauf später eingegangen wird, die für die einzelnen Spannungen ungünstigsten Belastungen.

Im Falle der Belastung nach Abb. 1 a gilt nun für die Beanspruchung in Feldmitte des unteren Randes, bei 1 in Abb. 2

$$(1) \quad \sigma_1 = \frac{p_a l^2}{4 b h^2} \sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{l^2}\right)^2}$$

Der vor der Wurzel stehende Ausdruck ist hierbei die Biegespannung nach Navier, denn es ist $\sigma = M:W = (p_a l^2/24):(b h^2/6)$; die Wurzel selbst ist der Berichtigungsfaktor, der den Navierschen Wert mit der genauen Theorie in Übereinstimmung bringt. Es ist hierbei gleichgültig, ob die Belastung am oberen oder unteren Rande angreift, ob sie, wie das Eigengewicht, eine Massenkraft ist, oder ob sie, wie die Reibung von Schüttgütern, sich irgendwie über die ganze Wandhöhe verteilt. Für schlanke Balken mit $h:l \approx 0$ kann man das zweite Glied unter der Wurzel gegenüber 1 vernachlässigen, so daß man, wie zu erwarten, den Navierschen Wert

$$\sigma_1 = \frac{p_a l^2}{4 b h^2}$$

erhält. Für stark gedrungeenen Aufbau dagegen mit $l:h \approx 0$ verschwindet 1 gegenüber dem zweiten Gliede der Wurzel, und man erhält die aus der Theorie der unendlichen Halbscheibe bekannte Formel

$$\sigma_1 = \frac{p_a}{b}$$

Bei größerem Verhältnis $h:l$ ergibt demnach die Naviersche Theorie viel zu geringe Werte. Die Formel (1) liefert Abweichungen bis 8% nach der sicheren, 3% nach der unsicheren Seite hin.

Für den oberen Rand in Feldmitte läßt sich eine ähnlich gebaute Formel nicht aufstellen. Die Spannung bleibt aber hier für den Bereich $0 < l < 1,8 h$ wesentlich unter der nach Navier, übersteigt diesen Wert für $l > 1,8 h$ zunächst etwas und geht für schlankere Balken dann wieder in den Navierschen Wert über, so daß gesetzt werden kann

$$(2) \quad \sigma_2 = -\frac{p_a l^2}{4 b h^2}$$

Zu beachten ist allerdings, daß bei hohen Wänden, und zwar schon bei $h:l = 1$, die größte Druckspannung hiermit nicht erfaßt ist, da diese infolge der krummlinigen Spannungsverteilung nicht am Rande, sondern im Innern der Scheibe auftritt.

Für den unteren Scheibenrand in Stützenmitte, Punkt 3, läßt sich eine einfache Formel nicht angeben, da die Biegespannung wesentlich von der Breite c der Stütze abhängt; doch gilt mit genügender Annäherung, daß nach Navier gerechnet werden kann, solange die so erhaltene Biegespannung nicht kleiner wird als $\frac{p_a}{b} \cdot \frac{l-c}{c}$ d. h. als der Stützdruck, soweit er von der Belastung zwischen den Stützen herrührt; es ist also

$$(3) \quad \sigma_3 = -\frac{p_a l^2}{2 b h^2}, \text{ jedoch } \sigma_3 > -\frac{p_a}{b} \cdot \frac{(l-c)}{c};$$

die genauen Werte liegen etwas darüber.

¹⁾ Craemer, Spannungen in wandartigen Trägern bei feldweise wechselnder Belastung. Z. ang. Math. 1930, Heft 3. — ²⁾ Ders., Spannungen in durchlaufenden Scheiben bei voller Belastung sämtlicher Felder. B. u. E. 1933, Heft 15. — ³⁾ Ders., Die Beanspruchung durchlaufender Tragwände durch Massenkraft, besonders Reibung. Abhandlungen der IVBH, Bd. 3, Zürich 1935.

Für den oberen Rand bleibt die Spannung stets unter der Navierschen; es gilt also mit den für σ_2 gegebenen Hinweisen

$$(4) \quad \sigma_4 < \frac{p_a l^2}{2 b h^2}$$

Im Falle der Wechselbelastung nach Abb. 1 muß im Gegensatz zum bisherigen auch auf die Art der Lasteintragung geachtet werden. Wir nehmen zunächst an, daß diese in sämtlichen Feldern im oberen Rande geschieht (vgl. Abb. 3 a). Dann ist die Biegespannung in der Mitte des belasteten Feldes, bei 5

$$(5) \quad \sigma_5 = -\frac{3 p_b l^2}{4 b h^2} \sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{3 l^2}\right)^2}$$

bzw. mit umgekehrtem Vorzeichen in der Mitte des entlasteten Feldes, bei 5'. Die Abweichungen gehen hier bis 3,5% nach der sicheren und 1,3% nach der unsicheren Seite.

Für $h:l = 0$ verschwindet wieder das zweite Glied unter der Wurzel, man erhält den zu erwartenden Navierschen Wert, nämlich $M:W = (p_b l^2/8):(b h^2/6)$; für $l:h = 0$, also stark gedrungene Scheiben, dagegen wird $\sigma_5 = -\frac{p_b}{b}$, wie von der unendlichen Halbscheibe her bekannt.

Für den unteren Rand, Punkt 6, gilt ähnlich wie bei Punkt 2, daß im Bereich $0 < l < h$ die Spannung erheblich unter der Navierschen bleibt und sich für $l > h$ zunächst unwesentlich über diese erhebt; es kann also mit den Hinweisen wie bei σ_2 und σ_4 gesetzt werden

$$(6) \quad \sigma_6 = +\frac{3 p_b l^2}{4 b h^2}$$

und umgekehrt für 6'.

Über der Stütze sind die Biegespannungen für diesen Belastungsfall bekanntlich Null.

Greift die Belastung nach Abb. 3 b am unteren Rande an, so gilt für den oberen Rand Gl. (6), für den unteren Gl. (5), beide mit umgekehrtem Vorzeichen.

Bei Silos überträgt sich meist ein Teil des Schüttgutgewichts durch Reibung unmittelbar auf die Wände, lastet also nicht auf dem Boden. Für volle Belastung sämtlicher Felder gelten dann, wie schon erwähnt, die Angaben (1) bis (4). Für Belastung nach Abb. 1 b hat Verfasser³⁾ strenge Ergebnisse abgeleitet unter der Voraussetzung, daß sich nach Abb. 3 c die Last vom Gesamtbetrag p_b als Reibung gleichmäßig über die ganze Wandhöhe verteilt. Es wird dann näherungsweise in der Mitte der belasteten Felder

$$(7) \quad \sigma_7 = -\sigma_8 = -\frac{3 p_b l^2}{4 b h^2} \sqrt{1 + \left(\frac{h}{l}\right)^2}$$

Für $h:l \approx 0$ erhält man wieder den Navierschen Wert

$$\sigma_7 = -\frac{3 p_b l^2}{4 b h^2};$$

für $l:h \approx 0$ dagegen übereinstimmend mit der genannten Quelle

$$\sigma_7 = -\frac{3}{4} \cdot p_b \cdot \frac{l}{h}$$

Die Abweichungen betragen bis 2,5% nach der sicheren und unsicheren Seite. In den entlasteten Feldern kehren sich die Vorzeichen um.

II.

Wir gehen nun dazu über, die Lastfälle Abb. 1 a u. b in der für die verschiedenen Spannungen ungünstigsten Weise zu überlagern. Für Eigengewicht gilt die Belastung nach Abb. 1 a, also die Formeln (1) bis (4), wenn dort

$$(8) \quad p_a = g$$

gesetzt wird.

Die größten Stützmomente eines Balkens über vielen Feldern erhält man bekanntlich angenähert bei Vollbelastung aller Felder; diese Annäherung wird z. B. bei Berechnung durchlaufender kreuzweise bewehrter Platten getroffen. In gleicher Weise können wir hier mit voller Nutzlast, also mit

$$(9) \quad p_a = p$$

rechnen. Die Größe von σ_3 und σ_4 ergibt sich dann aus (3) u. (4).

Die größten und kleinsten Feldmomente erhält man in der Theorie des durchlaufenden Balkens bei abwechselnder Belastung mit g und $g + p$, also wenn man hier

$$(10) \quad p_a = p_b = p/2$$

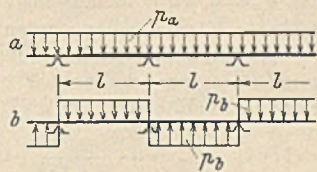


Abb. 1.

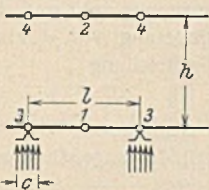


Abb. 2.

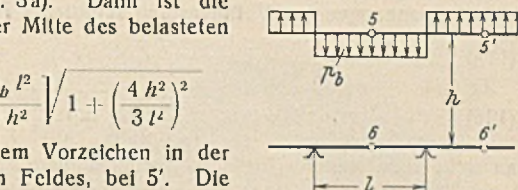


Abb. 3 a.

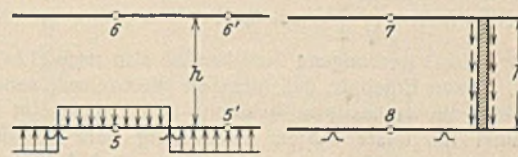


Abb. 3 b.

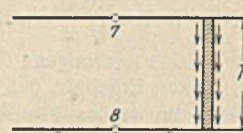


Abb. 3 c.

setzt. Wir legen diese Belastung auch hier für die Randspannungen der Feldmittenquerschnitte zunächst zugrunde. Greift dann, wie in Abb. 3a, die Last oben an, so wird nach (2) u. (5) für die Punkte *a* und *b* der Abb. 4

$$(11) \quad \sigma_{a,b} = -\frac{p l^2}{8 b h^2} \left[1 \pm 3 \sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{l^2}\right)^2} \right],$$

während man für den lastfreien, unteren Rand nach (1) u. (6)

$$(12) \quad \sigma_{c,d} = +\frac{p l^2}{8 b h^2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{l^2}\right)^2} \pm 3 \right]$$

erhält.

Zum Vergleich schreiben wir noch die Werte an, die sich für die gleichen Spannungen bei Vollbelastung sämtlicher Felder ergeben:

$$(11a) \quad \sigma_a' = \sigma_b' = -\frac{p l^2}{4 b h^2}$$

$$(12a) \quad \sigma_c' = \sigma_d' = \frac{p l^2}{4 b h^2} \sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{l^2}\right)^2}$$

Man sieht ohne weiteres, daß die Druckspannung σ_a nach (11) stets größer erhalten wird als nach (11a), da unabhängig vom Verhältnis *h*:*l* immer

$$\frac{1}{2} - \frac{3}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{l^2}\right)^2} > 1$$

ist. Im unbelasteten Felde interessiert dagegen die größte Zugspannung σ_b ; da die Vollbelastung nach (11a) aber immer eine Druckspannung liefert, ist demnach auch im unbelasteten Felde des oberen Randes stets nach (11) zu rechnen.

Dagegen liefert für den unteren Rand Gl. (12) nur so lange eine größere Zugspannung σ_c als (12a), als

$$\frac{1}{2} \sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{l^2}\right)^2} + \frac{3}{2} > \sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{l^2}\right)^2}$$

$$\text{oder } 3 > \sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{l^2}\right)^2}$$

ist. Die Auflösung liefert

$$(13) \quad h:l < \sqrt{\frac{4}{3}} = \text{rd. } 0,85.$$

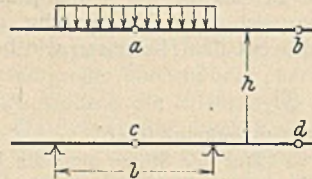


Abb. 4.

Für stärker gedrungene Scheiben ist also nach (12a) zu rechnen.

Dieses Ergebnis, daß nicht die Wechsellast, sondern die Vollast aller Felder die ungünstigste Spannung liefert, erscheint zunächst befremdlich, zumal für unser System unabhängig vom Schlankheitsgrade *h*:*l* der Momentenverlauf der gleiche ist wie nach Navier. Nun sind aber hier die Diagramme der Biegungsspannungen krummlinig, und ihre Form ist stark vom Verhältnis *h*:*l* abhängig, so daß die Spannungen eben nicht den Momenten proportional sind. Bei oben ruhender Belastung in jedem zweiten Felde strahlt diese zunächst nach unten aus und verteilt sich hierbei über eine größere Strecke. Bei hohen Scheiben geht diese Lastausbreitung so weit, daß für den unteren Rand die Wirkung dieselbe ist wie die einer gleichmäßig über alle Felder verteilten Last von gleichem Gesamtbetrag. Bei feldweise wechselnder Last ist dieser Gesamtbetrag aber nur halb so groß wie bei voll durchgehender Belastung. Tatsächlich liefert für stark gedrungene Scheiben mit *l*:*h* ≈ 0 die Formel (12) auch genau halb soviel wie Formel (12a). Dies gilt übrigens nicht nur für die Randspannungen, sondern für die gesamten Spannungen im unteren Teil der Scheibe.

Ein ähnliches Ergebnis erhält Dr. Bay⁴⁾ bei Untersuchung einfeldriger Scheiben mit oben angebrachter Einzellast, wo sich zeigt, daß bei genügender Scheibenhöhe die Spannungen in der Zugzone die gleichen sind wie bei einer gleichmäßig verteilten Belastung vom gleichen Gesamtbetrag. Wir können daher Formel (12a) dahin erweitern, daß wir unter *p* den durchschnittlichen Wert einer im übrigen beliebig verteilten Last verstehen.

Die größte Druckspannung am unteren Rande des unbelasteten Feldes erhält man bei genügend schlanken Balken nach (12). Bei gedrungeneren Balken erhält man nur so lange eine Druckspannung, als

$$3 > \sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{l^2}\right)^2}$$

oder wieder *h*:*l* < rd. 0,85 ist. Bei höheren Scheiben dagegen überwiegt das erste Glied der Klammer in (12), und man erhält trotz wechselnder Last eine Zugspannung.

Auch dies erklärt sich durch die Lastausbreitung, indem die auf dem oberen Rande feldweise wechselnd aufgebrachte Last sich nach unten so weit verteilt, daß sie am unteren Ende auch im unbelasteten Felde Zug erzeugt. Jenseits der durch (13) gegebenen Grenze entsteht also im unteren Rande unabhängig von der Belastung stets Zug.

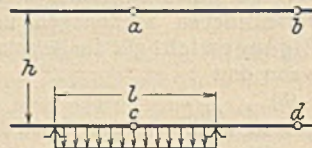


Abb. 5.

Wirkt die Belastung nach Abb. 3b am unteren Rande, so ergibt sich für die Anordnung nach Abb. 5, wenn man (10) in (1), (2), (5) u. (6) einsetzt,

$$(14) \quad \sigma_a = -\frac{p l^2}{2 b h^2}$$

$$(15) \quad \sigma_b = \frac{p l^2}{4 b h^2}$$

$$(16) \quad \sigma_{c,d} = \frac{p l^2}{8 b h^2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{l^2}\right)^2} \pm 3 \sqrt{1 + \left(\frac{4 h^2}{l^2}\right)^2} \right]$$

Die zugrunde gelegte feldweise wechselnde Belastung liefert hier, bei Lastangriff am unteren Rande, bei allen Schlankheitsgraden die ungünstigste Spannung, da eben eine Beeinflussung durch die Lastausbreitung von oben her nicht in Frage kommt. Die Spannung σ_b ist nach (15), unabhängig von *h*:*l*, eine Zugspannung, während sie bei Vollast aller Felder als Druck auftreten würde; hieraus folgt unmittelbar, daß σ_a bei Vollast, d. h. Belastung auch des Nachbarfeldes nicht größer, sondern kleiner werden würde. Man erkennt ferner aus (16), daß für σ_d stets eine Zugspannung erhalten wird, da das zweite Glied der Klammer das erste bei allen Verhältnissen *h*:*l* überwiegt und nur für *h*:*l* = 0 diesem gleich wird, so daß $\sigma_d = 0$ wird; hieraus folgt aber, daß auch σ_c bei Vollbelastung nicht größer, sondern kleiner werden würde.

Greift endlich die Belastung nach Abb. 3c gleichmäßig über die Höhe verteilt an, so erhalten wir bei feldweise wechselnder Last durch Einsetzen von (10) in (1), (2) u. (7) (vgl. Abb. 6):

$$(17) \quad \sigma_{a,b} = -\frac{p l^2}{8 b h^2} \left[1 \pm 3 \sqrt{1 + \left(\frac{h}{l}\right)^3} \right]$$

$$(18) \quad \sigma_{c,d} = +\frac{p l^2}{8 b h^2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{4 l^2}{h^2}\right)^2} \pm 3 \sqrt{1 + \left(\frac{h}{l}\right)^3} \right]$$

Für den oberen Rand überwiegt ersichtlich das zweite Glied der Klammer stets das erste, so daß also σ_b stets eine Zugspannung ist und eine Vollbelastung sämtlicher Felder weder für σ_b noch σ_a ungünstiger wirken würde.

Dagegen führt am unteren Rande die Bedingung, daß σ_d eine Druckspannung sein und demgemäß bei Belastung auch dieses Feldes eine Verringerung von σ_c eintreten soll, auf die Ungleichung

$$3 \sqrt{1 + \frac{h^3}{l^3}} > \sqrt{1 + \left(\frac{4 l^2}{h^2}\right)^2}$$

mit der angenäherten Lösung

$$(19) \quad h:l = 0,95.$$

Für stärker gedrungene Scheiben erhält man nach (18) auch im unbelasteten Felde eine Zugspannung, so daß die Vollbelastung eine ungünstigere Wirkung ausübt. Für letzteren Fall gilt aber, wie bereits gezeigt, unabhängig von der Art der Lasteintragung, Gl. (12a).

Wir haben also bei Reibungsbelastung ähnliche Verhältnisse wie bei oberer Randbelastung. Auch hier ist es bei hohen Scheiben infolge der Lastausbreitung für die Spannungen des unteren Randes gleichgültig, ob die Belastung über die ganze Länge verteilt ist oder nur in einzelnen Feldern angreift, es kommt vielmehr nur auf den durchschnittlichen Belastungswert an. Da aber infolge der Verteilung der Höhe nach hier auch ein Teil der Last in der Nähe des unteren Randes angreift, ist die Erscheinung nicht so ausgeprägt wie bei oberer Randlast; dies kommt dadurch zum Ausdruck, daß hier nach (19) erst bei *h* = 0,95 *l* Vollast und Wechsellast gleiche Spannungen liefern, während dies nach (13) bereits bei etwas schlankeren Trägern der Fall ist.

Zum Schluß seien in der folgenden Tafel die Nummern der Gleichungen, nach denen für die verschiedenen Belastungsarten und Wirkungsstellen die Spannungen zu errechnen sind, übersichtlich zusammengestellt.

Belastungsart	Stützenquerschnitte		Feldquerschnitte			
	oben	unten	oben		unten	
			Größt- wert		Klein- wert	
Eigengewicht	4	3	2	1	—	—
Last am oberen Rande	8	8	8	8	—	—
	4	3	11	12	11	12
Desgl. <i>h</i> : <i>l</i> < 0,85	9	9	—	—	—	—
Desgl. <i>h</i> : <i>l</i> > 0,85	4	3	11	12a	11	Null
	9	9	—	—	—	—
Last am unteren Rande	4	3	14	16	15	16
	9	9	—	—	—	—
Reibungsbelastung	4	3	17	18	17	18
	9	9	—	—	—	—
Desgl. <i>h</i> : <i>l</i> > 0,95	4	3	17	12a	17	Null
	9	9	—	—	—	—

⁴⁾ Dr.-Ing. Bay, Über den Spannungszustand in hohen Trägern. Stuttgart 1931.

Vermischtes.

Tiefkanal Dortmund. Seit Jahrzehnten hat der Norden der Stadt Dortmund unter den Einwirkungen des Bergbaues stark zu leiden. Die Störungen gingen so weit, daß Straßenzüge erheblich sanken, und mit diesen selbstverständlich auch die in den Straßen befindlichen Kanäle. Der Hauptfluter des Nordens, der den größten Teil der Abwässer aus der Innenstadt zu den Rieselfeldern führte, war so weit gesunken, daß er rückläufiges Gefälle hatte. Die ordnungsmäßige Weiterleitung der Abwässer war daher nur möglich durch den Einbau von Pumpenaggregaten und durch Herstellung von Druckrohrleitungen. Bei starken Regenfällen, Gewitter u. dgl. genügten diese Vorkehrungen

jedoch nicht, um in den gefährdeten Stadtgebieten Überschwemmungen zu verhüten. Dieser auf die Dauer unmögliche Zustand konnte sich jedoch erst ändern, nachdem der in Abb. 1 von A nach Osten führende Vorfluter — Regulierung des Körnebettes — hergestellt war. Im Anschluß an den Vorfluter wird zur Zeit ein Tiefkanal gebaut (Abb. 1 u. 2), der nach einem neuen Verfahren der Firma Hallinger mit Schildvortrieb und Schürfkugel hergestellt wird. Der Vortrieb mit Schürfkugel ist die erste Ausführung ihrer Art in Deutschland (Abb. 3). Die eingehende Beschreibung des Bauvorganges soll demnächst Utermann.

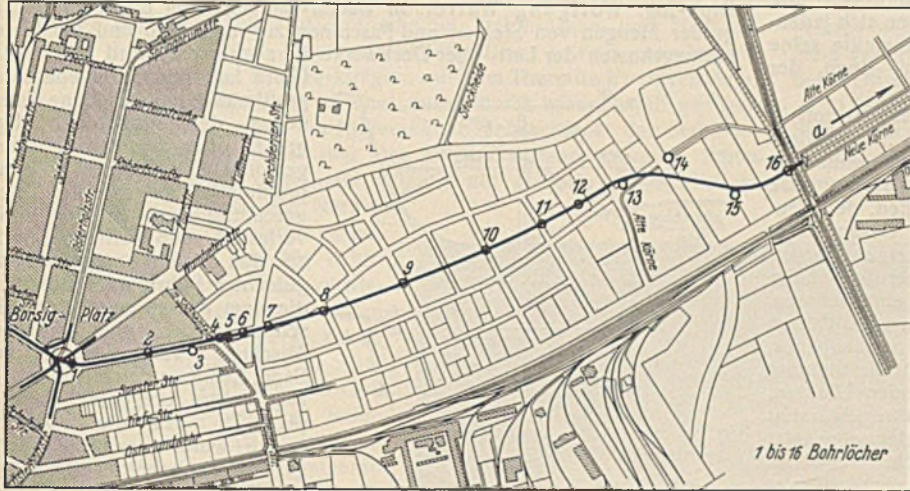


Abb. 1.

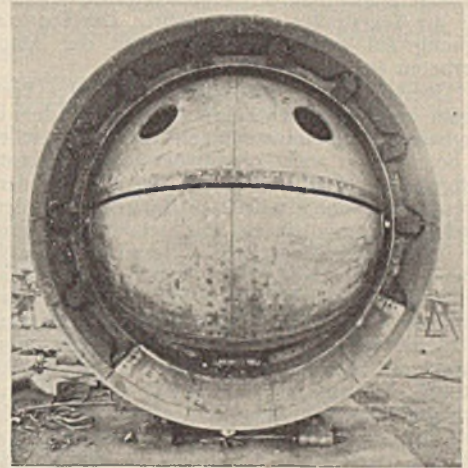


Abb. 3.

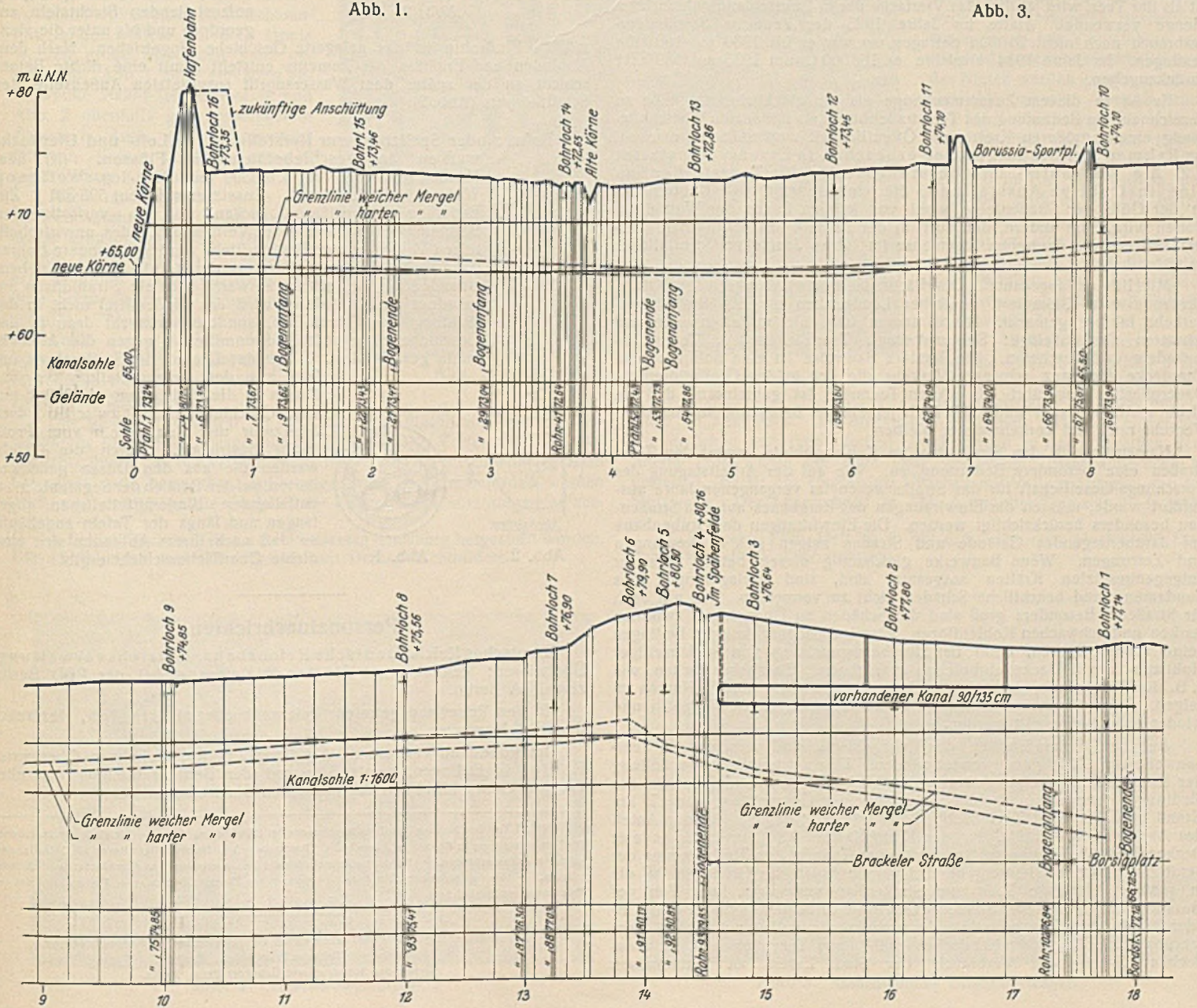


Abb. 2.

Teerstraßenbau. Die Motorisierung Deutschlands bringt nicht nur der deutschen Kraftwagenindustrie neue Aufgaben, sondern die Erstellung einwandfreier und dauerhafter Autostraßen ist die gleichzeitig mit den Arbeiten zur Schaffung des Volkswagens in Angriff genommene Aufgabe. Kraftverkehr und Verkehrswege stehen in wechselseitiger Beziehung zueinander, d. h. der Zustand der Straßen beeinflusst den Verkehr. Man muß unterscheiden zwischen den in Ausführung befindlichen reinen Autostraßen und den Straßen mit einem gemischten Verkehr aus eisen- und gummibereiften Fahrzeugen verschiedener Art und Schnelligkeit. Es ist verständlich, daß die Beanspruchung der Straße durch den langsamen Fuhrverkehr sich wesentlich anders auswirkt als die des schnellen und elastischen Kraftverkehrs.

Wenn im Laufe der Entwicklung noch manche Neuerungen und Verbesserungen praktisch angewendet werden dürften, so haben sich jedenfalls die Teerstraßen sehr bewährt. Der Teermischmakadam stellte seine Eignung auf dem Nürburgring und der Autostraße Köln—Bonn, der Teerbeton auf der Avus unter Beweis.

Überhaupt steht die Verwendung des Teers als Straßenbaustoff in engem wirtschaftlichen Zusammenhang mit dem Umfange des Steinkohlenbergbaues. Die Notwendigkeit eines ausreichenden Straßenteerabsatzes zu betonen, ist wichtig, weil der restlose Absatz aller Nebenerzeugnisse weitgehenden Einfluß hat auf den Umfang der Belegschaften, der Neuinvestitionen und Ersatzbeschaffungen beim Bergbau. Die Gesamtwerte der Nebenerzeugnisse aus der Steinkohlegewinnung übersteigen jährlich die Viertelmilliarde Grenze. Besonders der Teer ist berufen, beim Straßenbau als Bindemittel einen hervorragenden Platz einzunehmen. Die steigenden Absatzziffern für Straßenteer in den letzten zehn Jahren beweisen zwar die steigende Abnahmebereitschaft des Straßenbaues, trotzdem ist dem Straßenteer in Deutschland immer noch nicht die Stellung eingeräumt, die ihm bereits in anderen Steinkohle fördernden Ländern, wie z. B. England und Frankreich, zuerkannt wurde. Im Jahre 1933 sind vom gesamten deutschen Rohteeranfall nur 15% als Straßenteer abgesetzt worden, gegen 70% in England und 95% in Frankreich. Selbst in Amerika, dem Lande des Erdöls, in dem der Asphalt bedeutend billiger ist als der Teer, wird jährlich das Vierfache der in Deutschland gebrauchten Menge verwendet. Hatte im Jahre 1925 der deutsche Straßenteerverbrauch noch nicht 20000 t betragen, so war er bis 1930 auf 150000 t gestiegen. Im Jahre 1934 erreichte er 168000 t, um 1935 auf 159000 t zurückzugehen.

Es ist in diesem Zusammenhange als ein glücklicher Gedanke zu bezeichnen, die Bedeutung des Teerstraßenbaues als nationalen Wirtschaftszweig einem größeren Kreise der Öffentlichkeit zugänglich zu machen. Im Rahmen der Ständigen Gewerbeschau in Essen veranstaltet z. Z. die Auskunfts- und Beratungsstelle für Teerstraßenbau eine instruktive Ausstellung, die einmal zeigt, daß Deutschland in der Güte der Straßenteere wohl von keinem Lande der Welt übertroffen wird, zum andern, daß auch in der Technik des praktischen Teerstraßenbaues die deutschen Ingenieure im letzten Jahrzehnt Vorbildliches geleistet haben.

Mit Hilfe der sogenannten Oberflächenteerung wurden nach dem Kriege Tausende von Kilometern deutscher Landstraßen für den Kraftwagenverkehr fahrbar gemacht. Hinzu kamen bald die mittelschweren und schweren Deckenbeläge: Streumakadam, Teertränkdecken, Teermischmakadam und Teerbeton. Die letztere Bauweise ist eine hohlraumfreie Teerdecke für ganz schweren Verkehr, die sich in den Großstädten als Dauerpflaster eingeführt hat. Allen Teerarten ist gemeinsam, daß sie nicht schlüpfrig sind und auch nach jahrelanger Benutzung im stärksten Verkehr rau und verkehrssicher bleiben.

Namentlich für den Straßenbau im Kohlengeldete kommt den Teerstraßen eine besondere Bedeutung zu. Wie auf der Arbeitstagung der Forschungs-Gesellschaft für das Straßenwesen im vergangenen Jahre ausgeführt wurde, müssen die Einwirkungen des Bergbaues auf den Straßenbau besonders berücksichtigt werden. Die Einwirkungen der Grubenbaue auf darüberliegendes Gelände und Straßen zeigen sich in Pressungen und Zerrungen. Wenn Bauwerke gleichzeitig diesen beiden einander entgegengesetzten Kräften ausgesetzt sind, sind Verlagerungen des Fundaments und beachtliche Schäden nicht zu vermeiden. Das gilt auch für Straßen. Besonders groß sind die Schäden an Übergängen zwischen starken und schwachen Kohlenflözen. Etwaige Bodensenkungen bedingen keine starren Decken, denn bei Überbeanspruchung und gleichzeitiger Hohlage ist mit Deckeneinbrüchen zu rechnen. Elastische Decken, wie z. B. die Teerdecken, machen die Senkung mit, ohne scharfe Kanten zu zeigen. Sie können mit Teersplitt verhältnismäßig leicht aufgefüllt und wieder eben hergestellt werden.

Auf den Verbandstraßen des Ruhrgebietes sind verschiedene Teerbauweisen mit Erfolg angewendet worden. Eine zeichnerische Darstellung der Essener Schau zeigt, daß von den Verbandstraßenneubaudecken des Siedlungsverbandes Ruhrkohlenbezirk in einer Gesamtlänge von 177 km (Stand von 1935) mit Teer 59,2% befestigt sind; dagegen ist der Anteil des Asphalts nur 17,2%, der des Kleinpflasters 8,8% und der anderer Decken 14,8%. Interessant ist auch eine Tabelle des Tiefbauamtes der Stadt Essen, woraus hervorgeht, daß gerade Essen die Großstadt ist, die in größtem Umfange Teer zum Straßenbau verwendet hat. Von der Gesamtfläche des Essener Straßennetzes mit 6,67 Mill. m² sind 3,24 Mill. m² oder 48,6% mit Teer befestigt. Im einzelnen entfallen auf Oberflächenteerungen 31,6%, Teermischdecken 14,9% und Teertränk- und Einstreu-decken 2,1%. Der Verbrauch der Stadt Essen an bituminösen

Bindemitteln betrug 1934: 1145 t Teer und 116 t andere Bindemittel, 1935: 1340 t Teer und 147 t Bindemittel.

Da die Wirtschaftlichkeit der Teerstraßen sich auf Grund eingehender Feststellungen einwandfrei herausgestellt hat, werden dem Teerstraßenbau weitere Erfolge sicher sein, wenn er sich wie bisher die neuesten wissenschaftlichen Erkenntnisse zu eigen macht und diese in die Praxis umsetzt.
Dr. Walter Flemmig.

Patentschau.

Verfahren zur Herstellung von Leit- und Uferdeckwerken an geschiebeführenden Flüssen. (Kl. 84a, Nr. 596 381 vom 17. 1. 1930 von Dipl.-Ing. Wolfgang Walter in Baden-Baden.) Um die Verarbeitung großer Mengen von Steinen und Faschinen zu vermeiden und die Unterhaltungskosten der Leit- oder Deckwerke herabzusetzen, wird das an den Ufern lagernde Geschiebe durch

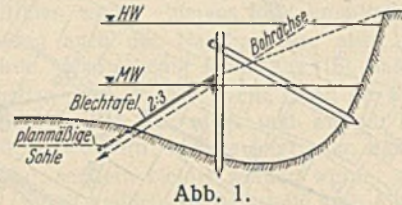


Abb. 1.

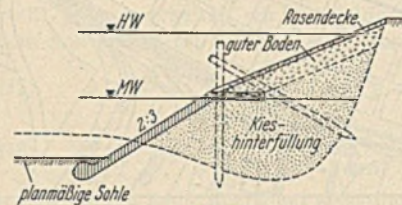


Abb. 2.

mäßige Flußsohle in das gelagerte Geschiebe eingetrieben. Nach dem Abbinden und Erhärten des Zements entsteht somit eine dichte Betonschicht an der später dem Wasserangriff ausgesetzten Außenseite des Schüttkörpers (Abb. 2).

Bohrer oder Spritzrohr zur Herstellung von Leit- und Uferdeckwerken an geschiebeführenden Flüssen.

(Kl. 84a, Nr. 604 265 vom 21. 5. 1930 von Dipl.-Ing. Wolfgang Walter in Baden-Baden. Zusatz zum Patent 596 381.) Zur Erzielung planmäßiger Dicken der zu verfestigenden Böschungsschichten und zur Vermeidung jedes unwirtschaftlichen Verbrauchs an Bindemitteln werden besondere Bohrer oder Spritzrohre verwendet, an deren Fuße mehrere nebeneinanderliegende, schräg aufwärtsgerichtete Strahldüsen angeordnet sind. Dadurch wird das Bindemittel nicht in der Richtung der Abteufachse, sondern senkrecht dazu in das Geschiebe eingepreßt und unmittelbar gegen die Abdecktafeln geschleudert. Durch das Drehen des Spritzrohres um 90° aus der Anfangsstellung *bc* der Düsen in die Endstellung *b'c'* wird nur die Geschiebeschicht zwischen dem Spritzrohr und den Tafeln vom Preßstrahl bestrichen. Durch die Tafeln werden die aus den Düsen geschleuderten, auf den Bereich der Segmente *a-a* entfallenden Bindemittelteilchen abgefangen und längs der Tafeln angehäuft, so daß nach ihrem Abbinden sich eine dichte Oberflächenschicht ergibt.

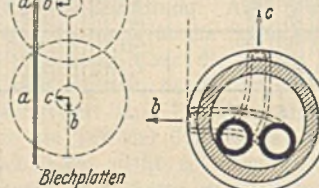


Abb. 1.

Abb. 2.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. Betriebsverwaltung. Überwiesen: Reichsbahnrat Müller-Hillebrand bei der RBD Berlin zum RZA Berlin.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Briegleb, Dezernent der RBD Hannover.

Im Ruhestand verstorben: Abteilungsdirektor, Geheimer Oberbaurat Engler in Eitlingen, zuletzt Vorstand der Betriebsabteilung der ehemaligen Generaldirektion der Badischen Staatseisenbahnen.

INHALT: Der Neubau der Oderelchbrücke bei Fürstenberg/Oder. — Tätigkeit der staatlichen Flußbauverwaltung in Bayern im Jahre 1935. (Fortsetzung.) — Hochwertiger Rasen als Befestigungsmittel bei Wasserbauten. — Näherungsformeln für die Randspannungen in durchlaufenden Scheibenträgern. — Vermischtes: Tiefkanal Dortmund. — Teerstraßenbau. — Patentschau. — Personalmeldungen.