

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 28. Juli 1933

Heft 32

Die Überführung der Ostbahn auf dem Betriebsbahnhof Berlin-Rummelsburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat I. Zillinger, Berlin.

a) Allgemeines.

Auf dem Betriebsbahnhof Berlin-Rummelsburg wird die zweigleisige Bahn Berlin—Küstrin über ein Gleis der Bahn Berlin—Frankfurt (Oder), zwei Vorortgleise der Strecke Berlin—Erkner und den zwischen diesen liegenden Bahnsteig hinweggeführt. Das alte Überführungsbauwerk wurde im Jahre 1901 in Betrieb genommen. Es bestand aus zwei durch einen steinernen Mittelpfeiler getrennten Gerberträgern mit je drei Öffnungen von 18,20, 23,40 und 18,20 m Stützweite. Abb. 1 zeigt etwa die Hälfte des alten Bauwerks mit dem Mittelpfeiler. Die Überbauten bestanden aus Thomas-Flußeisen.

Berechnet war die Brücke für den Lastenzug von 1895, benutzt wurde sie aber in den letzten Jahren bis zum Neubau von Lokomotiven S 10, so daß die wirkliche Belastung 23 % über der bei der Berechnung angenommenen lag. Hierdurch wurden die Beanspruchungen in vielen Teilen des Bauwerks unzulässig hoch, die Brücke mußte in die Brückenklasse K eingeordnet werden. Die 5,2 m langen Kragarme der Gerberträger riefen unter der größeren Belastung negative Auflagerkräfte hervor;

Während des Krieges und in den Nachkriegsjahren kamen starke Rostschäden hinzu. Schließlich wurde der Zustand der Überbauten und der Widerlager und Pfeiler so bedenklich, daß der Neubau nicht mehr verschoben werden durfte.

Die Linie Berlin—Küstrin lag auf der alten Brücke in der Geraden, an beiden Seiten schlossen sich Bogen an. Es gelang, die Bahnachse so zu verschieben, daß das neue Bauwerk unmittelbar neben das alte zu liegen kam, daß aber die Gleise auf der Brücke nach wie vor eine Gerade bilden (Abbild. 2). Der Neubau konnte also ohne erhebliche Störung des Betriebes neben dem alten Bauwerk errichtet werden. Die Linienverlegung machte geringfügige Dammschüttungen notwendig, sie wurden während des Brückenbaues fertiggestellt.

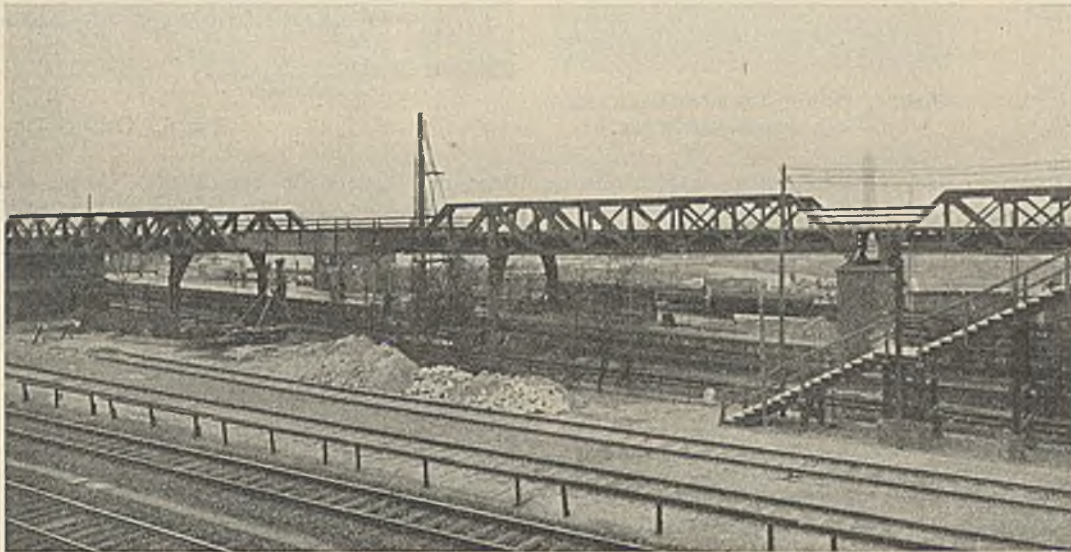


Abb. 1. Teilansicht des alten Bauwerks.

b) Widerlager und Pfeiler.

Da die Setzungen der alten Widerlager und Pfeiler auf schlechten Baugrund schließen ließen, wurde der Boden mit besonderer Sorgfalt durch zahlreiche Bohrlöcher untersucht. Es ergab sich, daß die Bodenschichten außerordentlich ungleichmäßig nach Zusammensetzung, Lage und Richtung waren.

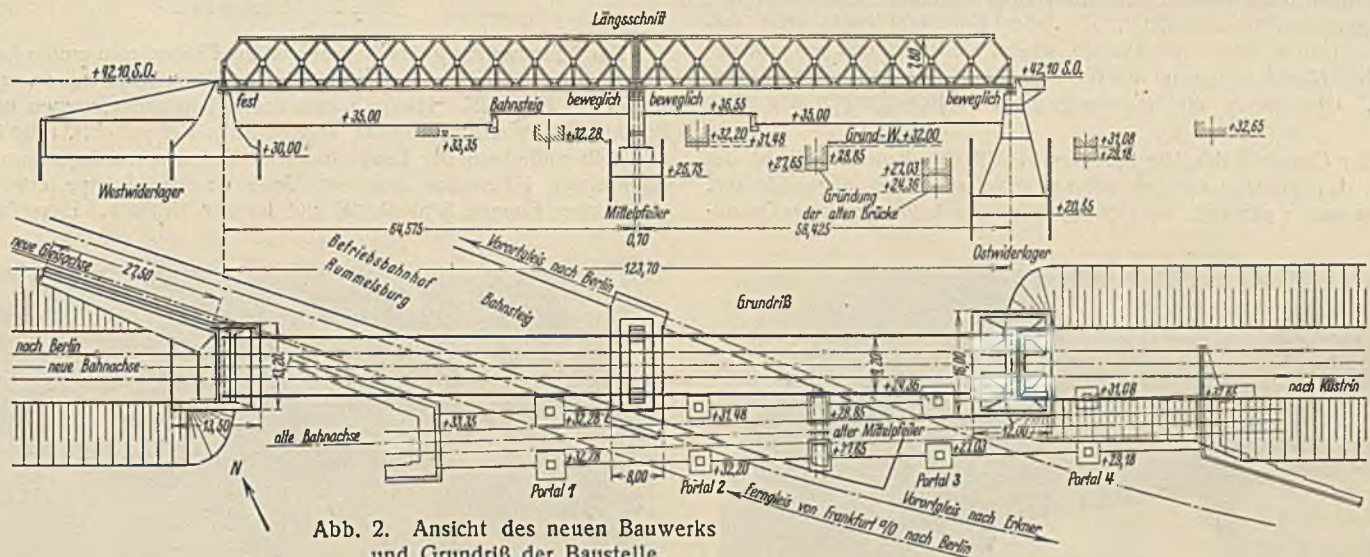


Abb. 2. Ansicht des neuen Bauwerks und Grundriß der Baustelle.

diese wurden durch Anker auf das Mauerwerk übertragen. Als Folge der abwechselnd positiven und negativen Beanspruchung zeigten sich erhebliche Zerstörungen unter den Lagern.

Auch die Gründung bewährte sich nicht. Schon im Jahre nach der Inbetriebnahme der Brücke wurde festgestellt, daß ein Teil des Mittelpfeilers sich gesetzt hatte, daß Risse entstanden waren, und daß ein Flügel sich vom Widerlager abgetrennt hatte. Im Laufe der Zeit nahmen diese Schäden zu, sie sind auf ungenügende Gründungstiefe zurückzuführen. Die Höhenlage der alten Gründungssohlen ist in Abb. 2 eingetragen.

Moor wechselte mit Sand verschiedener Schärfe und Reinheit. Um die Gründungsarbeiten zu vereinfachen, wurde daher nur ein Mittelpfeiler angeordnet, während bisher fünf Zwischenunterstützungen vorhanden gewesen waren. Abb. 3 zeigt die Bodenverhältnisse an der ungünstigsten Stelle, am neuen östlichen Widerlager. Hier fand sich der tragfähige Baugrund erst auf + 20,55 m über NN, somit 14,5 m unter dem Gelände. Die Gründungstiefe des Mittelpfeilers wurde auf + 26,75 und die des westlichen Widerlagers auf + 30,0 m über NN festgelegt. Überall wurde eine Bodenbelastung von 4,5 kg/cm² zugelassen.

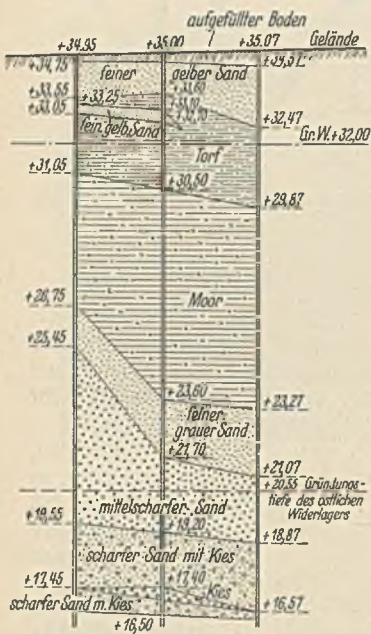


Abb. 3. Bohrergebnisse.

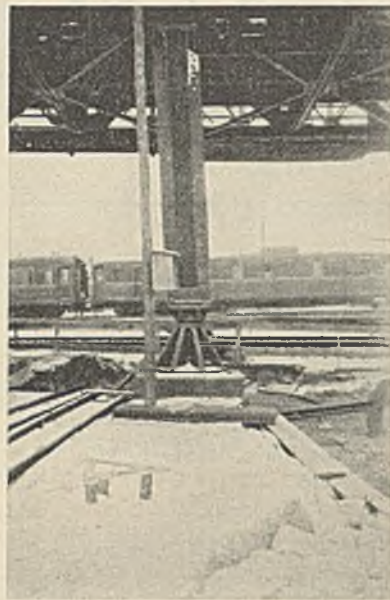


Abb. 4. Stütze des alten Bauwerks, die sich schief gestellt hat.

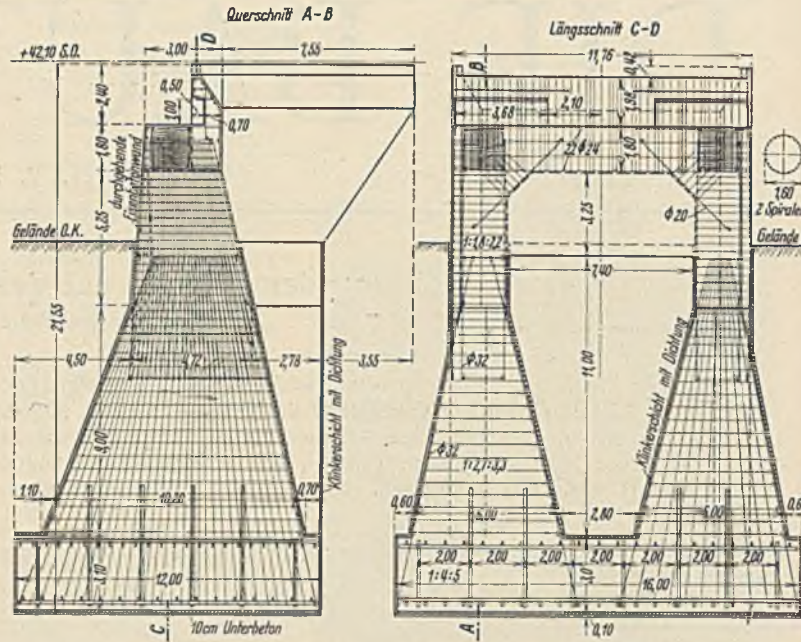


Abb. 6. Ostwiderlager.

Zur Gründung der Widerlager und des Mittelpfeilers wurden offene Baugruben angeordnet; zu ihrer Umschließung dienten Spundwände aus Larssen-Eisen Nr. 2. Beim Ostwiderlager mußten die Spundbohlen 18 m tief gerammt werden. Da ein Teil der Baugrube unter das alte Bauwerk zu liegen kam (vgl. Abb. 2), fehlte es hier an Höhe für die 18 m langen Spundbohlen. Sie mußten daher in Stücken von 4 bis 5 m Länge gerammt und verlascht werden.

Schwierigkeiten entstanden durch die Nähe der Gründungen des alten Bauwerks. Durch die Rammung wurde das Gefüge des Baugrundes gelockert. Die dem neuen Ostwiderlager benachbarten Gründungen der alten Zwischenportale 3 und 4 begannen sich schief zu stellen und sich zu senken. Auf den alten Überbauten mußte daher langsam gefahren und jede Zugkreuzung vermieden werden. Man versuchte zunächst die Last der alten Brücke durch hölzerne Gerüste von den Portalgründungen wegzunehmen und auf eine größere Bodenfläche zu übertragen, aber diese Maßnahme nützte wenig. Als die weiter unten näher beschriebene Grundwassersenkung begann, sackten die Portale 3 und 4 noch bedrohlicher ab; die Senkungen betragen 9 bis 10 cm, die Stützen stellten sich schief, eine stand schließlich 17,5 cm aus dem Lot. Abb. 4 zeigt eine der schiefstehenden Stützen. Die Brücke kam erst zur Ruhe, als je vier Wolfsholz-Bohrpfähle von 32 cm Durchm. vor und hinter jeder Portalgründung 18 m tief eingebracht, oben durch Eisenbetonplatten verbunden und die Portale darauf abgefangen wurden (Abb. 5). Jeder Bohrpfahl hatte 36 t aufzunehmen. Nun konnten die Portale wieder gehoben und ausgerichtet werden. Am Mittelpfeiler und am Westwiderlager war der Boden weniger ungünstig. Hier führte die Rammung nicht zu Bewegungen des alten Bauwerks.

Wie der Grundriß des Mittelpfeilers in Abb. 2 erkennen läßt, ist die Gründung des Pfeilers an den schmalen Seiten schief abgeschlossen. Diese Form wurde gewählt, weil die Spundwände bei rechteckiger Grund-

fläche des Pfeilers die benachbarten Gleise schief geschnitten hätten. Die Spundwände, die hier in den nächtlichen Betriebspausen gerammt werden mußten, ließen sich viel einfacher senkrecht und parallel zum Gleis als im schiefen Winkel dazu schlagen.

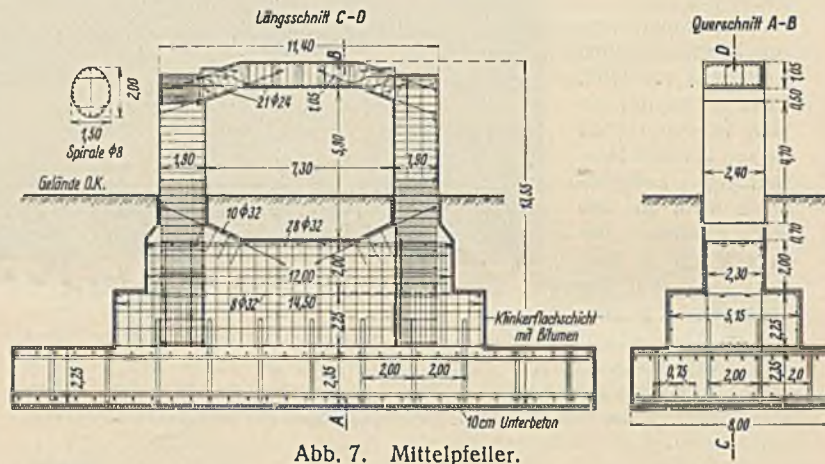


Abb. 7. Mittelpfeiler.

Zur Ausschachtung des Bodens und zum Betonieren mußte das Grundwasser gesenkt werden, und zwar beim östlichen Widerlager von 32,0 bis auf 20,0 m über NN. Hierzu waren neun Tiefbrunnenpumpen von 40 cm Durchm. notwendig; die Rohre wurden 22 m tief gebohrt, teils innerhalb und teils außerhalb der Baugrube. Die Tiefpumpenanlage wurde in die eingesetzten Filterrohre montiert. Jede einzelne Pumpe erforderte an elektrischer Energie 8 bis 9 kW und leistete 15 l/sek. Das Wasser floß

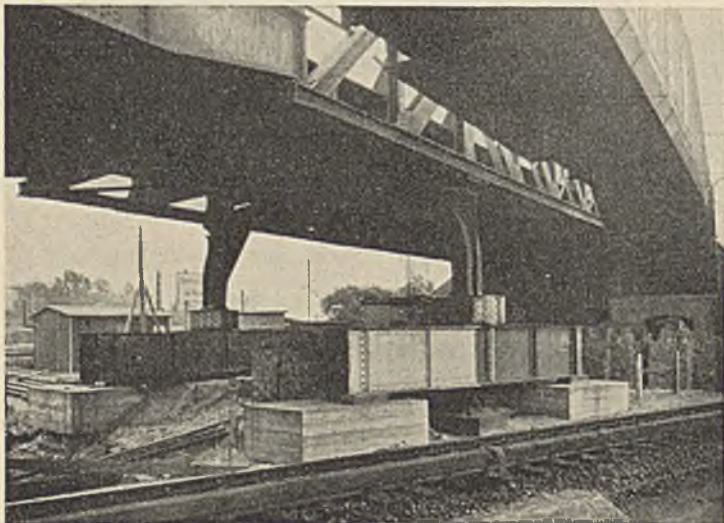


Abb. 5. Abfangung von Portal 4.

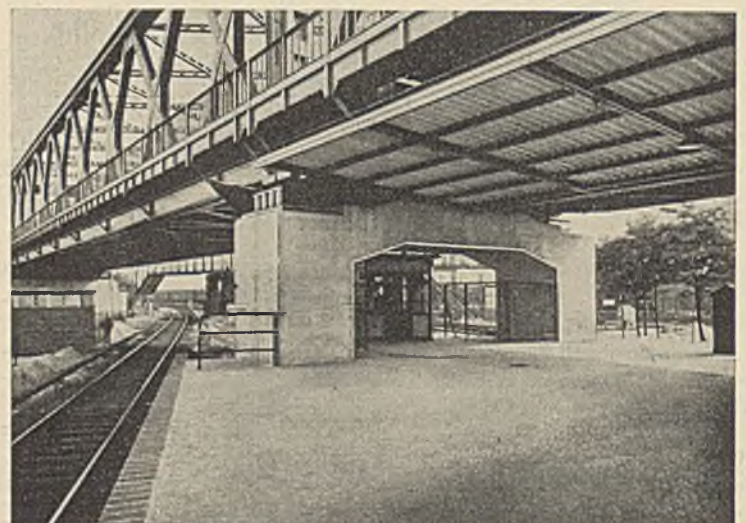


Abb. 8. Ansicht des Mittelpfeilers.

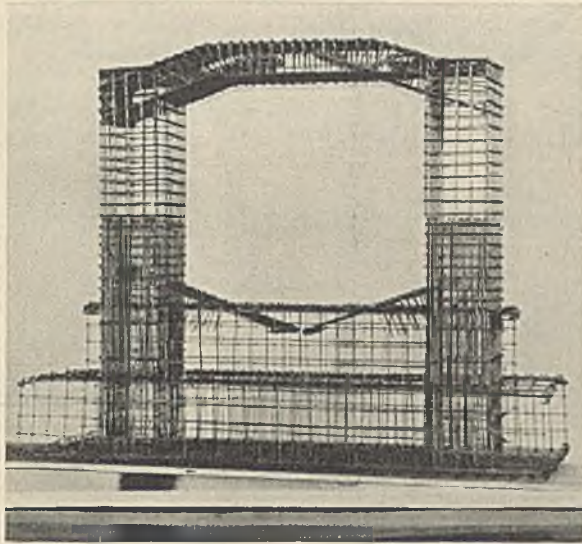


Abb. 9. Bewehrung des Mittelpfeilers.

Innern mit Bitumen gestrichen wurde. Zum Betonieren wurde bei der Gründung Hochofenzement, für die aufgehenden Teile Portlandzement verwendet. Als grober Zuschlagstoff zum Beton diente anfangs Splitt, später gesiebter Kies, der sich als wirtschaftlicher erwies. Das Ostwiderlager (Abb. 6) und der Mittelpfeiler (Abb. 7) wurden bei ihrer großen Höhe nicht massiv hergestellt, sondern in je zwei Einzelpfeiler aufgelöst, die oben durch einen Eisenbetonbalken verbunden sind und den Druck des Bauwerks auf eine gemeinsame Grundplatte übertragen. Beim Ostwiderlager ist diese Aufteilung äußerlich nicht zu sehen, die Öffnung zwischen den beiden Pfeilern ist hier über dem Gelände wegen des anschließenden Dammes durch eine Eisenbetonwand geschlossen. Dagegen läßt der auf dem Bahnsteig stehende Mittelpfeiler, wie aus Abb. 8 zu erkennen ist, in seiner Mitte einen freien Durchgang für die Reisenden. Abb. 9 zeigt ein Modell von der Bewehrung des Mittelpfeilers.

Das Grundwasser wurde beim Mittelpfeiler bis auf 26,3 m über NN abgesenkt, hierzu dienten fünf Tiefbrunnen.

Beim Westwiderlager brauchte das Wasser nur auf 29,5 m über NN abgesenkt zu werden, dazu genügte eine Kreiselpumpenanlage mit elf Brunnen von 10 bis 11 m Tiefe. Das Westwiderlager wurde in Stampfbeton massiv ausgeführt (Abb. 2). Da die Gründung bei der geringeren Tiefe des tragfähigen Baugrundes hier weniger schwierig und kostspielig war als am Mittelpfeiler und am Ostwiderlager, wurde das Westwiderlager so ausgebildet, daß es die Bremskraft für das gesamte Bauwerk aufnehmen kann. Der Mittelpfeiler und das Ostwiderlager werden nicht durch Bremskräfte beansprucht.

Unter den Auflagerpunkten ist bei beiden Widerlagern und beim Mittelpfeiler eine starke spiralförmige Bewehrung angeordnet. Sie hat beim Mittelpfeiler elliptischen Grundriß wegen der rechteckigen Form der darauf ruhenden Lagerplatte (vgl. Abb. 7).

Die Gründungsarbeiten wurden im November 1930 begonnen und im August 1931 vollendet. Sie wurden von der Firma Gott-

durch eine sonst unbenutzte Entwässerungsleitung der Reichsbahn in die Spree. Wo sich zwischen den Spundbohlen undichte Stellen zeigten, wurde Tricosal III mit gutem Erfolg zur Dichtung verwendet.

Die chemische Untersuchung des Grundwassers ergab, daß es beton-schädlich war. Daher wurde die Gründung mit einem Klinkertrog umgeben (Abb. 6), der im

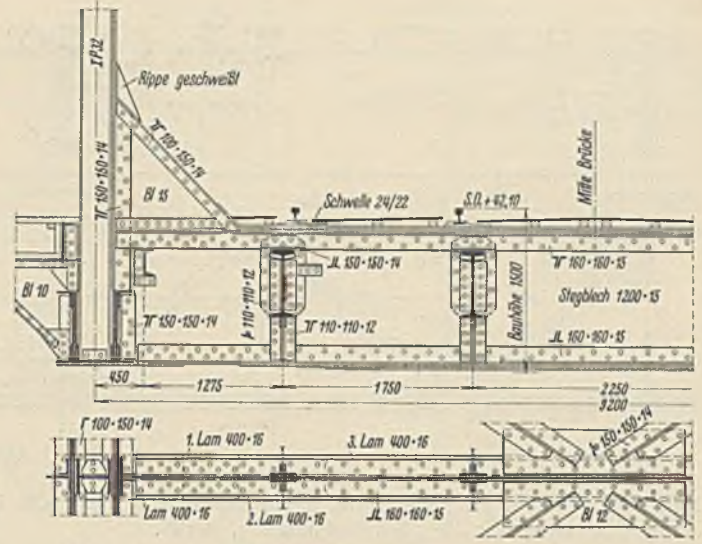


Abb. 12. Normaler Querträger.

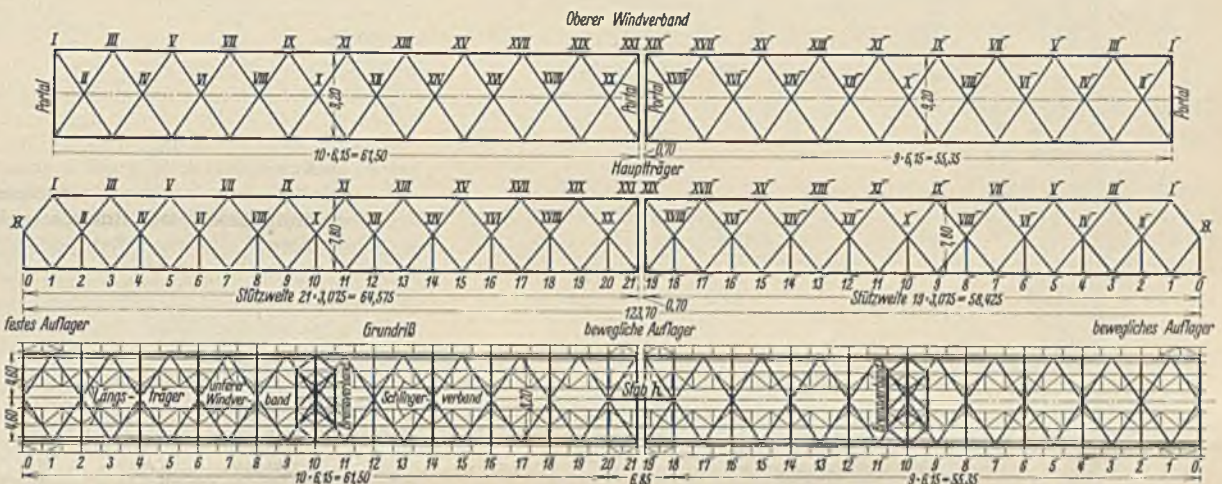


Abb. 10. System der Überbauten.

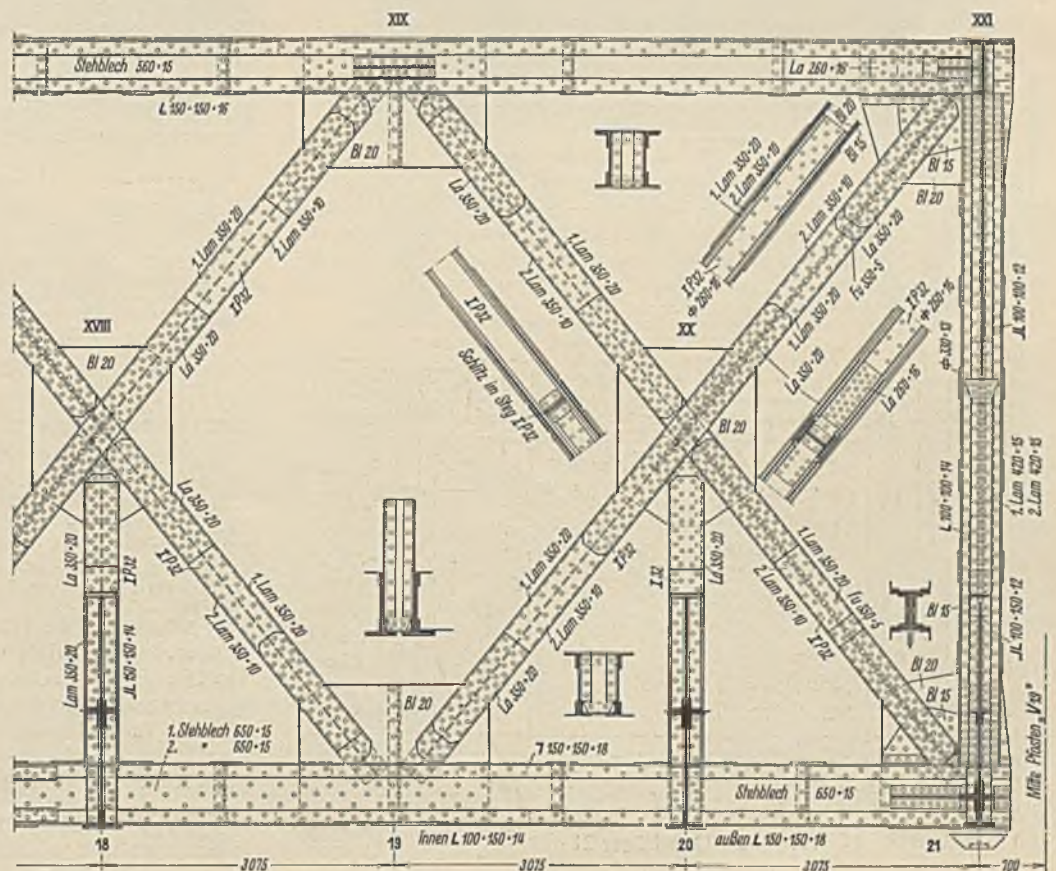


Abb. 11. Hauptträger.

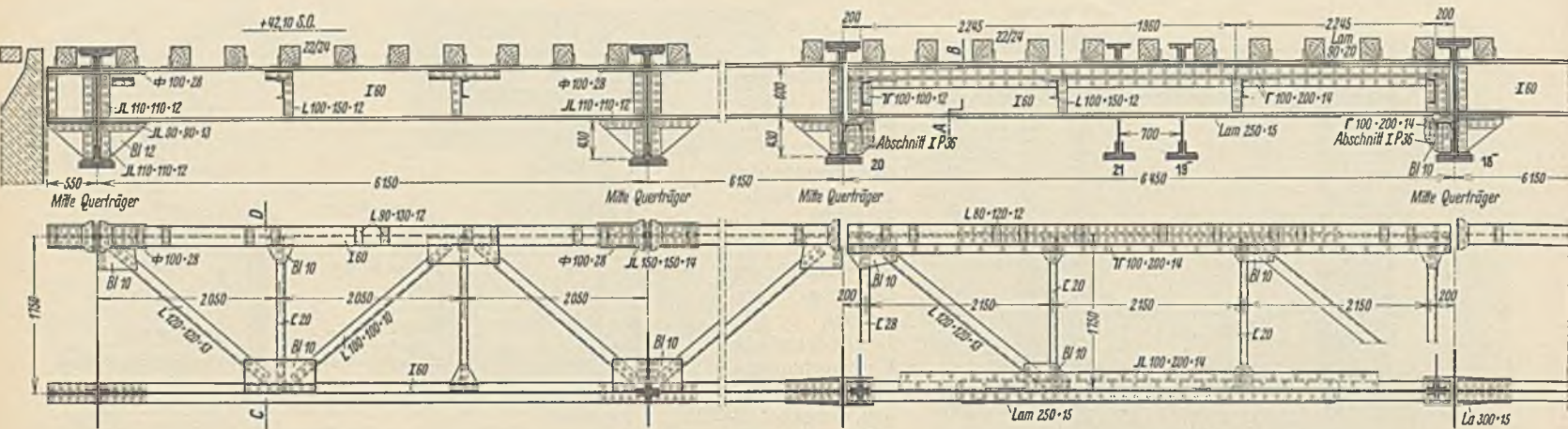


Abb. 13. Längsträger.

leb Tesch, Berlin, ausgeführt; deren Unterunternehmer für die Grundwasserabsenkung war die Siemens-Bauunion, Berlin.

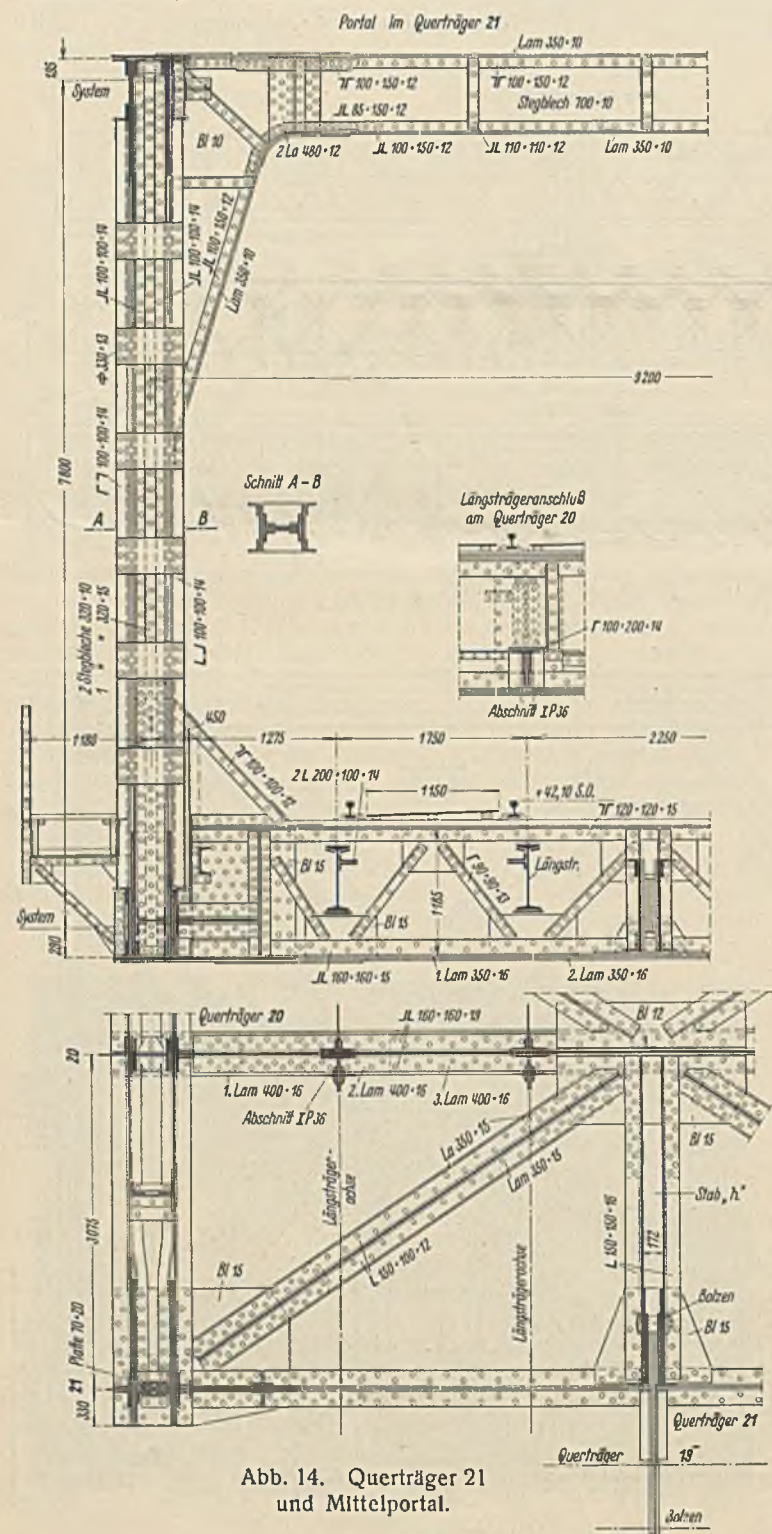


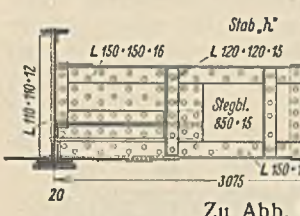
Abb. 14. Querträger 21 und Mittelportal.

c) Die stählernen Überbauten.

Die stählernen Überbauten sind Rautenfachwerke mit Hilfspfosten, die an den Kreuzungspunkten der Streben angehängt sind. Querträger sind nur an den Hilfspfosten, nicht an den unteren Ecken der Rauten vorhanden, sie bilden mit den Hilfspfosten Halbrahmen¹⁾.

Die Feldweite beträgt 6,15 m. Die Stützweiten der beiden Überbauten sind verschieden groß, sie ergaben sich aus dem schiefen Kreuzungswinkel der beiden Bahnlinien und aus der Lage des Mittelpfeilers im Schnittpunkte der Brückenachse mit der Mittellinie des Bahnsteigs. Der größere Überbau hat 64,575 m Stützweite mit 10 1/2 Feldern und der kleinere Überbau 58,425 m Stützweite mit 9 1/2 Feldern (Abb. 10). Die halben Felder beider Überbauten liegen am Mittelpfeiler nebeneinander und sind durch senkrechte Pfosten abgeschlossen. Diese Endpfosten sind in jedem Überbau zu einem Rahmen verbunden, sie sind gleichzeitig Auflager- und Stabilitätsstäbe des Rautensystems. Die Auflagermitten beider Überbauten liegen auf dem Mittelpfeiler 700 mm auseinander, der Spalt zwischen den Gurtenden der Hauptträger beträgt nur 40 mm. Hierdurch entsteht, da beide Überbauten die gleiche Systemhöhe von 7,80 m haben, beim Beschauer der Eindruck eines über drei Stützen durchlaufenden Balkens. In Wirklichkeit sind aber die Hauptträger beider Überbauten völlig voneinander getrennt.

Die Gurtungen der Hauptträger haben einen doppelwandigen Querschnitt. Die Decklamellen des Obergurtes gehen auf die ganze Länge durch, der Untergurt ist offen (Abb. 11). Als Grundprofil für die Streben und Hilfspfosten wurde fast durchweg ein Träger IP 32 gewählt, der je nach der Stabkraft durch Steg- und Flanschlammellen verstärkt wurde. Der Kreuzungspunkt der Streben ist in Abb. 11 dargestellt. Bei der Berechnung

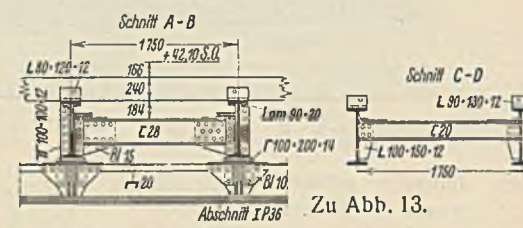


Zu Abb. 14.

wurden die aus der Querträgerbelastung herührenden waagerechten Kräfte, die senkrecht zur Hauptträgerenebene in den Kreuzungspunkten der Streben angreifen, ermittelt; die entstehenden Biegemomente wurden bei den Querschnittbemessung der Streben und Hilfspfosten berücksichtigt.

Der Gleisabstand beträgt auf der neuen Brücke 4 m. Hieraus ergab sich ein Hauptträgerabstand von 9,20 m. Die Höhe der Querträger ist 1296 mm, also $\frac{1}{7,1}$ ihrer Stützweite (Abb. 12). Die Längsträger bestehen aus Trägern I 60, ihre Höhe ist $\frac{1}{10,2}$ ihrer Stützweite von 6,15 m. Die Längsträger sind im Obergurt durch Laschen, die die Querträger durchdringen, kontinuierlich verbunden, außerdem sind sie durch Konsole an den Querträgern gestützt (Abb. 13). Ein Schlingerverband steift die Längsträger gegen seitliche Kräfte aus. Die Bauhöhe der Brücke beträgt 1,50 m. Die Tangenten an den Biegeellnien beider Überbauten bilden über dem Mittelpfeiler eine Spitze. Um trotzdem einen ruhigen Lauf der Fahrzeuge über die Brücke zu erreichen, gehen die Längsträger von Quer-

¹⁾ Vgl. Krabbe: Der Rautenträger mit Anschluß der Querträger an Hilfspfosten in den Kreuzungspunkten der Streben, Bautechn. 1929, Heft 8, S. 117. — Derselbe: Die Erneuerung der Brücken über den Obergraben und den Untergraben bei Steele, Bautechn. 1931, Heft 53, S. 739.



Zu Abb. 13.

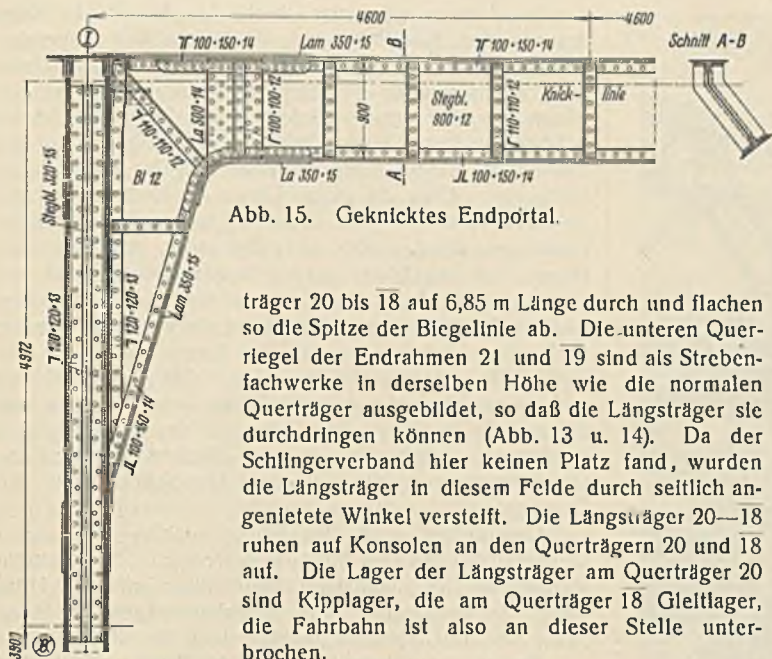


Abb. 15. Geknicktes Endportal.

träger 20 bis 18 auf 6,85 m Länge durch und flachen so die Spitze der Biegelinie ab. Die unteren Querriegel der Endrahmen 21 und 19 sind als Strebenfachwerke in derselben Höhe wie die normalen Querträger ausgebildet, so daß die Längsträger sie durchdringen können (Abb. 13 u. 14). Da der Schlingerverband hier keinen Platz fand, wurden die Längsträger in diesem Felde durch seitlich angeordnete Winkel versteift. Die Längsträger 20—18 ruhen auf Konsolen an den Querträgern 20 und 18 auf. Die Lager der Längsträger am Querträger 20 sind Kipplager, die am Querträger 18 Gleitlager, die Fahrbahn ist also an dieser Stelle unterbrochen.

Ungefähr in der Mitte jedes Überbaues liegt ein Bremsverband, und zwar nahezu in Systemhöhe der Hauptträgeruntergurt. Die Bremskräfte des westlichen Überbaues werden durch den Bremsverband in die Unter-

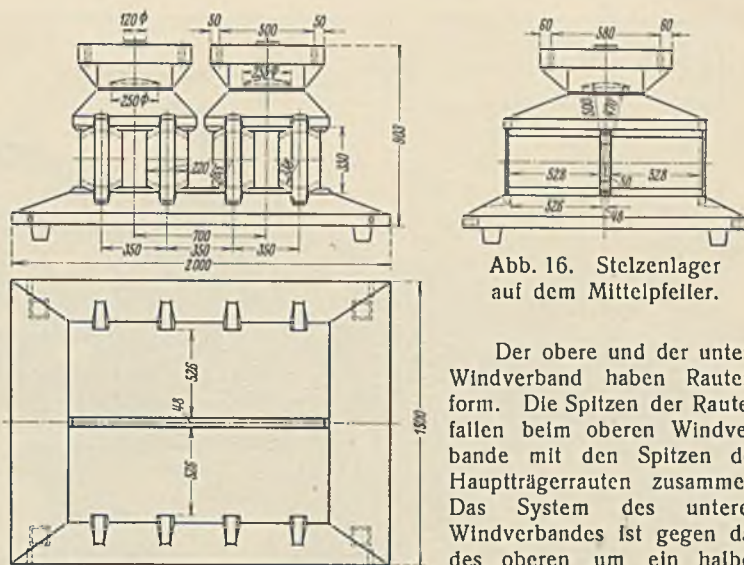


Abb. 16. Stelzenlager auf dem Mittelpfeiler.

Der obere und der untere Windverband haben Rautenform. Die Spitzen der Rauten fallen beim oberen Windverband mit den Spitzen der Hauptträgerrauten zusammen. Das System des unteren Windverbandes ist gegen das des oberen um ein halbes Feld versetzt. Seine Spitzen

liegen an den Anschlüssen der Querträger und Hilfspfosten an den Hauptträgeruntergurt. Der obere Windverband gibt seine Auflagerkräfte an die lotrechten Rahmen über dem Mittelpfeiler und an die beiden geknickten Endportale ab, die aus den Auflagerpfosten, den ersten oberen Streben $\otimes 1$ und $\otimes I$ und ihren oberen und unteren Verbindungen bestehen (Abb. 15). Diese geknickten Portale stellen geschlossene Rahmen dar, für die Berechnung der Hauptträger sind aber in den Punkten \otimes Gelenke angenommen.

Die beweglichen Lager auf dem östlichen Widerlager sind Zweirollenlager, der Halbmesser der Rollen ist 175 mm. Die Lager auf dem Mittelpfeiler sind Zweistelzenlager. Die Stelzen haben 165 mm Halbmesser und einen gegenseitigen Abstand von 350 mm (Abb. 16). Es ist



Abb. 17. Durchblick durch die fertigen Überbauten.

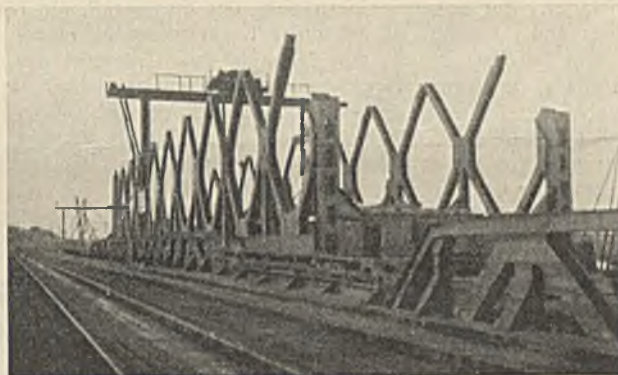


Abb. 18. Zusammenbau von der alten Brücke aus gesehen.

gurt der Hauptträger und weiter unmittelbar in die festen Lager auf dem westlichen Widerlager geführt. Dieses Widerlager soll aber, wie schon unter b) erwähnt, die gesamte Bremskraft des ganzen Bauwerks von $58,425 + 0,700 + 64,575 = 123,700$ m Länge aufnehmen. Der östliche Überbau hat daher nur bewegliche Lager erhalten; seine Bremskraft, die im Maximum 169 t beträgt, muß auf den westlichen Überbau übergeleitet werden. Dies geschieht durch den in der Mitte der Fahrbahn liegenden Stab „h“ (Abb. 14). Der Stab „h“ ist im westlichen Überbau fest angeschlossen an die Querträger 20 und 21 und im östlichen Überbau an die Querträger 19 und 18. Er ist zweiwandig und umschließt einen Augenstab, den eigentlichen Kupplungsstab zwischen 21 und 19, der auf beiden Seiten durch Bolzen von 170 mm Durchm. drehbar angeschlossen ist, so daß er die Durchbiegung der Überbauten nicht behindert. Zur Übertragung der Bremskraft vom Untergurt des östlichen Hauptträgers in den Stab „h“ und von diesem in den Hauptträgeruntergurt des westlichen Überbaues sind die Querträger 18 und 20 und die anschließenden Windverbandstäbe entsprechend stark ausgebildet.

sonst üblich, den Stelzen einen geringeren Abstand im Verhältnis zu ihrem Halbmesser zu geben. Hier wurde davon abgewichen, weil sich die vier Stelzen beider Überbauten auf einer 160 mm dicken gemeinsamen Grundplatte von 2,0 m Länge und 1,5 m Breite bewegen. Um eine

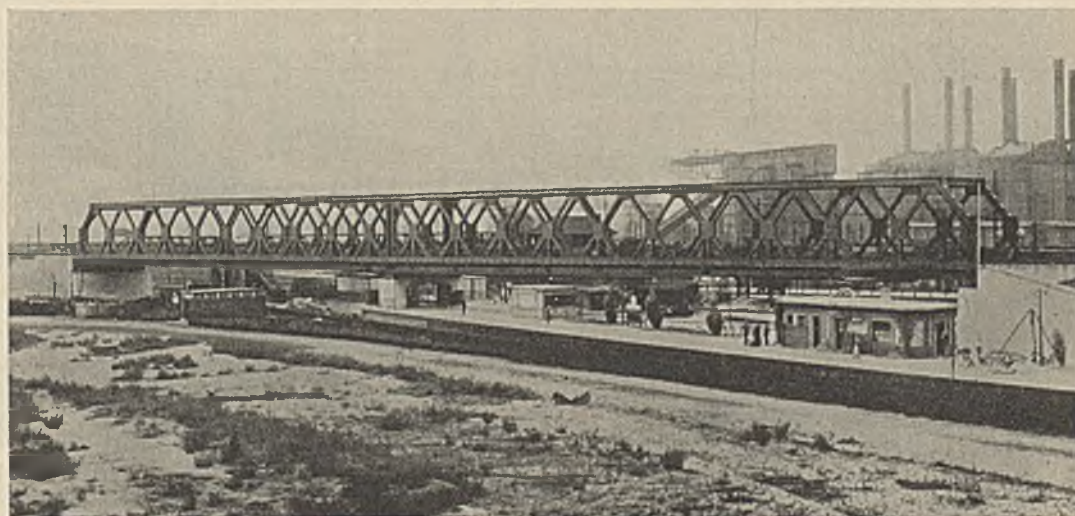


Abb. 19. Ansicht des fertigen Bauwerks.

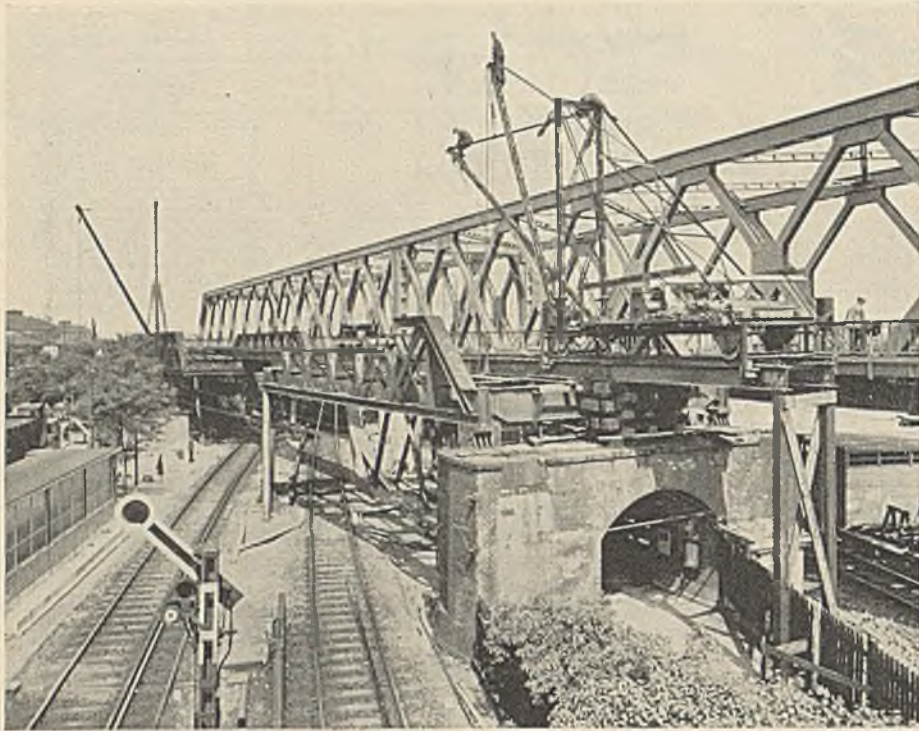


Abb. 20. Abbruch der alten Überbauten.

gleichmäßige Beanspruchung dieser Grundplatte und der darunterliegenden Eisenbetonbank zu erreichen, wurden die vier Stelzen in gleichem gegenseitigen Abstand aufgestellt. Aus der Entfernung von 700 mm zwischen den Auflagermitteln beider Überbauten ergab sich somit ein Stelzenabstand von 350 mm. Die festen Lager auf dem westlichen Widerlager sind Punktkipplager. Zur sicheren Übertragung der Bremskraft, die für jeden Hauptträger 164 t beträgt, ist der obere Lagerkörper mit einem Zapfen von 250 mm Durchm. und 42 mm Höhe in den Untergurt des Hauptträgers stramm eingepaßt. Über den beweglichen Lagern auf dem östlichen Widerlager liegen Schienenauszugvorrichtungen (Abb. 17).

An den Außenseiten der Hauptträger sind Konsole angebracht; sie tragen Fußwege von 900 mm Breite. Auch Kabelkasten für eine künftige Elektrisierung der Ostbahn sind vorgesehen.

Im September 1931 wurde mit dem Bau des Gerüsts begonnen, das

für den Zusammenbau der Überbauten diente. Es überspannte den Bahnsteig und die neben ihm liegenden Betriebsgleise. Die Konstruktionsteile für die stählernen Überbauten wurden in nächtlichen Betriebspausen auf einem der über die alte Brücke führenden Gleise herangefahren und mit einem Schwenkmast abgeladen. Ein kleiner Portalkran diente zur Förderung bis an das Aufstellgerüst. Über die ganze Länge des Gerüsts lief ein größerer Portalkran; mit seiner Hilfe wurde die Brücke zusammengebaut. Abb. 18 zeigt einen Abschnitt des Baues. Da das Aufstellgerüst in der neuen Achse der verlegten Bahnlinie stand, brauchten die Überbauten nicht mehr seitlich verschoben zu werden; sie wurden nach dem Abnieten nur auf ihre Lager abgesenkt. Im April 1932 war die Brücke fertig. Die beiden Gleise wurden nacheinander in nächtlichen Betriebspausen am 21. und 26. April von dem alten auf das neue Bauwerk geschwenkt. Abb. 19 gibt eine Ansicht der fertigen Überführung und Abb. 17 einen Durchblick durch die Überbauten.

Unmittelbar nach der Inbetriebnahme des neuen Bauwerks begann der Abbruch des alten. Die Stahlteile wurden an Ort und Stelle zerschnitten und mit Hilfe eines Schwenkkranes auf Eisenbahnwagen verladen (Abb. 20). Der Abbruch dauerte einen Monat.

Wegen der offenen Fahrbahn der Brücke mußte über dem neuen westlichen Überbau eine Rauchschutztafel aus ebenem Eternit in Stahlrahmen angeordnet. Der Stahlrahmen ist durch einen bituminösen Anstrich gegen Rost geschützt. Die Tafel ist 35 m lang, sie wurde in drei Teilen zur Baustelle geschafft und in einer nächtlichen Betriebspause an dem stählernen Überbau aufgehängt.

Die Überbauten genügen dem Lastenzug N; sie bestehen aus gekupertem Flußstahl St 37 und wiegen mit den Lagern etwa 1200 t.

Die Aufstellung des Entwurfs, der Bau der neuen und der Abbruch der alten Überbauten lagen in den Händen der Firma Steffens & Nölle AG, Berlin-Tempelhof. Die Rauchschutztafel und die Schutzdecke über dem Bahnsteig wurden von der Firma G. E. Dellschau, Berlin-Tempelhof, geliefert und eingebaut.

Die Kosten für den gesamten Bau betragen 1 620 000 RM, davon entfielen etwa 600 000 RM auf die Stahlbauarbeiten.

Beobachtungen über die Unterströmung von Staudämmen auf durchlässigem Untergrunde.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. Grünwald, Jastrow, Grenzmark Posen-Westpreußen.

Bei der Herstellung von Staudämmen ist die Sicherung des Dammkörpers gegen schädliche Unterströmung und damit verbundene Auftrieb- und Grundbruchgefahr an der Luftseite des Damms eine der wichtigsten Aufgaben. Ist undurchlässiger Untergrund in technisch und wirtschaftlich erreichbarer Tiefe vorhanden, so wird der Dichtungskörper des Staudammes mit diesem verbunden, wodurch im allgemeinen eine genügende Abdichtung gegen das strömende Grundwasser erreicht wird.

Weit schwieriger werden jedoch die Verhältnisse, wenn der Untergrund unbegrenzt aus durchlässigen Sanden besteht, oder der Anschluß an einen in größerer Tiefe etwa vorhandenen undurchlässigen Untergrund wirtschaftlich nicht mehr vertretbar ist. Der entwerfende Ingenieur wird sich in diesem Falle zu überlegen haben, ob er durch eine tief in den Untergrund hinabführende Dichtung (Spundwand oder Lehmschlitz) oder einen weit in das Staubecken vorgezogenen Lehmteppich oder auch durch beide Maßnahmen den Staudamm gegen schädliche Unterströmung genügend sichern kann.

Ein rechnerischer Nachweis des Strömungsdruckes wird nur in den ganz seltenen Fällen möglich sein, wo bis zu größerer Tiefe ein homogener Untergrund vorhanden ist. Im nordostdeutschen Stromgebiete, besonders aber auf dem baltischen Höhenzug, ist jedoch nach den Erfahrungen beim Bau fast aller Pommerschen Talsperren der geologische Aufbau des Untergrundes in der Struktur der Sande und Kiese stark wechselnd, so daß sich ein einwandfreies geologisches Bild zur Bestimmung der Durchlässigkeitsbeiwerte kaum konstruieren läßt. Man wird daher meistens auf die Erfahrungen an ausgeführten Bauten zurückgreifen müssen.

Der Verfasser hatte als örtlicher Bauleiter der von der Überlandzentrale Pommern AG erbauten Talsperren an der Küddow Gelegenheit, die Wirkung senkrechter und waagerechter Dichtungen zu untersuchen. Über die Erfahrungen an der Talsperre Jastrow soll auf Grund der vorgenommenen Messungen an den Grundwasserbeobachtungsbrunnen berichtet werden.

Beschreibung der Anlage: Für die vorgesehene Stauhöhe von 7,20 m mußte das Flußtal

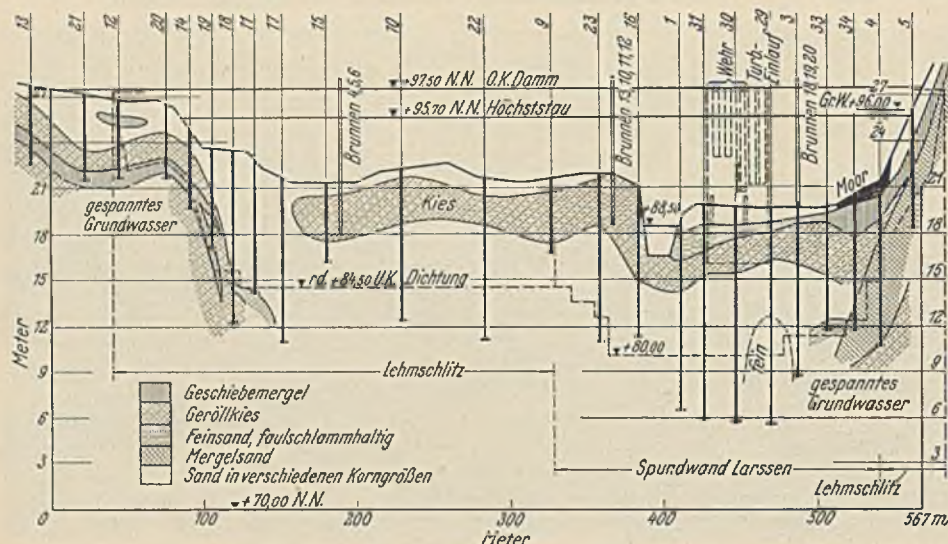


Abb. 1. Geologischer Querschnitt durch das Flußtal.

durch einen Staudamm von rd. 560 m Länge abgeriegelt werden. Als Untergrund wurde in 35 Bohrlöchern, die teilweise bis 16 m Tiefe abgetäuft wurden, fast nur Sand und Kies in wechselnder Korngröße festgestellt (s. Abb. 1). Nur an den seitlichen Hängen wurde in rd. 110 m Breite am linken Hang (s. Bohrlöcher 13, 21, 12, 20, 14, 19) und in rd. 70 m Breite am rechten Hang (s. Bohrlöcher 33, 34, 4, 5) dichter Geschiebemergel und Mergelsand in erreichbarer Tiefe angetroffen.

Als Dichtung wurde im Entwurf vor dem Entlastungsbauwerk und dem Krafthaus, die in einem Baublock vereinigt sind, und beiderseits davon, sowie im alten Flußbett eine eiserne Spundwand vorgesehen. Die östlich anschließende Hochebene erhielt als senkrechte Dichtung einen etwa 7 m tiefen Lehmschlitz, der in ausgesteifter Baugrube unter Absenkung des Grundwassers um etwa 4 m eingebaut wurde. An den seitlichen Hängen wurde der Lehmern des Staudammes mit dem dichten Untergrund durch einen Lehmschlitz verbunden. Die bei den Bohrungen festgestellten Geröllkieschichten wurden durch diese senkrechte Dichtung durchfahren und abgeriegelt.

In der westlichen Flußauflage lag, in einer Tiefe von etwa 0,70 m beginnend, eine 20 bis 100 cm dicke, humose und faulschlammhaltige Feinsandschicht, die sich etwa bis 80 m stromaufwärts des Staudammes erstreckte (Abb. 2). Diese Schicht wurde als natürlicher Dichtungsteppich angesehen, und entsprechend dem Gutachten der Preußischen Geologischen Landesanstalt wurde auf ihre Erhaltung und sorgfältige Verbindung mit dem Lehmern des Staudammes großer Wert gelegt (Abb. 5). Sie hat sich gut bewährt. — Der Zuflußkanal zu den Grundablässen und das alte Flußbett wurden mit einem 0,50 m dicken Lehmteppich abgedeckt, der mit der Faulschlamm-schicht sorgfältig verbunden wurde. Dieser Lehmteppich wurde dann noch in 0,30 m Dicke über das Baufeld der Trockenfloßbahn hinausgezogen, um die durch das Aufstellen eines Anlegesteges verursachte Zerstörung der Humusdecke unschädlich zu machen. Unter diesen Lehmteppich wurde der Filter des Brunnens 13 gesetzt, um den durch den Lehmteppich verursachten Druckabfall des Sickerwassers messen zu können. Er wurde während des Richtens des Anlegesteges aufgestellt und 1 m dick dichtschließend mit Lehm umstampft, um das Durchdringen von Wasser am Rohr zu verhindern und ein einwandfreies Bild des Strömungsdruckes zu erhalten. Der Filter dieses Brunnens steht 1,40 m unter dem Lehmteppich.

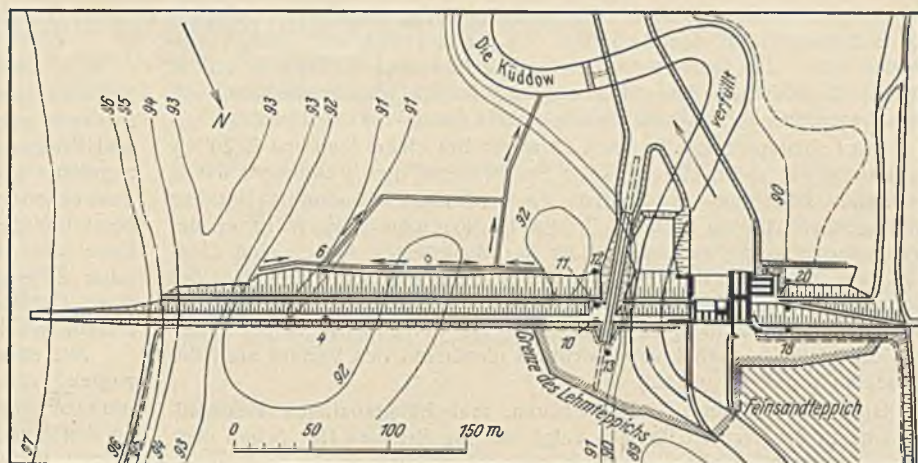


Abb. 2. Lageplan des Staudammes.

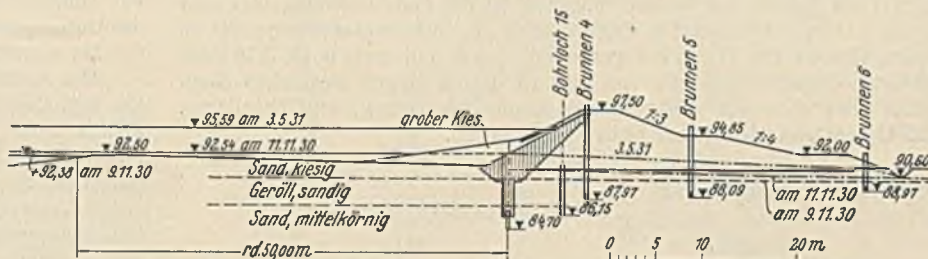


Abb. 3. Dammquerschnitt bei den Brunnen 4, 5 und 6.

In Abb. 6 sind die täglichen — z. T. auch zweimal täglich — Pegelabmessungen des Stauspiegels und der Grundwasserbrunnen vom Beginn der Füllung des Beckens an aufgetragen, und zwar, um die Übersichtlichkeit des Bildes zu wahren, nur die Brunnen 13, 4, 10 und 18. Der Einfluß des Lehmteppichs wird von Anfang an durch den Brunnen 13 angezeigt. Im übrigen folgen die Brunnenwasserstände mit allmählich sich vergrößerndem Höhenunterschiede dem Stauspiegel, die Spitzen abgedämpft, jedoch fast ohne zeitliche Verzögerung gegenüber dem Stauspiegel. Dies ist ein Zeichen dafür, daß der Spannungsausgleich im Grundwasser sehr schnell vor sich geht. Auffällig ist jedoch das plötzliche Ansteigen des Brunnens 4 am 10. November 1930. Dieser Vorgang ist

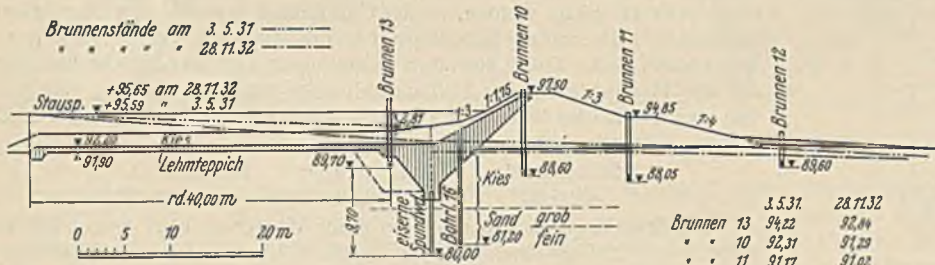


Abb. 4. Dammquerschnitt bei den Brunnen 13, 10, 11 und 12.

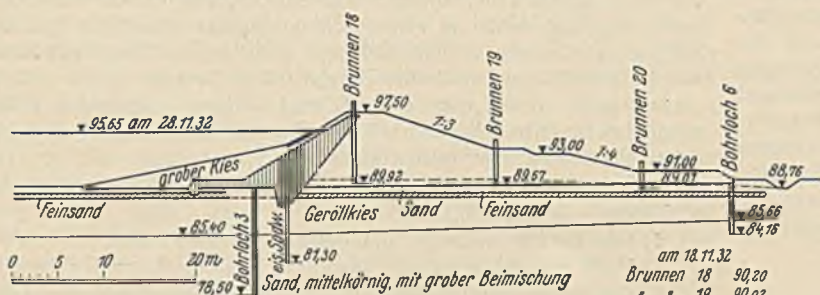


Abb. 5. Dammquerschnitt bei den Brunnen 18, 19 und 20.

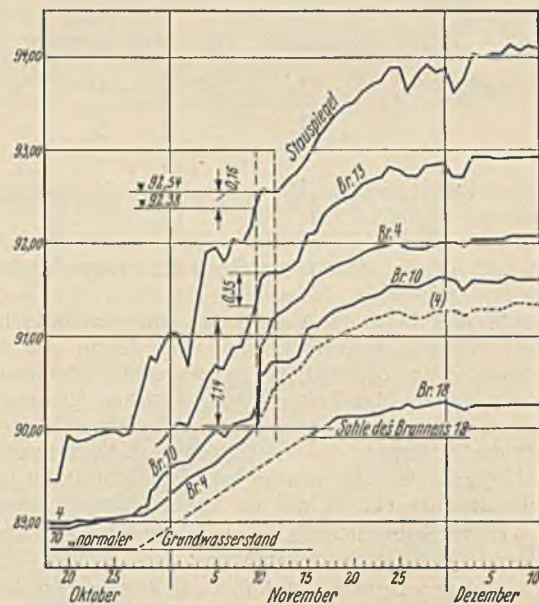


Abb. 6. Spiegelkurven während des Füllens.

Ergebnisse der Brunnenbeobachtungen: Von den zahlreichen Grundwasser-Beobachtungsbrunnen sollen folgende drei charakteristische Profile betrachtet werden:

Brunnenprofil 4, 5, 6. Der Untergrund ist hier nur durch den Lehmern unter dem Staudamm gedichtet (Abb. 3).

Brunnenprofil 10, 11, 12. Der Untergrund ist durch die eiserne Spundwand und einen 30 cm dicken, 1. M. 40 m breiten Lehmteppich gedichtet (Abb. 4).

Brunnenprofil 18, 19, 20. Der Untergrund ist durch die eiserne Spundwand gedichtet, außerdem durch einen rd. 80 m breiten, faulschlammhaltigen natürlichen Feinsandteppich (Abb. 5).

folgendermaßen zu erklären: Im Bereich dieses Brunnens liegt etwa 50 m vor dem Staudamm eine Bodenwelle auf rd. 92,50 NN, während das Gelände unmittelbar vor dem Staudamm auf rd. 91,70 NN liegt. Solange der Stauspiegel unter der Ordinate 92,50 NN lag, wurde der freie Seespiegel etwa 50 m vom Staudamm ferngehalten. Dies war am 9. November um 16 Uhr bei einem Stau von 92,38 NN noch der Fall. Bis zum 10. November morgens 8 Uhr war der Stau auf 92,58, später auf 92,54 NN angespannt, so daß der freie Stauspiegel jetzt unmittelbar vor dem Lehmern des Staudammes stand. Einer Stauerhöhung von 0,16 m folgte ein ruckartiges Anziehen des Brunnens 4 um 1,14 m. Aus diesem Vorgang darf der Schluß gezogen werden, daß das Ansteigen des Brunnens 4 in

seinem gleichmäßigen Verlauf nicht gestört worden wäre, wenn zwischen der Bodenwelle und dem Lehmteppich ein Lehmteppich nach Abb. 4 vorhanden wäre. Die Bodenwelle hat die Funktion des Lehmteppichs erfüllt, nämlich dem Sickerwasser einen möglichst langen Weg zuzuweisen. Mit dem Augenblick ihrer Überströmung wurde diese Wirkung hinfällig.

Der Lehmteppich am Brunnen 13 wurde bei einem Stau von 92,30 NN vollständig überspült, ohne daß die Spiegelkurve dieses Brunnens davon wesentlich beeinflußt worden ist. Es sind auch bei diesem Brunnen Störungen vorhanden, z. B. am 9. und 15. November 1930, in denen der Brunnenpegel schneller ansteigt, als der Stauspiegel, jedoch sind diese wohl auf plötzliche Verlagerungen des Untergrundes (Füllboden des Floßbahngerüstes) zurückzuführen. Mit dem Verlauf der Kurve des Brunnens 4 sind sie nicht zu vergleichen. Bei Vorhandensein eines Lehmteppichs hätte Brunnen 4 voraussichtlich annähernd den Verlauf nach der gedachten Kurve (4) gehabt.

Die gute Wirkung des natürlichen, faulschlammhaltigen Felsandteppichs in der rechten Flußbaue zeigt sich im Brunnen 18. Schon nach kurzer Zeit zeigt er einen erheblich geringeren Druck an als die Brunnen 4 und 10. Mit einem Druckunterschied von rd. 5,50 m gegen den Stauspiegel am Schluß der Beobachtungszeit ist die Unterströmung hier sehr gering. Dementsprechend gering ist auch die Sickerwassermenge, die in einem Graben am Dammfuß gesammelt wird und nur noch 0,16 l/sek beträgt. Obgleich also hier von dem rd. 100 m langen westlichen Staudamm etwa 45 m auf unbegrenztem Sandboden stehen, sind Staudamm und Untergrund als nahezu dicht anzusprechen.

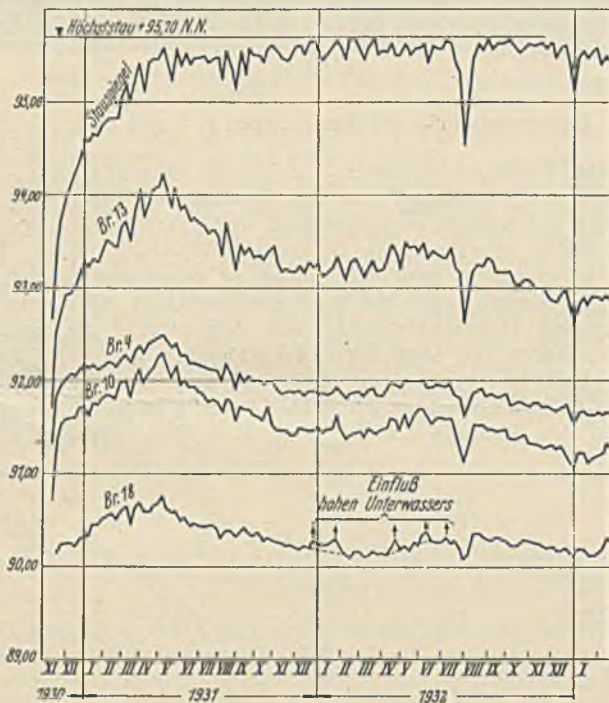


Abb. 7. Spiegelkurven in der ganzen Beobachtungszeit.

In Abb. 7 ist der Verlauf der Brunnenstände in der gesamten Beobachtungszeit dargestellt, und zwar derart, daß für jede Woche der Höchststau im See mit den gleichzeitigen Brunnenständen aufgetragen wurde, da sich das Auftragen der täglichen Messungen aus Raumangel verbot. Schon in dieser verhältnismäßig kurzen Beobachtungszeit bestätigt sich die Erfahrung, die schon häufig mit Staudämmen auf durchlässigem Untergrund gemacht worden ist, daß nämlich im Laufe der Jahre eine Selbstdichtung eintritt, die die Sicherheit des Stauwerkes vergrößert.

Diese Selbstdichtung ist nach den hier gemachten Erfahrungen auf folgende Ursachen zurückzuführen:

1. Ablagerung von Sinkstoffen auf der Beckensohle,
2. Bildung einer Algendecke auf der Beckensohle,
3. Allmähliche Verdichtung des Untergrundes
 - a) durch Setzung, hervorgerufen durch die Verminderung der Reibung zwischen den Bodenteilchen infolge der Anfüllung der Poren mit Wasser und durch die Belastung mit der Wassersäule,
 - b) durch Umlagerung des bisher trockenen Bodens infolge der Grundwasserströmung. Die kleineren Bodenteilchen, die in den Poren der größeren Körner beweglich sind, werden durch die Strömung in Bewegung gesetzt und klemmen sich in die Zwischenräume der größeren Körner. Hierdurch tritt in gewissen Zonen eine Verkleinerung des Porenvolumens und damit eine Verengung des Durchflußquerschnittes ein. Dieselben Erfahrungen wurden bei

Grundwasserabsenkungen mit Rohrbrunnen gemacht, die in ihrer Ergiebigkeit plötzlich nachließen!).

Die unter 1. und 2. genannten Vorgänge werden im Frühjahr und Sommer eintreten; im Frühjahr, wenn das abgehende Hochwasser mit Schlamm angereichert ist, im Sommer, wenn durch die Grabenräumungs- und Krautungsarbeiten im Einzugsgebiet dem Becken viel Moorschlamm zugeführt wird. In diesen Jahreszeiten ist auch das Wasser der Küddow ganz besonders bräunlich gefärbt. Für die Algen bietet das warme Wasser bessere Wachstumsbedingungen. Nach den hier angestellten Beobachtungen findet die Algenbildung jedoch auch in den Wintermonaten statt. Die unter 3. genannten Vorgänge werden mit Erreichung des Höchststaus ihren Größtwert erreichen und dann rasch abklingen. Der Verlauf der Kurven scheint die Richtigkeit dieser Annahmen zu bestätigen.

Mit dem Absinken des Strömungsdruckes unter dem Staudamm ist zugleich eine Verkleinerung des Gefälles zwischen den Beobachtungsbrunnen eingetreten. In Abb. 8 ist das jeweilige Gefälle im Brunnenprofil an den einzelnen Beobachtungstagen eingetragen. Die Charakteristik der Kurven ist wieder genau dieselbe wie bei den Pegelkurven der einzelnen Brunnen. Die häufigen Spitzen in der Kurve des Profils 10 bis 12 rühren von starken Veränderungen im Unterwasser her, da der Brunnen 12 durch das Unterwasser beeinflußt wird. Die Gefällkurven geben einen Maßstab für das allmähliche Nachlassen des Sickerwassers.

Das Ansteigen der Brunnen im Laufe des Sommers 1932 hängt zweifellos mit der Erhöhung der Temperatur und der dadurch verringerten Zähigkeit des Wassers zusammen. In den Wintermonaten 1931 bis 1932 und 1932 bis 1933, in denen die Wassertemperaturen ihre Mindesthöhe erreichen, zeigen auch die Brunnenkurven Tiefpunkte. Ob dieser sinusartige Verlauf der Kurven sich fortsetzen wird, kann erst nach mehreren Beobachtungsjahren einwandfrei festgestellt werden. Auf die Konstruktion des Stauwerkes ist er jedenfalls ohne Einfluß.

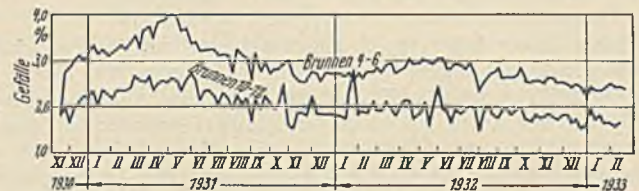


Abb. 8. Spiegelgefälle in den Beobachtungsquerschnitten.

Schlußfolgerungen. Welche Dichtungsart, ob Tiefendichtung oder Lehmteppich, im Einzelfall vorzuziehen ist, hängt von den örtlichen Verhältnissen ab und kann auch auf Grund der Beobachtungsergebnisse nicht ohne weiteres gesagt werden, da der Untergrund in den Vergleichsprofilen verschiedene Durchlässigkeitsziffern hat und auch die Vorflutverhältnisse verschieden sind. Daß jedoch dem Lehmteppich eine wesentliche Wirkung auf die Herabsetzung des Strömungsdruckes zuzusprechen ist, geht aus den einzelnotierten Sickerlinien in Abb. 4 hervor. Am 28. November 1932 wurden folgende Ablesungen gemacht:

Stauspiegel	Brunnen 13	Brunnen 10
+ 95,65	+ 92,84	+ 91,29 NN.

Der Strömungsdruck wurde also durch den etwa 40 m langen Lehmteppich um 2,81 m verringert, durch die 9,70 m unter den Filter des Brunnens 13 herabgeführte Spundwand nur um weitere 1,55 m. Infolge der Wirkung des Lehmteppichs wird der Strömungsdruck vor dem Staudamm augenscheinlich so vermindert, als ob der freie Seespiegel tatsächlich nur auf Ordinate + 92,84 NN läge, denn als der Seespiegel tatsächlich auf + 92,84 NN lag, wurde der Pegelstand im Brunnen 10 zu + 91,06 NN eingemessen. Durch eine entsprechend längere Spundwand ließe sich zweifellos dieselbe Wirkung auf den Brunnen 10 erreichen, doch spielen dabei die Kosten eine wesentliche Rolle.

Die Kosten der Dichtung für 1 lfd. m Staudamm waren in der beschriebenen Anlage folgende:

1. Für die 7,80 m lange Spundwand System Larssen, Profil II, einschließlich Herstellung und Verfüllung der Rammebene, Wasserhaltung und Umfassung mit Lehm bis zur Ordinate + 89,70 NN rd. 350,— RM
2. für den 30 cm dicken Lehmteppich einschließlich einer Kiesschutzdecke von 1 m Dicke, bei einer Breite von 40 m rd. 135,— RM.

Die Frage, in welcher Weise ein Staudamm auf unbegrenztem Sandboden abzudichten ist, spielt also wirtschaftlich eine nicht zu unterschätzende Rolle. Sie ist in jedem einzelnen Falle zu prüfen und wird entschieden werden durch die mehr oder weniger günstige Lage der erforderlichen Dichtungstoffe.

1) Siehe Dr.-Ing. Meinhart, Über das Verhalten schlackhaltigen Sandes bei Durchfluß von Wasser; Bautechn. 1930, Heft 45.

Alle Rechte vorbehalten.

Neues Verfahren zur zeichnerischen Erddruckbestimmung.

Von Dipl.-Ing. O. Mund, Mannheim.

Nach dem Rebhannschen Satze halbiert die Gleitlinie die Fläche, die von der Böschungslinie, der erdseitigen Mauerbegrenzung, der Geländelinie und der durch den Endpunkt der Gleitlinie gezogenen Parallelen zur Stellungslinie gebildet wird. Für den Sonderfall der geradlinigen Wand- und Erdbegrenzung hat Poncelet schon 1840 das bekannte Verfahren angegeben, das noch heute üblich ist.

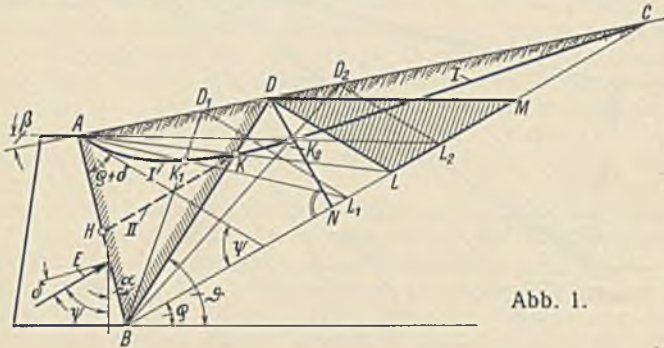


Abb. 1.

Liegt der Schnittpunkt der Böschungslinie und Geländelinie sehr weit entfernt, so nimmt die Durchführung dieses Verfahrens einen sehr großen Raum ein. Außerdem erfordert sie die Benutzung des Zirkels und die gegenüber dem Ziehen von Parallelen umständlichere Errichtung von Senkrechten. Diese Nachteile vermeidet die Culmannsche Erddruckbestimmung. Man erhält jedoch bei ihr nicht wie bei Poncelet das Erddruckdreieck im Maßstabe der Gesamtfigur, sondern bestimmt den E-Wert nur durch Rechnung. Außerdem wird der Schnittpunkt der Culmann-Linie mit der zugehörigen Gleitlinie durch eine Tangente an die erstere gefunden, was leicht eine gewisse Ungenauigkeit im Gefolge hat. Die genaue Festlegung erfordert daher oft noch besondere Hilfskonstruktionen¹⁾. Schließlich kann die Culmann-Linie zu falschen Ergebnissen bei Berücksichtigung von Einzellasten führen, worauf später zurückkommen wird.

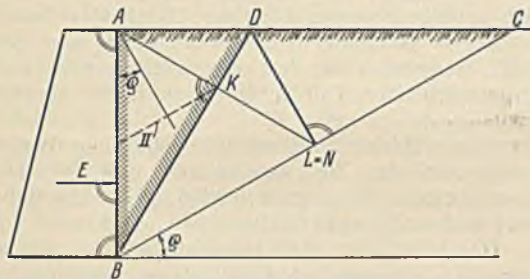


Abb. 2.

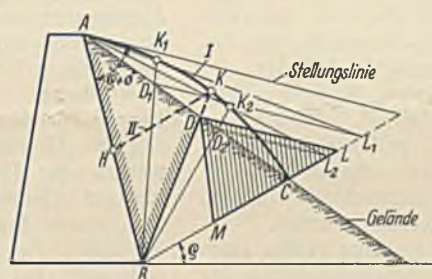


Abb. 3.

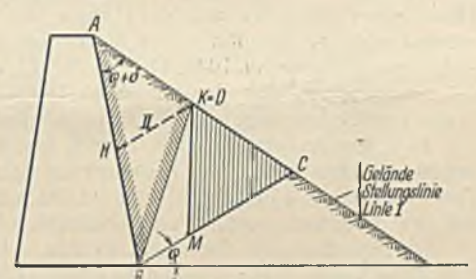


Abb. 4.

Verfasser hat ein neues Verfahren entwickelt, das in Abb. 1 dargestellt ist. AC sei die Geländelinie, BC die um den Reibungswinkel ρ gegen die Waagerechte geneigte „Böschungslinie“. Man ziehe nun von B aus zwei beliebige Gleitlinien BD_1 und BD_2 . Dann trage man wie bei Poncelet und Culmann durch A unter dem Winkel $\rho + \delta$ gegen die Mauerbegrenzung die „Stellungslinie“ nach unten an und zeichne Parallelen zu dieser Linie durch D_1 und D_2 , die die Böschungslinie BC in L_1 und L_2 schneiden. Verbindet man diese beiden Punkte mit A, so schneidet $L_1 A$ die Gleitlinie BD_1 in K_1 und $L_2 A$ die Gleitlinie BD_2 in K_2 . Die durch A, K_1 , K_2 und C gezogene Kurve ist alsdann die erste Bestimmungslinie (I) der Konstruktion. Sie entspricht in ihrer Form etwa der Culmann-Linie, obgleich sie auf ganz anderem Wege gewonnen ist. Zu ihrer Darstellung stehen jedoch zwei Bedingungen zur Verfügung, die bei der Culmann-Linie keine Geltung haben. Die Kurve geht nämlich durch den Schnittpunkt C und berührt in A die Stellungslinie. Man kommt deshalb mit zwei Zwischenpunkten aus, während Culmann zur gleichen Genauigkeit mindestens drei benötigt. Für $\rho + \delta = 0$, also für den Wert, mit dem der aktive in den passiven Erddruck übergeht, fällt sie mit der Winkelhalbierenden des Winkels ACB zusammen. Liegt C sehr weit entfernt, kann man durch eine dritte Gleitlinie BD_3 einen dritten Schnittpunkt K_3 erhalten, der dann ohne Benutzung von C die ausreichend genaue Festlegung der Kurve ermöglicht.

Nun zieht man durch den Halbierungspunkt H der Mauerrückwand \overline{AB} zu BC eine Parallele, die die zweite Bestimmungslinie (II) darstellt. Durch den Schnittpunkt K der beiden Bestimmungslinien $A K_1 K_2 C$ und HK geht die gesuchte Gleitlinie BD, worauf sich dann in bekannter Weise

das Erddruckdreieck DLM an gleicher Stelle und in gleicher Größe wie bei Poncelet und bei einem Abstände des Punktes D von der Böschungslinie BC gleich \overline{DN} der Erddruck zu $E = \gamma_e \cdot \frac{DL \cdot \overline{DN}}{2}$ ergibt.

Der Beweis ist einfach zu erbringen. Nach Rebhann ist $\triangle ADB = \triangle BDL$. Da beide Dreiecke die gleiche Grundlinie BD haben, muß der Abstand von A und L zur Gleitlinie der gleiche sein. Damit ist $\overline{AK} = \overline{KL}$ gegeben. Andererseits ist $\overline{AH} = \overline{HB}$, also $\overline{HK} \parallel \overline{BC}$. Die erste Bestimmungslinie ist nun ihrerseits der geometrische Ort der K-Punkte, also ist K durch den Schnittpunkt der beiden Linien festgelegt.

In dem Sonderfall $\alpha = 0$, $\beta = 0$, $\delta = 0$ (Abbild. 2) ist die Stellungslinie unter ρ geneigt. In diesem Falle halbiert bekanntlich die Gleitlinie \overline{BD} den Winkel $90^\circ - \rho$. Man macht also $\overline{BL} = \overline{BA}$ und erhält damit unmittelbar das gesuchte Erddruckdreieck. \overline{AL} steht hier senkrecht auf \overline{BD} .

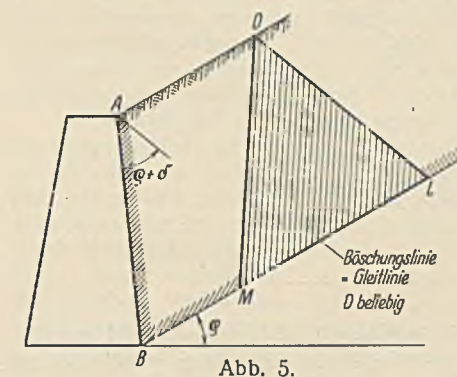


Abb. 5.

ist die Stellungslinie parallel Geländelinie, in Abb. 5 die Böschungslinie parallel der Geländelinie angenommen. In Abb. 6 ist noch der Einfluß einer Änderung des Winkels δ angegeben, indem die erste Bestimmungslinie (I) für $\delta = \rho$, $\delta = \frac{2}{3}\rho$, $\delta = \frac{1}{3}\rho$, $\delta = 0$, $\delta = -\frac{1}{3}\rho$, $\delta = -\frac{2}{3}\rho$ und $\delta = -\rho$ ermittelt wurde.

Bei gebrochener Erdlinie und bei Auflasten muß in bekannter Weise zunächst ein Ersatzdreieck gezeichnet werden, worauf die Konstruktion wieder wie vorbeschrieben durchgeführt werden kann. Die erste

Bestimmungslinie (I) weist in diesen Fällen Knickpunkte oder Sprünge auf. In Abb. 7 ist der Einfluß einer Einzellast beispielsweise behandelt. Liegt die Einzellast P, die in das Dreieck OAB verwandelt wurde, dicht neben A, so läuft Linie I von O nach K, bei P in D'' von A über K'' und K''' nach K, bei P in D von A über K_1 nach K, wobei Gleitlinie und Erddruckfläche für alle Fälle gleiche Lage und Größe haben. Rechts

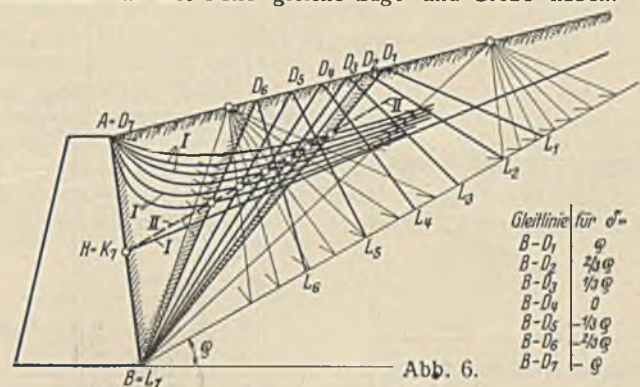


Abb. 6.

Gleitlinie	für $\delta =$
B-D1	ρ
B-D2	$\frac{2}{3}\rho$
B-D3	$\frac{1}{3}\rho$
B-D4	0
B-D5	$-\frac{1}{3}\rho$
B-D6	$-\frac{2}{3}\rho$
B-D7	$-\rho$

von D' , dem Schnittpunkte der Gleitlinie für unbelastetes Gelände, ist der Einfluß der Last verschwunden, Linie I fällt mit der ersten Bestimmungslinie für unbelastetes Gelände zusammen, von K geht die Linie annähernd geradlinig nach K' . Liegt die Last in D'' , wobei $\overline{DD''} = \overline{D'D'}$, so wirkt auf die Größe des Erddrucks nur etwa die halbe Last P. Dementsprechend schneiden sich eine mit dem Ersatzdreieck $O'AB \approx \frac{1}{2}OAB$ konstruierte Linie I $O'K''$ und die Parallele durch den Halbierungspunkt H'' im Punkte K'' .

¹⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1916, S. 563, Buchwald, Auflasten bei Erddruckermittlungen.

In Abb. 7 ist zum Vergleich auch die Culmann-Linie eingetragen. Sie läuft bei P dicht neben A von K_{c1} über K_c nach K'_c , bei Last in D von B über K_{c1} , K_c , nach K'_c und weiter wie vorher. Auch hier ergibt sich also für alle Lagen zwischen A und D die gleiche Gleitlinie BD und der gleiche Wert des Erddrucks. Es wird nun für Last P in D' zuweilen

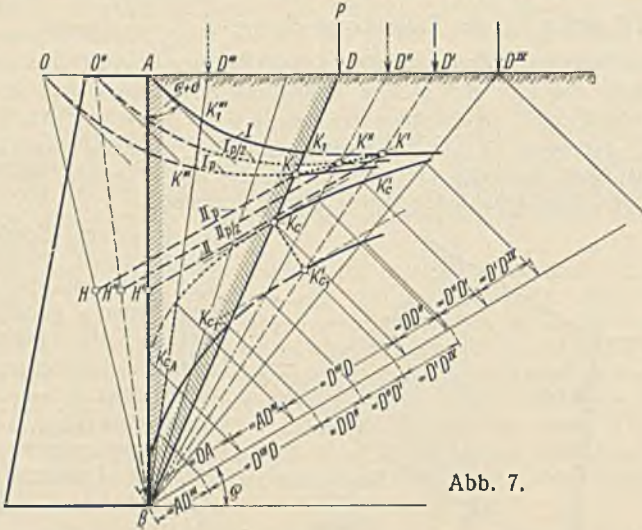


Abb. 7.

ist. Die unveränderte Lage der Gleitfläche für unbelastetes und belastetes Gelände muß hier schon stützig machen. Bei dem neuen Verfahren ist nun solch ein Versehen überhaupt ausgeschlossen, da die zweite Bestimmungslinie HK eindeutig festliegt und diese die Linie I ebenso eindeutig in K , also weit vor dem Lastpunkte D'

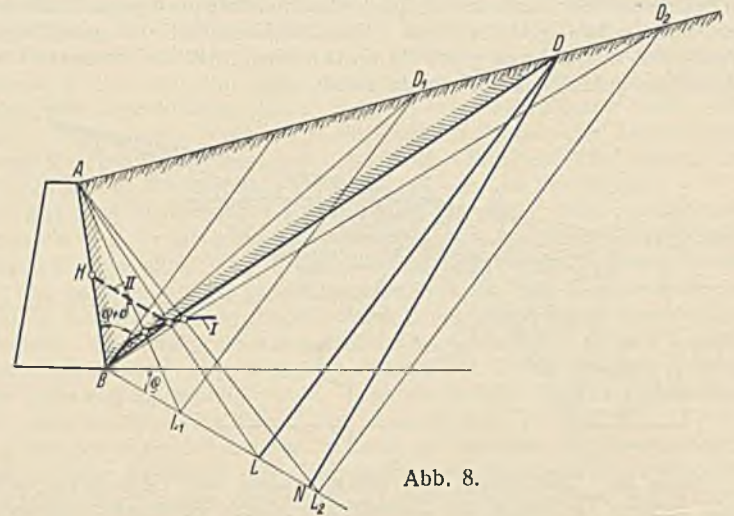


Abb. 8.

die Culmann-Linie $BK_{c1}K'_c$ bis zur Gleitlinie BD' verfolgt und von hier aus nach K'_c übergegangen, welcher Punkt sich dann gewöhnlich als Größtwert ergibt. Auf diese Weise läßt sich sogar für außerhalb der Gleitfläche für unbelastetes Gelände gelegene Lastpunkte, z. B. D'' , ein Einfluß auf die Größe des Erddrucks nachweisen, was natürlich falsch

schneidet. Bei Culmann dagegen ist die Linie II in ihrer Lage von der ersten abhängig.

Auch für passiven Erddruck ist das Verfahren zu verwenden. Nur ist hier die Böschungslinie unter dem Winkel φ nach unten und die Stellungslinie vom unteren Mauerfuß nach oben anzutragen (Abb. 8).

Alle Rechte vorbehalten.

Peiner Kastenspundwände zur Ausführung von Tiefgründungen.

Von Dipl.-Ing. F. Bode, Peine.

Um einen Teil der hier auftretenden Fragen zu erörtern, soll an Hand eines Beispiels aus der Praxis die vorzuschlagende Bauweise erörtert werden. Benutzt werde hierzu der von Geh. Baurat Dr.-Ing. Chr. Schaper in Bautechn. 1933, Heft 12, S. 142 veröffentlichte Aufsatz:

„Gründung von Bauwerken in Tiefen, in denen die Anwendung des Druckluftverfahrens nicht mehr möglich ist.“

In jenem Aufsatz handelt es sich um die 1,7 km lange Eisenbahnbrücke nordöstlich von San Francisco auf acht Pfeilern, die bis zu einer Tiefe von etwa 45 m durch eine rd. 30 m hohe Lehmschicht hindurch auf den darunterliegenden Felsen heruntergeführt werden mußten.

In folgendem soll untersucht werden, wie die gleichen Pfeiler ohne künstliche Inseln unter Verwendung von Peiner Kastenspundwänden der Iseder Hütte, Abteilung Walzwerk Peine (Abb. 1), ausgebildet werden könnten. Dabei sind in der äußeren Form des Pfeilers bzw. des Gründungskörpers zunächst die Maßangaben des Aufsatzes, wie aus Abb. 2

hervorgeht, beibehalten worden, obwohl, wie sich noch ergeben wird, die Abmessungen erheblich verringert werden könnten. Die Peiner Kastenspundwände müßten dabei in einer durchschnittlichen Länge von 45 m Verwendung finden. Sie sollen aber aus der weiter unten angegebenen Veranlassung für den vorliegenden Fall noch etwas länger gewählt werden.

Aus Gründen der Rammfähigkeit bei so ungewöhnlichen Längen werden die Profile PSp 50 S für die Außenwände und PSp 30 S für die Querwände mit einem Gewicht von 475 bzw. 388 kg/m² und einem Widerstandsmoment $W=10\ 660\text{ cm}^3$ bzw. 5200 cm^3 vorgesehen. Falls der Transport und die Handhabung der langen und schweren Bohlen zu unbequem und schwierig sein sollten, lassen sich die Bohlen in beliebigen, nach den örtlichen Verhältnissen zu bemessenden Sätzen rammen und auf der Baustelle selbst unter Hinzugabe der erforderlichen Verlaschungen verschweißen oder vernieten und dann weiter rammen. Die Durchführbarkeit der Rammarbeit selbst ist dabei grundsätzlich nur abhängig von der richtigen Wahl der Art der Rammen und des Bärgewichtes. Der Spielraum in den Schloßern ist groß genug, so daß der Reibungswiderstand zwischen Schloß und Bohle nicht als Behinderung gelten kann.

Der Arbeitsvorgang ist wie folgt gedacht:

Von einem auf einem behelfmäßigen Holzpfeilrost ruhenden festen Gerüst aus werden die Spundbohlen geschlagen, und zwar, solange dies möglich ist, ohne Ausbaggerung der einzelnen Arbeitskammern. Dabei kann aber das Rammen der Spundwände durch Ausspülen des Bodens aus den von den Flanschen und Stegen der einzelnen Bohlen gebildeten Zellen erleichtert werden. Diese Ausspülung ist unter Anwendung von Druckwasser und Druckluft nach dem Verfahren der Mammutpumpe ohne Schwierigkeiten durchführbar und bietet den weiteren Vorteil, daß ohne Verwendung von Tauchern mit Tiefseetaucherausrüstungen ein Aufschluß über die durchrammten Bodenschichten möglich wird. Ebenso lassen sich bei diesem Verfahren etwa bei dem Rammen angetroffene große Findlinge soweit freispülen, daß sie durch Einführung eines besonderen Rammmeißels in die Spundwandzellen zertrümmert oder auch, wenn erforderlich, gesprengt werden können. Erst wenn die Reibung zwischen dem Erdboden und den Außenwänden der Spundbohlen ein solches Maß annimmt, daß die

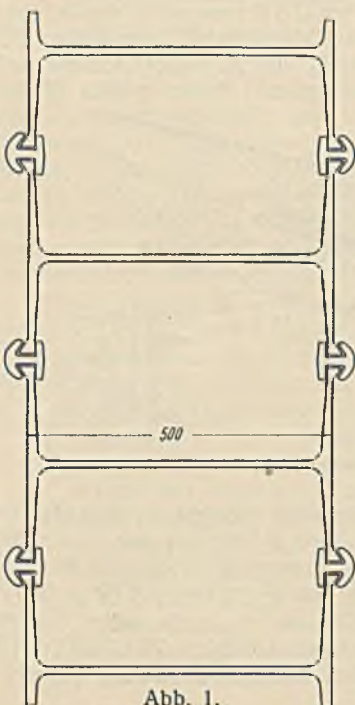


Abb. 1.

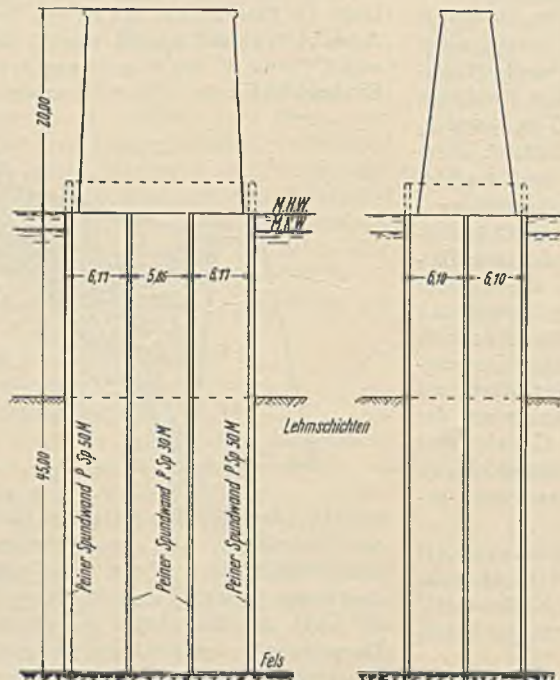


Abb. 2.

Bohlen nicht mehr weiter ziehen, wird der Boden in den Arbeitskammern mit Hilfe von Greifern unter Wasser ausgehoben. Dadurch wird die Reibung des Bodens bei den Zwischenwandbohlen ganz aufgehoben und bei den Außenwandbohlen auf die Außenseite der Bohlen beschränkt. Erlangt dabei die Tiefe der Bohlen ein solches Maß, daß zu befürchten ist, daß der Überdruck des Bodens außerhalb der Pfeiler gegenüber dem Druck des eingeschlossenen Wassers zu groß wird, so daß die äußeren Spundbohlenwände (nur diese kommen dafür in Frage) nach innen aus der Flucht gedrückt werden könnten, dann müßte durch Hineinpumpen von Wasser in den durch die Spundwände umschlossenen Pfeilerraum für einen entsprechenden Gegendruck gegen den äußeren Überdruck gesorgt werden. Aus diesem Grunde ist schon vorstehend vorgeschlagen worden, die Bohlen vorsorglich etwas länger zu wählen als erforderlich. Der Umstand, daß die Peiner Kastenspundbohlen zwei Schlösser mit vier Anlegeflächen haben, bietet die Gewähr dafür, daß die Pumparbeit zur Erhaltung des Überdrucks in mäßigen Grenzen bleibt.

Ein großer Vorteil bei der hier beschriebenen Art der Anwendung von Peiner Kastenspundbohlen besteht darin, daß die Spundbohlenunterkante sich fast lückenlos der Felsoberfläche anschmiegt. Eine etwaige Schräglage der Felsoberfläche und besonders größere oder kleinere Unebenheiten dieser Fläche innerhalb des von den Spundbohlen umschlossenen Raumes werden in der Oberkante der Bohlen getreu nachgezeichnet und so gewissermaßen nach oben projiziert. Die Ausspülung der Spundwandzellen gibt dabei einen sicheren Aufschluß darüber, daß die Bohlen tatsächlich den Felsboden bzw. die sonst gewünschte Bodenschicht erreicht haben. Durch Unterwasserreinbringen der untersten Betonschichten innerhalb der Spundwandzellen und gegebenenfalls auch durch Feststrammen dieser Betonschichten kann ein sicherer Verband zwischen der Felsoberkante und der Spundbohlenunterkante angestrebt werden. Daß daneben in Zweifelfällen, oder wenn noch größere Sicherheit gewünscht wird, weitere Untersuchungen oder die Beseitigung von Unebenheiten im tragfähigen Baugrunde durch Taucher in derselben Weise wie bei den Pfeilern für die Brücke bei San Francisco möglich ist, ist selbstverständlich. Ebenso wird es meist möglich sein, die Spundbohlen auch noch in den Felsgrund hineinzurammen.

Ist nun der Pfeilmantel mit den Querwänden fertig gerammt, dann läßt sich eine etwaige Betonfüllung unter Wasser ohne weiteres herstellen, und zwar etwa mit Hilfe des bekannten Kontraktorverfahrens¹⁾. Diese Betonfüllung wird nach außen durch die Innenkanten der Außenflanschen der das Bauwerk umschließenden Spundbohlen abgegrenzt. Werden trotz dieses weitgehenden Schutzes der eisernen Spundbohlen noch weitere Sicherungen gegen die Korrosionsgefahr (besonders in der sog. Kenterzone) gewünscht, so lassen sich diese ohne nennenswerte Verteuerung bekanntlich durch Verwendung von Spezialstählen ohne weiteres erzielen. Auf Wunsch kann außerdem auch noch nach einem zum Patent angemeldeten Verfahren ein die äußere Spundwandhaut schützender Eisenbetonmantel, der bis zur Unterkante der Kenterzone reicht, um die äußere Spundwandfläche herumgelegt werden.

Eine rohe Vergleichsrechnung zeigt, daß die Anwendung des hier beschriebenen Verfahrens mit den nahezu gleichen Kosten möglich ist, wie die bei der Brücke bei San Francisco gewählte Ausführungsweise.

Ein Querschnitt durch die Pfeiler ergibt gemäß Abb. 3 folgende Vergleichszahlen:

- a) für die ausgeführte Bauweise:
 $(2 \cdot 18,20 + 4 \cdot 8,20) 2,00 + 3 \cdot 3,40 \cdot 1,80 = 156,76 \text{ m}^3$ Eisenbeton und
 $18,20 \cdot 12,20 = 65,28 \text{ m}^3$ Füllbeton je stgdm Pfeiler;
- b) für die vorgeschlagene Bauweise:
 $2 \cdot (18,20 + 11,20) = 58,80 \text{ lfdm PSp } 50 \text{ S,}$
 $1 \cdot 17,20 + 4 \cdot 5,45 = 39,00 \text{ lfdm PSp } 30 \text{ S, d. h.}$
 $58,80 \cdot 0,475 + 39,00 \cdot 0,388 = 43,060 \text{ t je stgdm Pfeiler und}$
 $18,20 \cdot 12,20 = \text{rd. } 222 \text{ m}^3$ Füllbeton je stgdm Pfeiler.

¹⁾ Vgl. Trier, Bautechn. 1931, Heft 12, S. 176.

Werden im Falle a) unter Vernachlässigung aller vertueuenden Nebenarbeiten die Kosten für den stark bewehrten Eisenbeton mit 80 RM/m^3 und für den unter Druckluft einzubringenden Füllbeton mit 40 RM/m^3 eingesetzt, so kostet 1 stgdm Pfeiler an Beton

$$156,76 \cdot 80,00 + 65,28 \cdot 40,00 = 15 152,00 \text{ RM.}$$

Bei b) kommen dagegen in Betracht:

47,716 t Peiner Spundbohlen, die fertig gerammt mit 170 RM/t auf gleicher Grundlage reichlich berechnet werden sollen, und 222 m^3 Füllbeton mit einem der Annahme bei a) entsprechenden Preise von 30 RM/m^3 . Es kostet somit ein stgdm Pfeiler

$$43,060 \cdot 170,00 + 222,00 \cdot 30,00 = 13 980,00 \text{ RM.}$$

Dieser Kostenvergleich kann und will keinen Anspruch auf Genauigkeit erheben, weil derartige Kostenermittlungen nur bei genauer Kenntnis der besonderen Verhältnisse möglich sind und im einen oder anderen Falle ebensowohl zugunsten der einen, wie zugunsten der anderen Bauweise ausfallen können. Der Vergleich ist hier ohne Kenntnis dieser Einzelheiten vorgenommen und nur wiedergegeben, um bei ähnlichen Bauwerken zur Aufstellung einer Vergleichsrechnung anzuregen.

Es ist aber auf diese Weise eine Ausnutzung der durch die Peiner Kastenspundwände gegebenen Möglichkeiten keineswegs erschöpft, weil das unbestreitbar vorhandene Eigentragvermögen der Spundwände dabei ganz außer Acht gelassen worden ist. Die Berücksichtigung dieses Tragvermögens der Peiner Kastenspundwände hat nämlich eine erhebliche Verminderung der erforderlichen Querschnittsabmessungen der Pfeiler zur Folge, deren Auswirkung der entwerfende Ingenieur bei guter Kenntnis der örtlichen Verhältnisse mit Hilfe mehrfacher Versuchsrechnungen leicht beurteilen kann. Obwohl uns die Kenntnis aller näheren Umstände fehlt, soll wiederum lediglich zur Anregung, und um den Weg zu zeigen, an Hand des Beispiels der Brücke bei San Francisco eine rohe Berechnung hier angefügt werden.

Für die 1,7 km lange Brücke sind acht Pfeiler vorgesehen, also hat im Mittel jeder Pfeiler rd. 200 m Brücke zu tragen. Bei der Annahme eines Gewichtes von 40 t je lfdm Brücke einschließlich Verkehrslast ergibt sich für die tatsächliche Ausführung eine Pfeilerbelastung von $200 \cdot 40 = 8000 \text{ t}$, somit zuzüglich des Eigengewichts des Pfeilers mit etwa $18 000 \text{ t}$ ein Druck von $26 000 \text{ t}$ Druck auf die Pfeilergrundfläche oder

$$\text{eine Bodenbelastung von } \frac{26 000 000}{1820 \cdot 1220} = \text{rd. } 11,7 \text{ kg/cm}^2.$$



Abb. 3.

Unter Beibehaltung der Pfeilerabmessungen und bei Ausführung der Pfeiler in Peiner Kastenspundwänden werden für den Pfeiler gemäß Abb. 3 $2(18,20 + 11,20) + 17,20 + 4 \cdot 5,45 = 97,80 \text{ lfdm}$ Spundwände gerammt. Wird diesen Spundwänden auch nur 100 t/lfdm Eigentragvermögen zugemutet, so nehmen sie $97,80 \cdot 100 = \text{rd. } 9800 \text{ t}$ Belastung auf, und es verbleiben $26 000 - 9800 = 16 200 \text{ t}$ oder bei $11,7 \text{ kg/cm}^2$ Boden-

Druck ein Flächenbedarf von $\frac{16 200 000}{11,7} = 1 380 000 \text{ cm}^2 = \text{rd. } 138 \text{ m}^2$ gegenüber den vorher erforderlichen $18,20 \cdot 12,20 = 222 \text{ m}^2$. Auf Grund von gegebenenfalls wiederholt durchgeführten Berechnungen unter Berücksichtigung der Verminderung des Eigengewichts des Pfeilers lassen sich also dessen Querschnitt und damit die Baukosten erheblich vermindern.

Bei geeignetem Baugrunde kann unter Umständen auf eine Ausbaggerung des von der Spundwand umschlossenen Raumes und auf seine Ausfüllung mit Beton ganz verzichtet werden, zumal der reine Eisenkörper in der hier vorgeschlagenen oder in einer ähnlichen Form in bezug auf die Ermittlung seiner Knicksicherheit als ein in sich geschlossener Körper betrachtet werden darf, wozu die Anordnung der Querverbindungen berechtigt.

Vermischtes.

Einsparungen bei der Gleisunterhaltung. Im Ztrbl. d. Bauv. 1930, S. 748 ff., berichtet Betriebsingenieur Hans Strube über eine von der Mitteldeutschen Stahlwerke AG, Lauchhammer, gebaute Gleisrück- und Hebmachine. Der Hauptbestandteil dieser Maschine ist ein langgestreckter Oberwagen in Gitterkonstruktion, der auf einem zweiachsigen und einem vierachsigen Drehgestell ruht. Im vorderen Ende des Gitterträgers ist ein kräftiger Schwenkarm waagrecht drehbar gelagert. Vorn trägt dieser Schwenkarm einen Rollenkopf zum Fassen der zu verschwenkenden Schienen, am hinteren Ende eine Gabel, die eine Spindelmutter umschließt. Diese Mutter wird mittels einer querliegenden Spindel hin- und herbewegt und bewirkt damit ein Ausschwenken des Rollen-

kopfes nach der einen oder anderen Seite. Der Rollenkopf kann der Gleisanlage entsprechend gehoben oder gesenkt und jederzeit mit dem zu rückenden Gleis in Eingriff gebracht werden.

Die Lauchhammer-Gleisrückmaschine ist sehr leistungsfähig und hat sich auf Baustellen und in Abraumbetrieben vielfach gut bewährt. Sie ist aber sehr schwer und dementsprechend teuer; zur Verwendung im Bahnunterhaltungsdienst ist sie deshalb nicht geeignet. Demgegenüber hat eine amerikanische Baugerätefabrik, die Nordberg Manufacturing Co in Milwaukee, nach einem anderen Grundgedanken eine trotz großer Leistungsfähigkeit sehr handliche Gleisunterhaltungsmaschine gebaut. Dieser Nordbergsche „Track Shifter“ ist auf einem vierrädrigen Plattform-

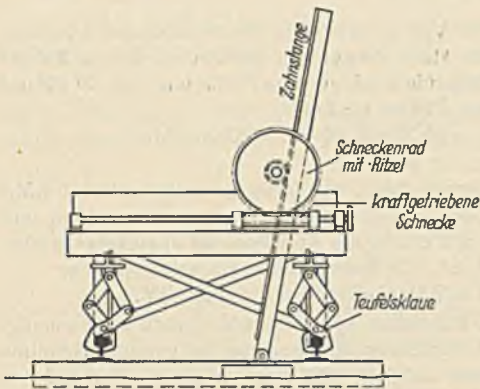


Abb. 1. Der Wagen ist an die Schienen geklammert und arbeitsbereit.

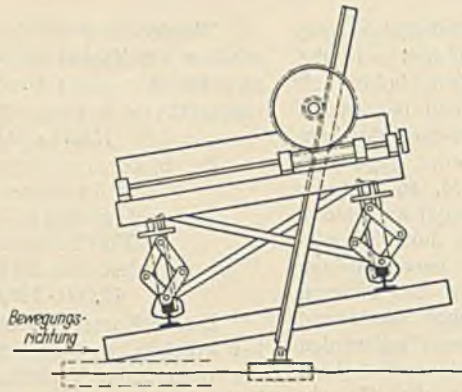


Abb. 2. Das Gleis ist einseitig gehoben und beginnt zu verschwenken.

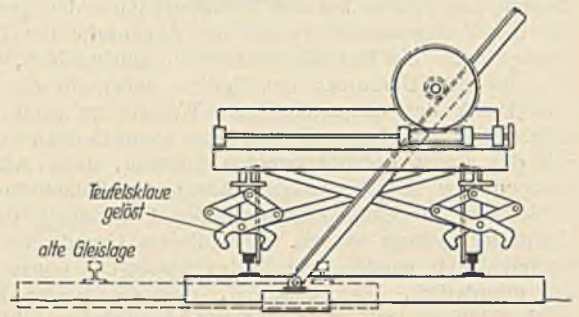


Abb. 1 bis 3.
Arbeitsweise des Richtwagens.

Abb. 3.
Das Gleis liegt in der neuen Lage.

wagen montiert, der an Größe etwa einem gewöhnlichen Bahnmeisterwagen gleichkommt. Die maschinelle Einrichtung besteht aus einer Motorwinde, in Verbindung mit einer Zahnstange, die von der Winde auf- und niedergetrieben werden kann. Die Zahnstange wirkt gegen den Erdboden mit einem Fuß, dessen Grundfläche dem Untergrunde angepaßt ist, auf dem das zu richtende Gleis liegt, Teufelsklauen verbinden das Gerät mit den Schienen und verhüten ein Abheben des Wagens (Abb. 1 bis 3).

einer Hubgeschwindigkeit von 87 cm/min und von 30 800 kg bei einer Hubgeschwindigkeit von 37 cm/min verleiht. Der Motor läßt sich so umschalten, daß er auf das Laufwerk des Wagens arbeitet. Die Maschine kann also auch als Motordräsine Verwendung finden und einem Anhänger als Zugmaschine dienen. Die Dräsine kann mit 9 km/Std. und mit 21 km/Std. Geschwindigkeit fahren; ihre Zugkraft beträgt 680 kg.

Die Verwendungsmöglichkeiten des Nordberg-Wagens lassen sich noch vermehren durch den Aufbau eines Auslegerkrans. Mit dieser Ausrüstung erleichtert er das Abladen der Schienen, bei Gleisumbauten dient er so als Gleislegemaschine. Als solche macht es der Nordberg-Wagen möglich, auch kurze Zugpausen auszunutzen und die für den Betrieb lästige Zeit des Umbaus abzukürzen.

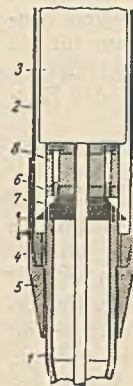
von Willmann.



Abb. 4. Richtwagen in Betrieb. Gleis einseitig gehoben.

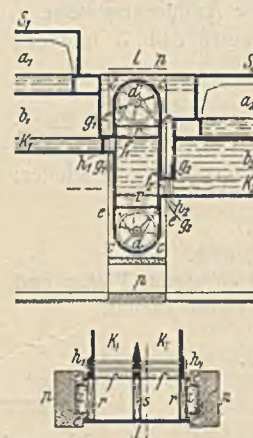
Soll das Gleis nur gehoben und frisch unterstopft werden, so läßt man die Zahnstange senkrecht nach unten wirken. Will man den Gleisheber benutzen, um das Gleis auszurichten oder zu verschwenken, so setzt man die Zahnstange schräg an, wobei, wie aus Abb. 1 bis 3 ersichtlich, die Schubwirkung noch dadurch unterstützt wird, daß die Zahnstange nicht in der Gleisachse, sondern etwas nach der Seite verschoben angeordnet ist.

Patentschau.



Einrichtung zum Niederbringen eines Vortreibrohres. (Kl. 84c, Nr. 552 340 vom 12. 1. 1926 von Ottokar Stern in Wien.) Der einzurammende Körper besteht aus zwei voneinander getrennten Teilen, dem Treibkegel 1 und dem Führungsrohr 2, in dem der Rammbar 3 geführt ist, der durch Dampf oder Druckluft betätigt wird. Der Einwirkung des Rammbar wird lediglich der Treibkegel ausgesetzt, während die Verrohrung 2 infolge ihres Eigengewichtes meist frei nachfällt. Um das Nachfallen sicher zu erreichen, wird die Verrohrung 2 mit dem Treibkegel 1 durch Blattfedern elastisch verbunden. Am unteren Rande der Verrohrung wird ein nach innen vorspringender Bundring 4 angebracht. Der Treibkegel 1 ist mit einem das Rohrende umgreifenden Schuh 5 verschraubt. Unter der Kopfplatte 6 sind in der Wand des Treibkegels Durchbrechungen vorgesehen, durch die zwei kräftige, an der Decke des Treibkegels befestigte Blattfederpakete 7 eingeschoben sind. Die Federn übergreifen den Bundring 4, auf den somit der durch das Schlagpolster 8 auf den Treibkegel übertragene Rammschlag elastisch übertragen wird.

Schwimmender Schleusentrog mit einer oder mehreren Belastungskammern. (Kl. 84b, Nr. 549 396 vom 26. 4. 1930 von Leopold Rothmund in Stuttgart, Zusatz zum Zusatzpatent 501 686¹⁾.)



Zwischen zwei schwimmenden Schleusentrügen S_1 und S_2 mit den Schiffsbehältern a_1 und a_2 und den Belastungskammern b_1 und b_2 ist die an die Kanäle k_1 und k_2 anschließende Leitung L zwischen Pfeilern p eingebaut, die aus Rahmen r mit Zwischenwand s besteht und auf beiden Seiten gegen die Tröge hin durch Gelenkschütze c dicht abgeschlossen ist, die zu einem endlosen Bande zusammengefügt über Umlenktrasse d laufen. Zwei geschlossene elastische Dichtungsrahmen e stellen auf beiden Seiten den dichten Anschluß an den festen Rahmen her. Das Gelenkschütz ist mit Öffnungen f_1 und f_2 versehen, deren Rahmen durch elastische Dichtungsrahmen g_1 und g_2 mit den Stirnrahmen h_1 und h_2 der Kanäle k_1 und k_2 verbunden sind. Die Leitung ist durch seitliche Kasten i in Pfeilernischen geführt, in der Höhe verstellbar, wobei ihr Eigengewicht durch hohe Ausbildung der Rahmen r und Kasten i durch Auftrieb aufgehoben werden kann.

¹⁾ Bautechn. 1930, Heft 51, S. 768.

INHALT: Die Überführung der Ostbahn auf dem Betriebsbahnhof Berlin-Rummelsburg. — Beobachtungen über die Unterströmung von Staudämmen auf durchlässigem Untergrunde. — Neues Verfahren zur zeichnerischen Erddruckbestimmung. — Peltner Kastenspundwände zur Ausführung von Tiefgründungen. — Vermischtes: Einsparungen bei der Oelunterhaltung. — Patentschau.

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

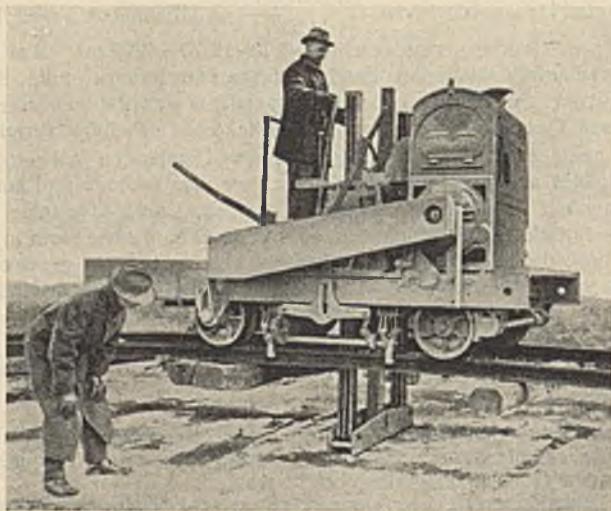


Abb. 5. Richtwagen in Betrieb. Gleis gleichmäßig gehoben.

Außer dem in Abb. 1 bis 3 gezeigten Schmalspurmodell mit nur einer Druckzahnstange baut die Nordberg-Gesellschaft auch ein Modell für Vollspur; es ist mit zwei Druckzahnstangen ausgestattet (Abb. 4 u. 5). Zum Antriebe der Winde dient bei diesem Vollspurgerät ein Benzinmotor von 40 PS, der der Zahnstange eine Hubkraft von 13 200 kg bei