

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 9. November 1928

Heft 48

Die Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschachtschleuse bei Fürstenberg a. d. O.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Möller und Regierungsbaumeister a. D. Ohmann.¹⁾

A. Boden- und Grundwasserverhältnisse an der Baustelle.²⁾

Der Bau der Zwillingsschachtschleuse, von der demnächst eine ausführliche Darstellung mit Zeichnungen aller Teile des Bauwerks in der „Bautechnik“ erscheinen wird, wurde in offener Baugrube unter Grundwassersenkung ausgeführt. Im folgenden soll die Grundwassersenkungsanlage beschrieben werden, gleichzeitig wird der Bauvorgang beim Aushub der Baugrube, der im engen Zusammenhang mit der Grundwassersenkung durchgeführt werden mußte, geschildert.

Das Gelände an der Schleusenbaustelle liegt etwa auf Ord. NN + 42 m, die Bauwerkssohle im Mittel auf Ord. NN + 17,20 m, die Tiefe der auszuhebenden Baugrube betrug demnach rd. 24,80 m. Insgesamt waren rd. 500 000 m³ Boden auszuheben. Das Grundwasser, das an der kurz vor dem Oderhang gelegenen Baustelle schon ziemlich stark zur Oder abfällt, lag am Oberhaupt etwa auf Ord. NN + 33, am Unterhaupt auf NN + 32.

Der Boden bestand zwischen Ord. NN + 42 und Ord. NN + 32 aus Sand und kiesigem Sand, in dem etwa auf Ord. NN + 33 eine nicht sehr mächtige Blocklage mit teilweise sehr großen Steinen eingelagert war. Unter dem Sand lag in einer Stärke von etwa 16 m am Oberhaupt und 13 m am Unterhaupt toniger Feinsand, der im Grundwasser zum Schwemmsand wird. An einzelnen Stellen des Untergrundes wurden Einsprengungen von nicht sehr starken undurchlässigen Tonlagen festgestellt. Unter dem tonigen Feinsand befand sich eine 5 bis 7 m starke festgelagerte Tonschicht, die wieder auf tonigen Feinsanden von der gleichen Beschaffenheit wie die Sande oberhalb der Tonschicht aufgelagert war. Auf der Tonschicht wurde das Bauwerk gegründet, dabei mußte die Baugrube im Mittel noch etwa 1 m tief in den Ton eingeschnitten werden.

Bei der Untersuchung des Untergrundes wurden zwei Grundwasserstockwerke festgestellt, die durch die Tonschicht voneinander getrennt sind. Das obere Grundwasser hat Gefälle von Nordwest nach Südost in der Richtung von dem westlich der Oder sich hinziehenden Höhenzuge zur Oder hin. Das Grundwasser unterhalb der Tonschicht ist artesisch gespannt, der Wasserspiegel stellte sich in den Beobachtungsbrunnen in der Mitte der Baugrube etwa 1 m höher ein als der des oberen Grundwasserstockwerkes (Abb. 1). Der artesische Druck an der Unterkante der Tonschicht betrug rd. 23 m. Durch Bohrungen in der weiteren Umgebung der Baustelle ist festgestellt, daß sich die beiden Stockwerke erst kurz vor dem oben erwähnten Höhenzuge in einer Entfernung von etwa 4500 m von der Baustelle vereinigen. Unterhalb der Schleuse ist keine Verbindung der beiden Grundwasserstockwerke festgestellt.

Um den Bodenaushub bis zur Gründungstiefe im Trockenem zu ermöglichen, mußte das obere Grundwasser vollständig bis zur Tonschicht, d. h. um rd. 15 m abgesenkt werden, gleichzeitig mußte auch, um in der Baugrube ein Durchbrechen der auf eine große Fläche freigelegten Tonschicht durch das artesisch gespannte untere Grundwasser zu verhindern, der Druck unter der Tonschicht vermindert werden. Diese Druckverminderung mußte, da die Tonschicht nach beendetem Aushub stellenweise nur eine Stärke von 4 m behielt, bei einem Gewicht des Tones von 1,5 t/m³ mindestens 17 m betragen.

B. Grundwassersenkung und Aushub der Baugrube.

I. Vorentwurf.

Um einen Entwurf für die Grundwassersenkung aufstellen zu können, sollten die für eine zweckmäßige Bemessung der Senkungsanlage maß-

gebenden Faktoren durch eine Probeabsenkung ermittelt werden. Leider ließ sich diese Absicht nicht verwirklichen, da sich bei einer Besichtigung der alten Fürstenberger Schleusen eine erhebliche Verschlechterung des baulichen Zustandes ergab, was zu einer größtmöglichen Beschleunigung der Bauarbeiten für die neue Zwillingsschachtschleuse führte. Es mußte daher ein vorläufiger Entwurf der Grundwassersenkungsanlage unter Zugrundelegung der Erfahrungen auf Baustellen mit ähnlichen Grundwasserverhältnissen aufgestellt werden. Der Entwurf sah vier Staffeln vor, von denen die oberste 3 m, die drei unteren je 4 m Absenkungstiefe hatten. Die oberste Staffel auf Ord. NN + 33 sollte nur mit einigen Brunnen die

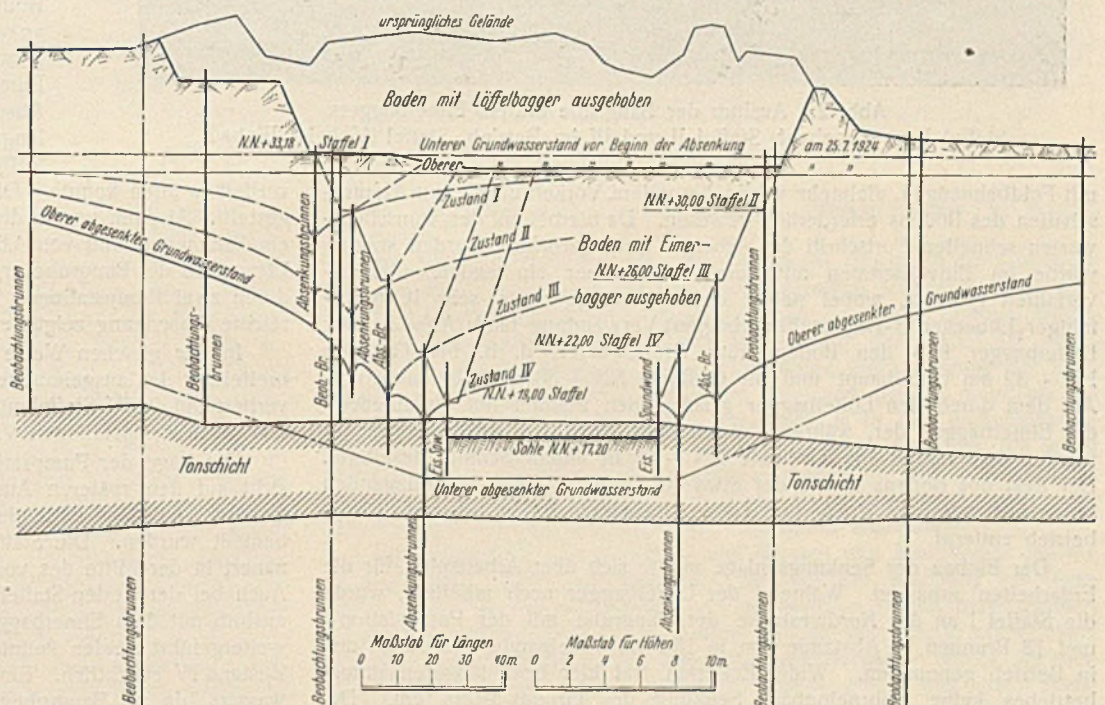


Abb. 1. Schnitt durch die Baugrube mit Darstellung der Grundwasserabsenkung.

Nordwestecke der Baugrube umfassen, um das aus dieser Richtung zuströmende Grundwasser abzufangen und soweit zu senken, daß die zweite Staffel als geschlossener Ring auf Ordinate NN + 30 eingebaut werden konnte. Die tieferen Staffeln sollten dann ebenfalls als geschlossene Ringe auf Ordinate NN + 26 und NN + 22 eingebaut werden. Während die drei oberen Staffeln nur zur Absenkung des oberen Grundwasserstockwerkes dienen sollten, war von vornherein vorgesehen, die Brunnen der untersten Staffel so auszubilden, daß sie das Wasser gleichzeitig aus dem oberen und unteren Grundwasserstockwerk entnehmen.

Ebenso wie die Saugleitungen der drei unteren Staffeln sollte auch die Druckleitung als geschlossener Ring ausgebildet werden. Durch die ringartige Ausbildung der Saug- und Druckrohrleitungen wurde weitestgehende Sicherheit gegen Störungen erzielt, ferner wurden Vorteile für den Baubetrieb erreicht, die bei der Beschreibung der Anlage näher geschildert sind.

Der Boden sollte fortschreitend mit der Grundwassersenkung über die ganze Fläche der Baugrube mit Löffelbaggern in Baggerschnitten von je etwa 4 m Tiefe ausgehoben werden. Die Neigung der Böschungen in der Baugrube wurde auf 1:2 festgesetzt, für jede Grundwasserstaffel wurde ein Bankett von 2,0 m Breite vorgesehen.

II. Ausführung der Arbeiten (Abb. 1 bis 4).

1. Einbau der Senkungsanlage und Bodenaushub. Der vorgesehene Bauvorgang beim Bodenaushub gestattete bei der eingegengten Lage der Baugrube, zwischen der Bahnlinie Berlin—Breslau auf der unteren und der Kreisstraße Frankfurt a. O.—Guben auf der oberen Seite, nicht die unmittelbare Förderung der tiefer liegenden Bodenmassen

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 43 u. 45, besonders S. 654.

²⁾ Vergl. den Lageplan in der „Bautechnik“ 1927, Heft 45, S. 653.

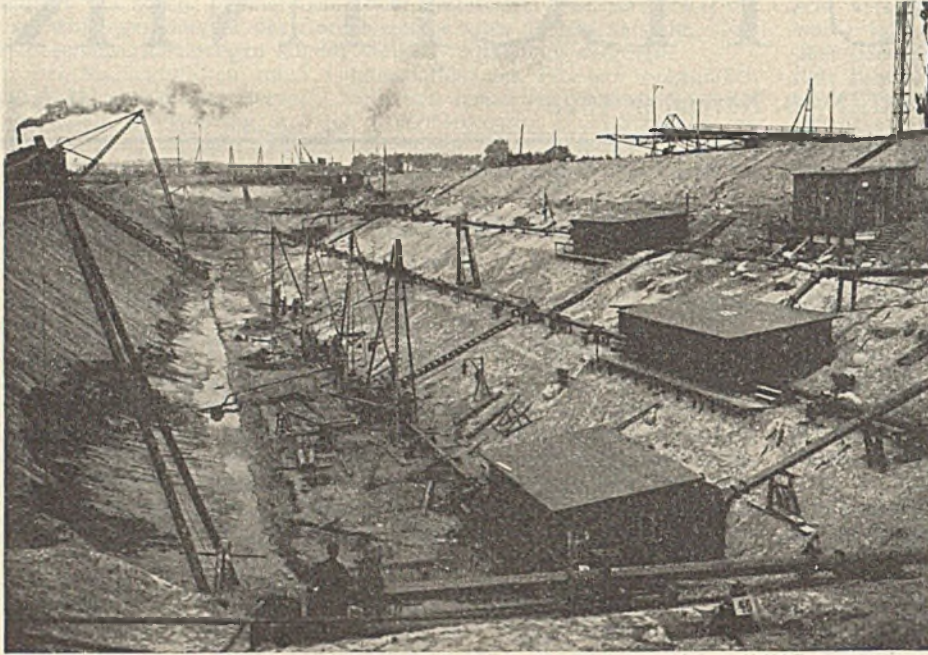


Abb. 2. Aushub der Baugrube mittels Eimerbaggers. Staffel I zurückgebaut, Staffel II und III im Betrieb, Staffel IV beim Einbau.



Abb. 3. Wasserandrang beim Vortreiben der Bohrrohre für die Tiefbrunnen.

mit Feldbahnzügen, vielmehr wären besondere Vorkehrungen zum Heraus-schaffen des Bodens erforderlich gewesen. Da hierbei auf den wünschenswerten schnellen Fortschritt der Arbeiten nicht gerechnet werden konnte, wurde im Einvernehmen mit dem Unternehmer ein anderes Arbeitsverfahren gewählt, wobei neben dem Löffelbagger ein sehr leistungsfähiger Lübecker B-Bagger (Eimerbagger) Verwendung fand (Abb. 2). Der Löffelbagger hob den Boden über Grundwasser, d. h. bis Ordinate NN + 32 am Unterhaupt und bis Ordinate NN + 33 am Oberhaupt aus. Auf dem durch den Löffelbagger geschaffenen Planum lief anschließend der Eimerbagger, der, während gleichzeitig das Grundwasser abgesenkt wurde, den Boden bis Ordinate NN + 19 in einem Schnitt beseitigte. Der Rest des Bodens bis zu der etwa auf Ordinate NN + 17,20 liegenden Sohle der Baugrube wurde durch einen Kabelkran in Greifer- und Kübelbetrieb entfernt.

Der Einbau der Senkungsanlage mußte sich dem Arbeitsplan für die Erdarbeiten anpassen. Während der Löffelbagger noch arbeitete, wurde die Staffel I an der Nordwestecke der Baugrube mit der Pumpstation I und 13 Brunnen im Abstände von je 13,20 m voneinander ausgeführt und in Betrieb genommen. Wider Erwarten trat hier trotz längerer Pumpbetriebs keine wahrnehmbare Senkung des Grundwassers ein. Der Grund lag darin, daß durch den Tongehalt des feinen Sandes ein Abfließen des Wassers zu den Brunnen verhindert wurde. Es stellten sich zwar unmittelbar an den einzelnen Brunnen steil abfallende Senkungskurven ein, aber zwischen den Brunnen floß das Grundwasser hindurch, ohne eine wesentliche Absenkung zu erleiden. Der Brunnenabstand mußte daher an der Längsseite der Baugrube auf 6,60 m und an der oberen Querseite auf 3,30 m verringert werden. Ferner mußte die Staffel an der nördlichen Längsseite der Baugrube so weit verlängert werden, daß sie bis zur Nordwestecke und mit einigen Brunnen noch um diese herum reichte, da sonst das auf der nördlichen Längsseite zuströmende Grundwasser um das Ende der Staffel herum die Baugrube erreichte. Gleichzeitig wurde die Herstellung einer zweiten Pumpstation II erforderlich. Erst nach diesen Maßnahmen und nach längerer Betriebszeit beider Pumpstationen trat die gewünschte Absenkung bis Ordinate NN + 30 ein, so daß nunmehr der Eimerbagger den Bodenaushub an der nördlichen Längsseite der Baugrube in Angriff nehmen und einen vom Oberhaupt bis zum Unterhaupt reichenden Schlitz zunächst bis zur Berme NN + 30 ausheben konnte. Dabei wurde am Oberhaupt über der auf Ordinate NN + 30 liegenden Berme eine wasserundurchlässige Tonschicht von geringerer Mächtigkeit angeschnitten, die ein Versickern des Grundwassers und ein Abfließen zu den Saugbrunnen verhinderte. Es blieb infolgedessen an dieser Stelle während der ganzen Bauzeit eine Wasserader bestehen, die an der Baugrubenböschung zu Tage trat. Das ausfließende Wasser wurde durch Steinrigolen und Holzdrummen abgefangen und zu einem um einen Saugbrunnen angelegten Sammelschacht geleitet. Die mit Staffel I erreichte Absenkung ist in Abb. 1 Zustand I dargestellt.

Sobald vom Eimerbagger an einer Stelle die Baugrube bis Ord. NN + 30 ausgehoben war, wurde mit dem Einbau der zweiten Staffel begonnen. Die fertiggestellten Brunnen wurden gruppenweise zu drei bis sechs an die Pumpstation angeschlossen und in Betrieb genommen. Nach den beim Bau der ersten Staffel gemachten Erfahrungen wurde ein

vertieft werden konnte. Dies wird durch den Zustand II in Abb. 1 dargestellt. Alsdann wurde die dritte Staffel auf NN + 26 eingebaut, wobei ein Brunnenabstand von 4,60 m gewählt wurde. Für die ganze nördliche Längsseite der Baugrube ergab dies 32 Brunnen, die wie bei der Staffel II durch zwei Pumpstationen V und VI betrieben wurden. Die hierbei erreichte Absenkung zeigt der Zustand III in Abb. 1.

In der gleichen Weise wie vorher wurde unter entsprechender Verbreiterung des ausgehobenen Schlitzes die Baugrube bis zur Berme + 22 vertieft und die IV. Staffel mit einem Brunnenabstand von 3,60 m, 42 Brunnen und zwei Pumpstationen VII und VIII eingebaut.

Die Lage der Pumpstationen der Staffeln III und IV wurde mit Rücksicht auf den späteren Ausbau der Staffeln zu geschlossenen Ringen so gewählt, daß nach vollendetem Ausbau von jeder Station etwa 30 Brunnen bedient wurden. Die Stationen lagen nach dem fertigen Ausbau ange-nähert in der Mitte des von ihnen abzuzugenden Teiles der Saugleitung. Auch bei der vierten Staffel gelang die Absenkung soweit, daß der Bodenaushub mit dem Eimerbagger wie vorgesehen bis zur Ordinate NN + 19 weitergeführt werden konnte. Dieser Stand der Absenkung ist aus Abb. 1 Zustand IV ersichtlich. Eine vollständige Absenkung des oberen Grundwassers bis zur Baugrubensohle NN + 17,20 war nicht möglich, da das Wasser wegen der undurchlässigen Tonschicht durch die Filter nicht nach unten abgesaugt werden konnte, sondern zwischen den Brunnen stehen blieb. Das restliche Wasser über der Tonschicht wurde später, nachdem der Eimerbagger den Bodenaushub bis Ordinate NN + 19 beendet hatte und nachdem die Umfassungspundwand geschlagen war, in Pumpensumpfen gesammelt und durch Tageswasserrüssel, die an die Saugleitung angeschlossen waren, abgepumpt. Gleichzeitig mit der Absenkung des oberen Grundwasserstockwerkes mußte auch der Druck des unteren Stockwerks vermindert werden. Es wurden daher zunächst auf Staffel II, dann auf Staffel III einzelne Brunnen durch die Tonschicht hindurchgetrieben, um das untere Grundwasser stoffweise soweit abzupumpen, daß die Tiefbrunnen der nächsten Staffel gebaut und an die Saugleitung angeschlossen werden konnten. Dabei mußte mit Rücksicht auf die hohen Kosten der außergewöhnlich langen Tiefbrunnen die Zahl dieser nicht für den Dauerbetrieb erforderlichen Brunnen auf den höheren Staffeln nach Möglichkeit beschränkt werden.

In der vierten Staffel wurden dem Vorentwurf entsprechend nur Tiefbrunnen eingebaut, die gleichzeitig zur Absenkung des oberen und zur Druckverminderung des unteren Grundwasserstockwerkes dienten. Beim Bau der Brunnen entstanden hier Schwierigkeiten, da die in den höheren Staffeln angelegten wenigen Tiefbrunnen den Druck des unteren Grundwasserstockwerkes noch nicht ausreichend vermindert hatten. Aus den Bohrlöchern traten, wie aus Abb. 2 ersichtlich, unter starkem Druck erhebliche Wassermengen aus, die in die Baugrube abgeleitet wurden. Es gelang trotzdem, die Brunnen nach Fertigstellung einzeln an die Saugleitung anzuschließen, doch hörte der Wasserandrang erst auf, nachdem zehn Tiefbrunnen gebaut und angeschlossen waren.

Der nach Fertigstellung der Staffel IV an der nördlichen Längsseite der Baugrube vom Bagger bis zur Ordinate NN + 19 herab ausgehobene Schlitz (Abb. 3) wurde anschließend verbreitert, und zwar nur am Unterhaupt, da infolge der örtlichen Verhältnisse an der Nordwestecke der

Boden herausgehoben werden mußte. Die einzelnen Baggerschnitte erstreckten sich daher fächerartig über die Baugrube, wobei der Drehpunkt in der Nordwestecke lag. Der Verbreiterung der Baugrube folgend wurden die Staffeln an der östlichen Querseite nach und nach weiter ausgebaut. Dabei zeigte sich, daß von einer weiteren Verlängerung der Staffel II abgesehen werden konnte, da durch die Staffeln III und IV in dem Schlitz an der nördlichen Längsseite das Wasser bereits soweit gesenkt war, daß Schwierigkeiten bei der Weiterführung der Staffel III nicht entstanden. Es zeigte sich aber ferner, daß, nachdem die Baugrube eine größere Breite erreicht hatte, die Umfassung der offenen Teile der Baugrube durch die Senkungsanlage nicht genügte, um das obere

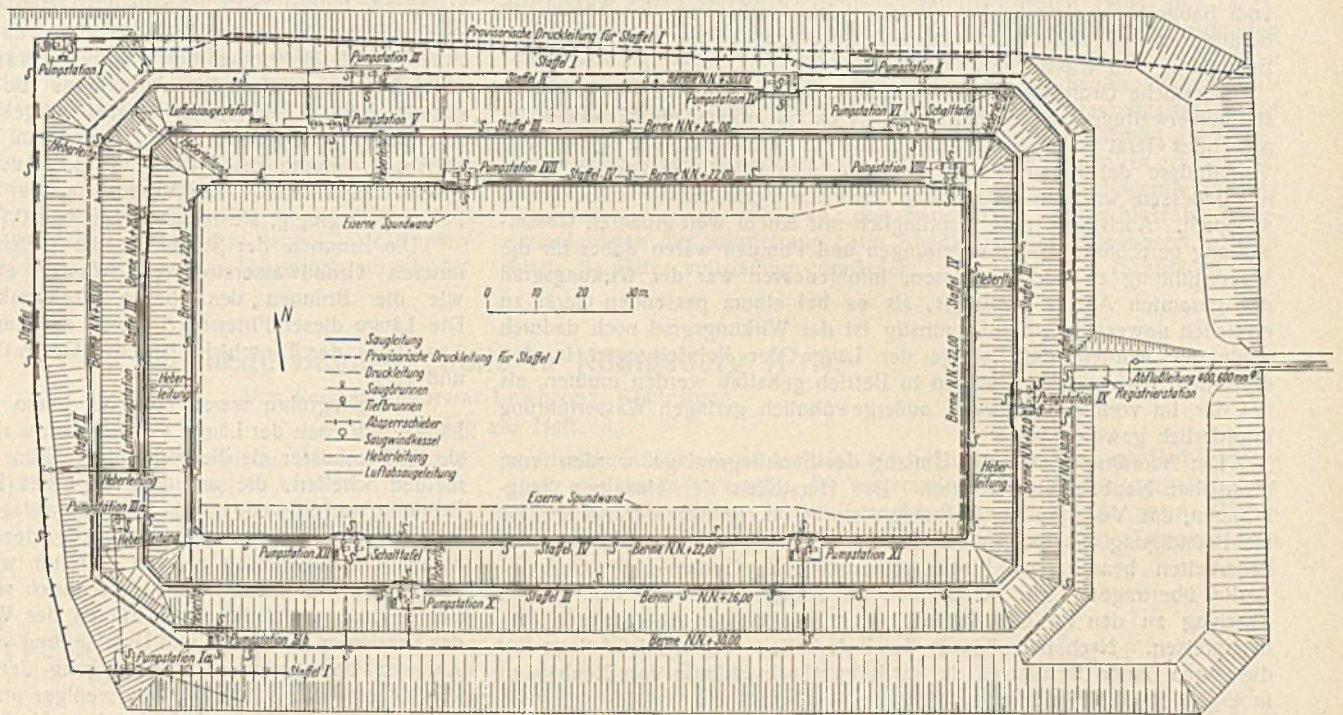


Abb. 4. Gesamtanordnung der Grundwassersenkungsanlage.

Grundwasser planmäßig abzusenken. Infolge des tonhaltigen Feinsandes in der wasserführenden Schicht stellte sich die Absenkungskurve des Grundwassers sehr steil ein. Die Folge war, daß in verhältnismäßig großer Höhe Wasser aus der Böschung des Baggerschnittes trat, wodurch der untere Teil der Böschung stellenweise unterwaschen und zum Einsturz gebracht wurde (Abb. 3). Um die Ausschachtungsarbeiten ohne Gefährdung des Baggers fortsetzen zu können, mußte daher das Grundwasser hinter dem Bagger abgefangen werden. Zu diesem Zwecke wurde die Staffel III, von der unteren östlichen Querseite der Baugrube ausgehend, so weit verlängert, daß sie über die ganze südliche Längsseite und mit einigen Brunnen um die Südwestecke herum reichte. Gleichzeitig mußte an der unteren Querseite für die Staffel III eine neue Pumpstation IX eingerichtet werden, die so weit vorgeschoben wurde, wie es der Aushub der Baugrube gestattete. Die Staffel III wurde, da an dieser Stelle noch keine Erdarbeiten ausgeführt waren, in einer etwa 8 m tiefen, kanalisationsmäßig hergestellten schachtartigen Baugrube um den Bagger herumgeführt. Die Brunnen wurden zunächst gruppenweise zu 3 bis 5 und, nach Verlängerung der Staffel auf der Südseite über $\frac{2}{3}$ der Baugrubenlänge hinaus, einzeln an die neue Pumpstation am Unterhaupt angeschlossen. Bald wurde jedoch festgestellt, daß bei der Länge der Rohrleitung infolge der großen Reibungsverluste die am weitesten von der Pumpstation entfernten Brunnen nicht mehr abgesaugt wurden. An der Südwestecke der Baugrube mußte daher eine weitere Pumpstation IIIa für die Staffel III eingebaut werden. Die Station wurde in einem Schacht von 7 m Tiefe auf NN + 28 aufgestellt. Die ursprüngliche Absicht, den Schacht bis zur Höhe der Berme auf NN + 26 abzusenken, konnte infolge Wasserandrangs nicht durchgeführt werden. Die getroffenen Maßnahmen hatten guten Erfolg, die Baggerarbeiten konnten schon während des Ausbaues der Staffel III weitergeführt und ohne Unterbrechung so weit gefördert werden, bis etwa $\frac{2}{3}$ der südlichen Längsseite der Baugrube freigelegt waren und nur noch ein dreieckiger Erdklotz an der Südwestecke stehen blieb. Die Staffel IV wurde gleichzeitig, dem Fortgang der Erdarbeiten folgend, um den offenen Teil der Baugrube herum weiter ausgebaut.

Beim weiteren Fortschritt der Erdarbeiten wurde etwa auf NN + 29 eine stark wasserführende Kiesschicht angetroffen, die auf einer eingesprenkten Tonschicht aufgelagert war. Das Grundwasser konnte hier nicht nach den tieferliegenden Brunnen abfließen, sondern trat in der Arbeitsböschung des Baggers aus und gefährdete diesen abermals. Zur Beseitigung des Wassers mußte Staffel I auf Planumhöhe NN + 33 bis zur Südwestecke der Baugrube sowie mit einigen Brunnen um die Ecke herumgeführt und an eine neue Pumpstation IA angeschlossen werden. Ferner wurde auf Ord. NN + 30 eine mit dem Hauptteil der Staffel II nicht verbundene, die Ecke umfassende kurze Hilfsstaffel mit der Pumpstation IIIB hergestellt. Hiernach konnte der Aushub der Baugrube mit dem Eimerbagger planmäßig beendet werden. Der letzte Teil des Bodens an der Südwestecke, der vom Eimerbagger nicht gefaßt werden konnte, wurde vom Kabelkran im Greiferbetrieb entfernt. Mit dem Kabelkran war inzwischen auch bereits die Entfernung der Bodenschicht unterhalb des nur bis Ordinate NN + 19 reichenden Baggerschnittes bis

zu der auf Ord. NN + 17,20 liegenden Baugrubensohle in Angriff genommen.

Das Wasser unmittelbar über der Tonschicht, das durch die Senkungsbrunnen nicht vollständig bis zur undurchlässigen Schicht herabgesenkt werden konnte, wurde dabei in Pumpensümpfen gesammelt und aus diesen mit Tageswasserrüsseln, die an die Saugleitung der Staffel IV angeschlossen wurden, abgepumpt. Die vollständige Trockenlegung der Baugrube war auf diese Weise einfach zu erreichen, um so mehr, als die ganze Baugrube durch eine kurze, etwa 2,00 m in die undurchlässige Tonschicht hineinragende eiserne Spundwand umschlossen war, die jeden Wasserzufluß von außen her abspernte. Außerhalb dieser Spundwand staute sich das Wasser über der Tonschicht an, es wurde hier, soweit die Filterbrunnen es nicht absaugten, als Tagewasser abgepumpt.

Die Herstellung und Erhaltung der Bermen und Böschungen machte im allgemeinen keine Schwierigkeit. Nur bei der Böschung am Oberhaupt traten, wie bereits erwähnt, an verschiedenen Stellen, hervorgerufen durch eingelagerte Tonschichten, Quellen auf, die zeitweise in erheblichem Umfange Auswaschungen der Böschung verursachten. Diese Quellen wurden durch Stein- und Strauchwerk-Rigolen gefaßt und durch Holzdrummen in Sammelkasten geleitet, die um die Absenkungsbrunnen herum gebaut waren.

Die Gesamtanordnung der fertigen Grundwassersenkungsanlage vor Beginn der Bauarbeiten an der Schleuse ist in Abb. 4 dargestellt. Während der Hauptabsenkungszeit waren gleichzeitig 315 Brunnen angeschlossen und 9 Pumpen im Betriebe.

Mit dem Fortschreiten der Absenkung waren von der Staffel I die Brunnen an der nördlichen Längsseite der Baugrube mit der Pumpstation II und von der Staffel II die Brunnen und Pumpstationen III und IV des Hauptteiles außer Betrieb gesetzt worden. Das Gerät wurde teilweise beim Bau der tieferen Staffeln verwendet. Der abgetrennte Teil der Staffel II an der Südwestecke und der Teil der Staffel I quer vor dem Oberhaupt mußten dagegen, mit Rücksicht auf die hier vorhandenen eingesprenkten Tonschichten, im Betriebe bleiben. Auch die Staffel III mußte neben der Staffel IV in voller Ausdehnung während der ganzen Bauzeit im Betriebe gehalten werden, da sonst die Gefahr bestand, daß auf den eingelagerten Tonschichten Wasser aus den Böschungen austrat.

Um nicht sämtliche Pumpstationen betreiben zu müssen, wurden zur Verbilligung des Betriebes nach und nach die Reste der Staffeln I und II und die ganze Staffel III durch Heberanlagen zur Staffel IV entwässert. Der Einbau der Heberleitungen war möglich, da der Wasserandrang gering blieb, so daß die Pumpen der Staffel IV das gesamte Wasser fördern konnten, ohne überlastet zu werden. Von den während der Absenkung erforderlichen vier Pumpstationen der Staffel IV wurden nach Eintreten des Beharrungszustandes nur noch die Stationen VII, VIII und XII in Betrieb gehalten. Der Versuch, eine weitere Pumpstation auszuschalten, schlug fehl, da dann das Grundwasser an verschiedenen Stellen der Baugrube rasch anstieg.

Infolge des im Untergrunde vorwiegend vorhandenen tonhaltigen Feinsandes erstreckte sich die Wirkung der Absenkung nur auf eine geringe Entfernung von der Baugrube. Hausbrunnen, die in 400 m Entfernung

vom Baugrubenrande standen, wurden nicht mehr von der Absenkung berührt, es sind daher auch keine Entschädigungen an Anlieger wegen Entziehung von Wasser gezahlt worden.

Sämtliche Grundwassersenkungsgeräte wurden von der Reichswasserstraßenverwaltung neu beschafft. Da es darauf ankam, ein für alle Fälle passendes Gerät zu erhalten, konnten für die Beschaffung die eigenartigen Verhältnisse der Fürstenberger Baustelle nicht allein maßgebend sein, infolgedessen war die Anlage den örtlichen Verhältnissen nicht genau angepaßt. Auch hatte man ursprünglich mit einem weit größeren Wasserandrang gerechnet. Die Rohrleitungen und Pumpen waren daher für die Wasserführung zu stark bemessen, infolgedessen war der Wirkungsgrad der gesamten Anlage niedriger, als es bei einem passenden Gerät zu erreichen gewesen wäre. Ungünstig ist der Wirkungsgrad noch dadurch beeinflußt worden, daß infolge der Länge der Rohrleitungen in den einzelnen Staffeln mehr Pumpen in Betrieb gehalten werden mußten, als bei der im vorliegenden Falle außergewöhnlich geringen Wasserführung erforderlich gewesen wäre.

Die Anordnung und der Umfang der Senkungsanlage wurden vom staatlichen Neubauamt bestimmt. Das Herstellen der einzelnen Saugbrunnen, das Verlegen der Leitungen sowie der Betrieb der Anlage bis zur Beendigung des Baugrubenaushubes war der mit der Ausführung der Erdarbeiten beauftragten Firma Habermann & Guckes-Liebold A.-G., Berlin, übertragen. Für den Betrieb der Anlage erhielt die Firma einen Zuschlag zu den für den Aushub unter Grundwasser festgesetzten Einheitspreisen. Nach Beendigung der Erdarbeiten wurde die Anlage für die ganze Dauer der Bauzeit der Zwillingschachtschleuse vom Neubauamt in Eigenbetrieb übernommen.

2. Einzelheiten der Senkungsanlage (Abb. 5 bis 8).

a) Saugbrunnen. Die Saugbrunnen (Abb. 5) wurden in bekannter Weise als Filterbrunnen hergestellt. Zunächst wurde ein Bohrrohr von 300 mm Durchm. abgetrieben, in dieses wurde ein Filterrohr von 150 mm Durchm. eingebaut. Der Zwischenraum zwischen Bohrrohr und Filter wurde alsdann mit Kies ausgefüllt, gleichzeitig wurde das Bohrrohr gezogen. Schließlich wurde das Saugrohr von 100 mm Durchm. in das Filterrohr eingehängt und alsdann an die Saugleitung angeschlossen.

Die Filterrohre bestanden aus langgelochten verzinkten Eisenrohren, die mit Kupfertresse, Syndikats-Nr. 14, umspannt waren. Da ein enges Anliegen der Tresse am Filterrohr den Wasserzulauf ungünstig beeinflusst, wurden die Rohre vor dem Aufbringen der Tresse mit verzinktem Eisendraht von 3 mm Stärke schraubenförmig umwickelt. Am unteren Ende war das Filterrohr durch einen Holzpfropfen geschlossen, um das Eintreiben von Boden von unten her in das Rohr zu verhindern. Damit die zentrale Stellung des Filterrohres im Kiesfilter erreicht wurde, war das Filterrohr am unteren Ende mit einer dreiteiligen Abstandschelle versehen, die beim Einsetzen in das Bohrrohr zur Führung diente. Um das Einfallen von Sand von oben her in das Filterrohr zu verhindern, wurde dieses anfangs durch zweiteilige, umgebördelte um das Saugrohr herumgelegte Blechscheiben verschlossen. Da häufig ein Verschieben dieser Blechstreifen eintrat, wurde später der Verschuß in einfacher Weise durch Umwickeln mit alten Zementsäcken ausgeführt. Dies Verfahren hat sich gut bewährt, ein Eintreten von Sand von oben her ist dabei nicht mehr vorgekommen. Die Filterlänge war nicht bei allen Brunnen die gleiche. Für die Brunnen, die nur zur Absenkung des oberen Grundwassers dienten war zunächst eine Filterlänge von 5 m vorgesehen, während das obere Ende als geschlossenes Aufsatzrohr ausgebildet werden sollte. In dieser Weise wurden die zuerst hergestellten 13 Brunnen der Staffel I hergestellt. Infolge ihrer Bauart konnten diese Brunnen nur Wasser aus den tieferen Schichten entnehmen. Das Grundwasser konnte jedoch infolge des feinen tonhaltigen Sandes aus den oberen Bodenschichten nicht in genügendem Maße versickern und zu den Filtern gelangen, infolgedessen trat die erstrebte Absenkung nicht ein. Es wurde daher bei allen übrigen Brunnen das Aufsatzrohr durch Filterrohr ersetzt. Die Anlage derartiger Brunnen wurde zwar erheblich teurer, sie hat jedoch wesentlich zur rascheren Absenkung und beschleunigten Ausführung der Erdarbeiten beigetragen, wodurch mittelbar eine Verbilligung der ganzen Arbeit bewirkt wurde. Die Länge der so ausgebildeten Filterrohre für das obere Grundwasser-

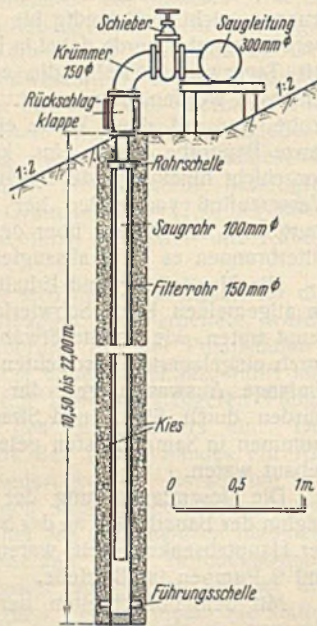


Abb. 5. Saugbrunnen.

stockwerk betrug im allgemeinen 10,50 m. Einzelne Brunnen haben jedoch nicht die erstrebte Tiefe erhalten, da während des Einsetzens der Filter in die Bohrrohre der Schwemmsand in den Rohren hochtrieb, so daß trotz wiederholten Aufbohrens die erwünschte Tiefe nicht hergestellt werden konnte. Es ist auch vorgekommen, daß der bereits vorschriftsmäßig eingebaute Filter sich beim Ziehen der Bohrrohre etwas anhub, er mußte dann oben für den Anschluß an die Saugleitung abgeschnitten werden. Die Verkürzung der Länge blieb jedoch in allen Fällen geringfügig, sie hat das Maß von 0,75 m nicht überschritten.

Die Brunnen der Staffel IV, die gleichzeitig aus dem oberen und unteren Grundwasserstockwerk Wasser entnehmen, erhielten ebenso wie die Brunnen des oberen Stockwerks durchgehende Filterrohre. Die Länge dieser Filterrohre wurde so bemessen, daß Unterkante Filter 5 m unter der Tonschicht lag, die Gesamtlänge schwankte zwischen 15 und 22 m.

Die Saugrohre waren einfache, unten offene, eiserne Rohre, deren Länge sich nach der Länge der Filterrohre richtete; im allgemeinen waren sie 0,50 m kürzer als die Filterrohre. Zum Festhalten in der Höhenlage dienten Schellen, die auf dem Kopf des Filterrohres aufruheten. Jeder Brunnen war entweder mit einer Rückschlagklappe oder mit einem Kegelventil versehen, wodurch gleichzeitig der Übergang von den 100 mm weiten Einhängerohren zu den 150 mm weiten Anschlußkrümmern der Saugleitung vermittelt wurde. Hierdurch sollte bei einem Versagen der Pumpen ein plötzliches Rückströmen des Wassers in die Baugrube und das Leerlaufen der Saug- und Druckleitung verhindert, sowie ein sofortiges Anlaufen der Pumpe nach Beseitigung der Störung ermöglicht werden. Die Kegelventile haben sich als weniger praktisch erwiesen als die Rückschlagklappen; es kam bei einzelnen Ventilen vor, daß sich das Ventil schräg auf den Kegel legte und dann keinen vollständigen Abschluß bewirkte. In solchen Fällen mußte, falls eine Störung an der Pumpe eintrat, durch den Pumpenwärter schleunigst der außer den Ventilen bei jedem Brunnen vorhandene Schieber geschlossen werden, um ein Leerlaufen der Leitungen zu verhindern. Da es sich stets nur um geringe Undichtigkeiten des Ventils handelte, war genügend Zeit hierfür vorhanden. Durch die an die Ventile anschließenden Krümmern von 90° wurden die Brunnen an den wagerecht liegenden Anschlußstutzen der Saugleitung angeschlossen. Zwischen Krümmer und Anschlußleitung war noch der vorher erwähnte Schieber eingebaut. Außer dem bereits genannten Zwecke ermöglichten die Schieber es jederzeit, eine beliebige Anzahl von Brunnen von der Saugleitung abzuschließen sowie durch Drosselung die Wasserführung zu regeln. Die Brunnen standen auf der inneren Seite neben der Saugleitung. Die Einhängerohre konnten also zum Reinigen der Brunnen ohne Schwierigkeiten herausgenommen werden. Dies war zweckmäßig, denn trotz des feinen Filtergewebes sind doch geringe Mengen des sehr feinen Sandes mitgerissen worden, so daß es einige Male erforderlich wurde, die Brunnen zu reinigen. Beim Abbauen der Brunnen ist später festgestellt, daß sich in sämtlichen Filtern eine Sandablagerung bis dicht unter Unterkante des Einhängerohres abgesetzt hatte.

b) Saugleitung. Die Saugleitung hatte einen lichten Durchmesser von 300 mm. Sie bestand aus autogen geschweißten schmiedeisernen Rohren mit losen Flanschen. Die Flanschen wurden durch Pappringe gedichtet. Die Verwendung schmiedeiserner Rohre mit losen Flanschen hat gegenüber den gußeisernen Rohren den Vorteil, daß Paßstücke und anormale Krümmern auf der Baustelle ohne Schwierigkeiten hergestellt werden und Anschlußstücke zur Vermittlung von Abzweigungen nach jeder Richtung hin gedreht werden können. Durch die Pappringe zwischen den Flanschen wurde eine gute Dichtung erreicht, auch nicht genau passende Anschlüsse ließen sich durch Einlegen von Keilstücken, die leicht mit dem Taschenmesser hergestellt werden können, gut abdichten. Bei trockener Witterung ließ die Dichtigkeit der Pappringe nach, da die Pappe zusammentrocknete, in solchen Zeiten mußte daher täglich mehrere Male angepaßt werden. Die Leitungen wurden ständig durch die Pumpenwärter durch Abhören an den Flanschen untersucht und undichte Stellen sofort nachgedichtet. Das Wasser führte, wie durch plätscherndes Geräusch in den Rohrleitungen festgestellt wurde, eine Menge Luft, die jedoch nur zu einem geringen Teil durch die Undichtigkeit der Leitungen in die Rohre gelangte, in der Hauptsache aber aus dem Grundwasser stammte. Die Saugleitungen wurden, von der Mitte zwischen zwei Pumpstationen anfangend, mit geringem Gefälle zur Pumpe steigend verlegt, um die mitgeführte Luft vor der Pumpe sammeln und absaugen zu können. In die Leitung wurden Schieber eingebaut, deren Anzahl sich aus dem gruppenweisen Anschluß der Brunnen an die Pumpstationen ergab. Bei dem Einbau der Schieber wurde zugleich darauf Bedacht genommen, daß eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Brunnen auf die einzelnen Pumpstationen möglich war und daß bei Beschädigung der Saugleitung Teile der Leitung ohne Nachteil für die Absenkung ausgeschaltet werden konnten. Verwendet wurden Schieber mit flachem Gehäuse. Im allgemeinen waren die Schieber nicht vollkommen luftdicht. Schieber an Abzweigstellen, die mit der Außenluft in Verbindung standen, mußten daher durch einen Blindflansch sorgfältig geschlossen werden.

In jeder Staffel waren an der Saugleitung verschiedene Anschlüsse für das Abpumpen von Tageswasser aus der Baugrube vorgesehen. Besonders wichtig waren die Tageswasseranschlüsse in der untersten Staffel IV, da, wie vorher ausgeführt, das obere Grundwasser durch die Senkungsbunnen nicht vollständig bis zur Tonschicht abgesenkt werden konnte, sondern in Pumpensümpfen gesammelt und abgepumpt werden mußte. Die Pumpensümpfe bestanden aus zwei nebeneinanderliegenden, durch einen Überfall getrennten Kammern, von denen die eine als Absatzbecken für mitgeführten Sand und die andere als Saugbecken diente. Das untere Ende der Tageswasserrüssel wurde als etwa 0,5 m langes, mit Kupferstresse bespanntes, am unteren Ende geschlossenes Filterstück ausgebildet

und durch einen Spiralpanzerschlauch mit den festen Teilen des Tageswasserrüssels verbunden. Die Wasserentnahme aus den Pumpensümpfen mußte ständig durch den Pumpenwärter beobachtet und der Anschluß so rechtzeitig geschlossen werden, daß keine Luft in die Saugleitung mitgerissen werden konnte. Nach dem Rammen der Umfassungspundwand staute sich das Wasser außen an der Wand und wurde ständig als Tageswasser abgepumpt. Besondere Pumpensümpfe waren hier nicht erforderlich, sondern es wurden an den tiefsten Stellen wagerecht liegende längere Filterstücke verlegt und an die Saugleitung angeschlossen. Verunreinigungen der Saugleitung beim Abpumpen von Tageswasser wurden durch die Filter vollständig vermieden. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.).

Von Reichsbahnoberrat Lewerenz, Königsberg.

(Fortsetzung aus Heft 46.)

Aus diesem Grunde ist auch beim Schürzenbinder 14 ein Zugband angeordnet worden (Abb. 24). Hierdurch ist weiter erreicht, daß die Momente und Längskräfte des Binders 14 nahezu die gleichen sind wie bei Binder 1 (Mittelbinder und rechter Seitenbinder), wodurch die kon-

senkrechte Stützdruck wird mittels einer Hilfskonstruktion auf fünf Deckenträger gleichmäßig verteilt, die wagerechte Stützkraft wird mittels eines langen Flacheisenankers in die Tunneldecke geleitet. Die zweite Portalstütze ist als Pendelstütze konstruiert, da der Unterbau (Treppenwange

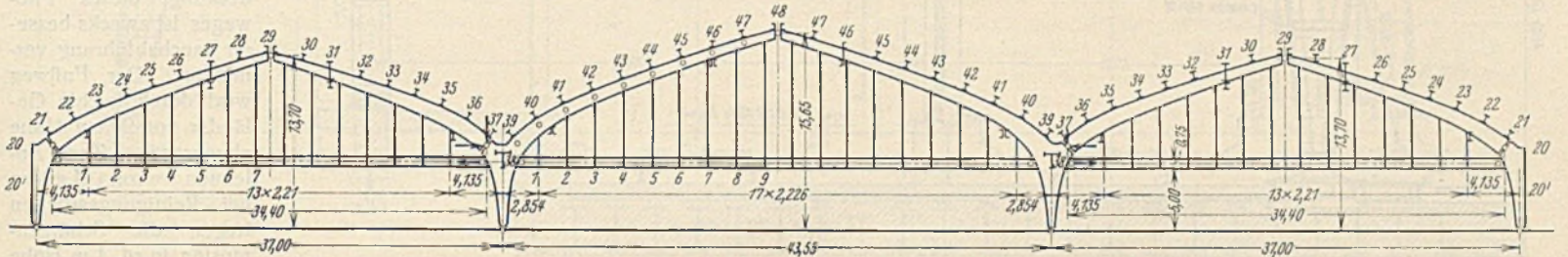


Abb. 24. Prinzipialskizze des Binders.

struktive Durchbildung vereinfacht wird. Die Einzelheiten des Mittelbinders gehen aus Abb. 25 hervor. Die Pfetten ragen um 60 cm über den Binder hinaus. Des Aussehens wegen ist der Dachüberstand durch ein senkrecht und ein wagerechtes Blech verkleidet. Beide Bleche erhalten Schlitzte, die senkrechten zur Rauchabführung, die wagerechten zur Ableitung des Regenwassers, das durch die ersteren Schlitzte von außen eindringt. Das Zugband ist ein zweiwandiger Blechträger von 0,8 m Höhe und mit Stahlbolzen an ein zweiwandiges Eckblech angeschlossen, das durch die aufgeschlitzten Gurtplatten des Binders durchtritt und mit dem Bindersteg vernietet ist.

bezw. Bahnsteigdecke) keine wagerechte Kraft aufnehmen kann. Die Stützkraft dieser Pendelstütze wird beim Binder 2 von einem besonderen unter der Bahnsteigdecke nachträglich einzubauenden Träger, beim Binder 3

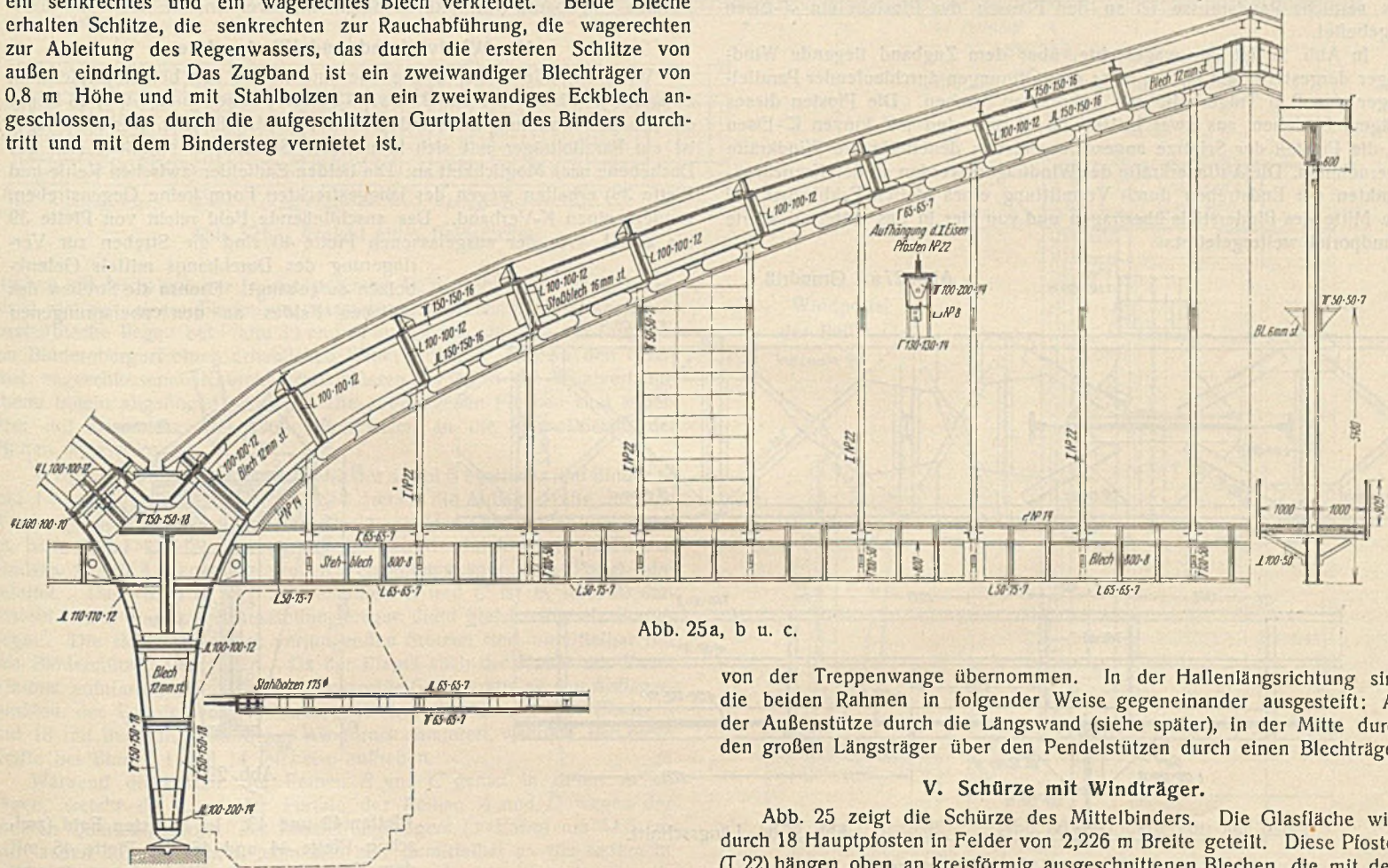


Abb. 25a, b u. c.

von der Treppenwange übernommen. In der Hallenlängsrichtung sind die beiden Rahmen in folgender Weise gegeneinander ausgesteift: An der Außenstütze durch die Längswand (siehe später), in der Mitte durch den großen Längsträger über den Pendelstützen durch einen Blechträger.

V. Schürze mit Windträger.

Abb. 25 zeigt die Schürze des Mittelbinders. Die Glasfläche wird durch 18 Hauptpfosten in Felder von 2,226 m Breite geteilt. Diese Pfosten (I 22) hängen oben an kreisförmig ausgeschnittenen Blechen, die mit dem Untergurt des Binders verschraubt sind. Die Ausschnitte dienen zur Entlüftung und Rauchabführung. Unten tragen die Pfosten das Zugband sowie den wagerecht liegenden Windfachwerkträger, dessen Gurte durch Winkeleisenstreben gegen das Zugband abgestützt sind. Jedes Feld ist durch zwei senkrechte Sprossen in drei Unterfelder geteilt. Die Glas-

Ähnlich wie beim Binder 1 sind auch bei den Bindern 2 und 3 die Stützen der Reihe D abgefangen. Dies geschieht nach Abb. 26 durch Hochlegen des Kämpfergelenkes, wobei sich der Dreigelenkbogen auf ein statisch bestimmtes Portal stützt. Dieses hat an der Außenseite eine steif angeschlossene Stütze, deren Fuß auf der Tunneldecke ruht. Der

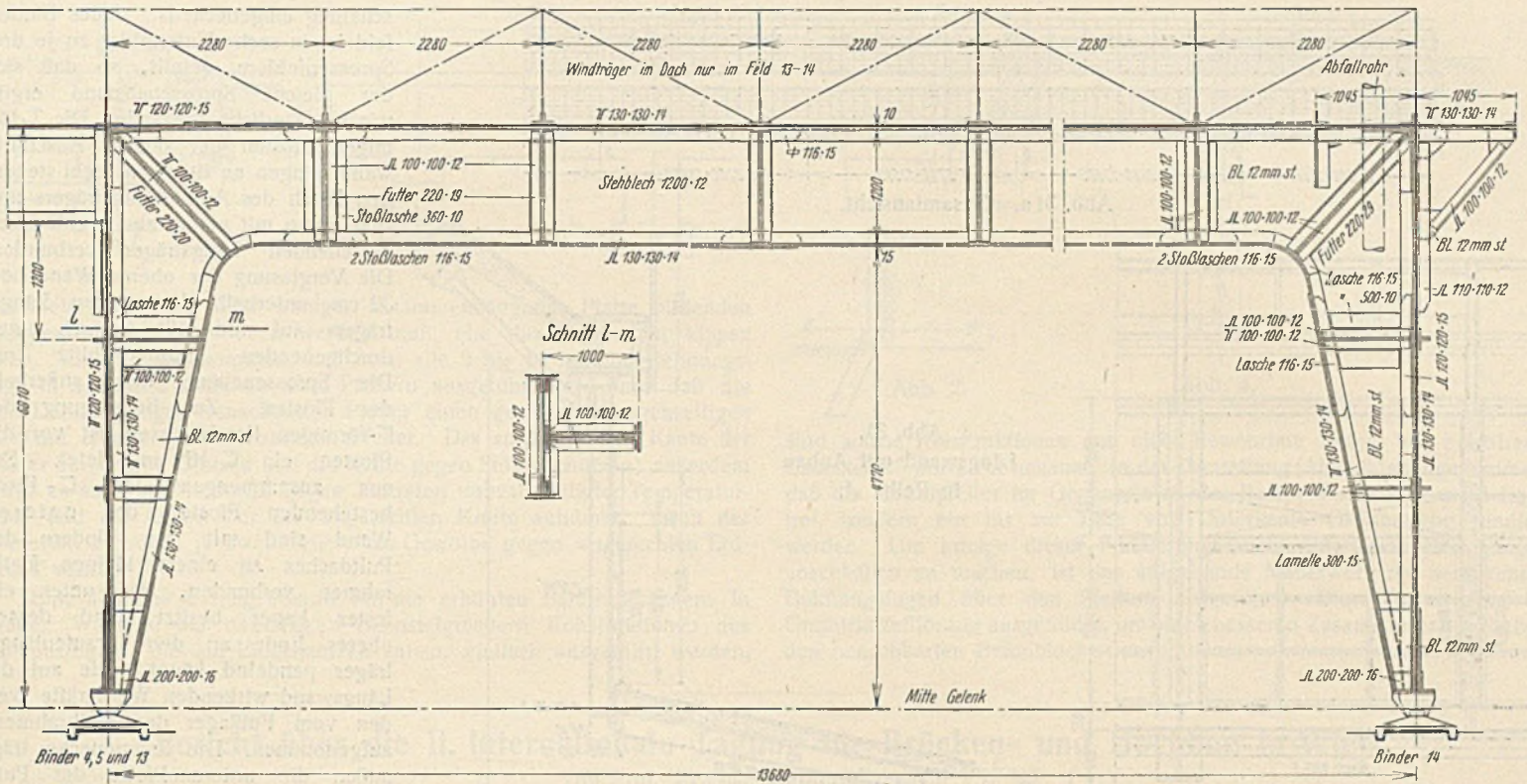


Abb. 29a u. c.

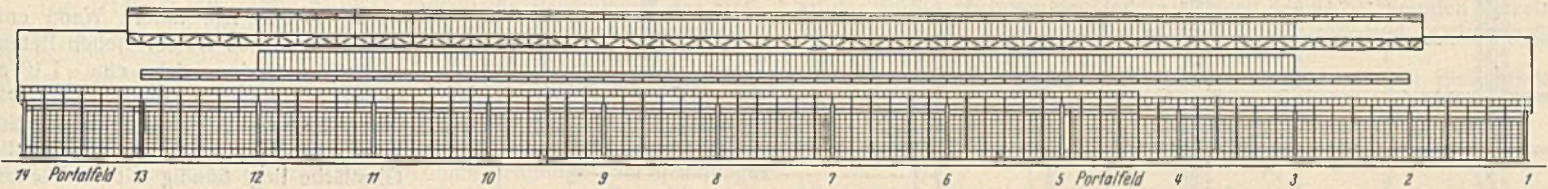


Abb. 32a. Ansicht.

Abb. 32. Längswand in Reihe D.

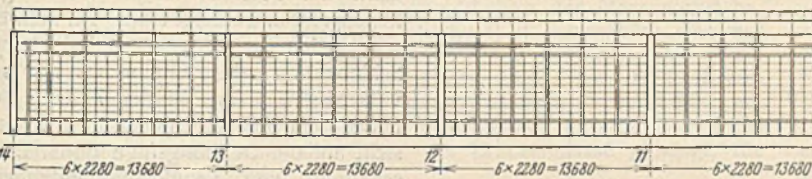


Abb. 32b. Ansicht eines Feldstückes.

streben mit Ausnahme der in den untersten Feldern bestehen aus Winkelleisen, die mit einem Flacheisen zusammengenietet sind. Die Anschlußknotenbleche liegen bei Pfette 39 und 41 in Ebenen, die mit der Tangente am Binderobergurt einen erheblichen Winkel bilden. Die an den Obergurt angeschlossenen Knotenbleche müssen daher in die Windverbandebene hinein abgebogen werden. Die abgebogenen Flächen sind außerdem mit besonders zugepaßten Winkelleisen an die Konsolbleche der Pfetten angeschlossen.

Windportale stehen zwischen Binder 4 und 5 einerseits und Binder 13 und 14 andererseits. Beim Portal 13/14 greifen die Auflagerkräfte aus den Windträgern der Schürze und des Dachverbandes unmittelbar am Portal an, beim Portal 4/5 dagegen werden diese Kräfte durch die zwischen den Bindern 1 und 4 liegenden großen Versteifungsträger zum Portal hingeleitet. Das Portal in den Stützenreihen B und C ist in Abb. 29 dargestellt. Der T-förmige Aussteifungsträger dient gleichzeitig als Portalriegel. Die sich nach unten verjüngenden Stützen sind unmittelbar mit den Binderstützen verbunden. Da der Riegel auch die Kräfte des Dachschubes aufnimmt, rufen dessen senkrechte Seitenkräfte an den Auflagerepunkten des Portals einen Rahmensub hervor, der sich bei Binder 5 und 13 mit der Auflagerkraft aus Winddruck summiert, während sich diese Kräfte bei Binder 4 und 14 teilweise aufheben.

Während die Portale der Reihen B und C genau in deren Achse liegen, weicht die Lage der Portale der Reihen A und D wegen der anderen Querschnittsform des Aussteifungsträgers (T-Form) um 44,5 cm nach außen ab. Das Portal lehnt sich hier unmittelbar an die senkrecht gehaltenen Außenkanten der Binderstützen an und erhält besondere Lager, die neben den Hauptstützenlagern liegen. Die Einzelheiten für das Portal in Reihe D sind aus Abb. 30 ersichtlich. Diese Lager werden bei der Montage erst zum Anliegen gebracht, nachdem das Portal eingebaut und die Dachdeckung vollständig aufgebracht ist. Hierdurch wird erreicht, daß die senkrechten Teilkkräfte des Dachschubes von dem als Zweistütz-

Abb. 30.
Windportal
der Reihe D.

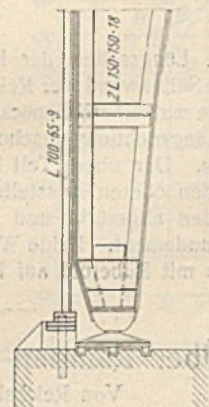


Abb. 30a. Ansicht.

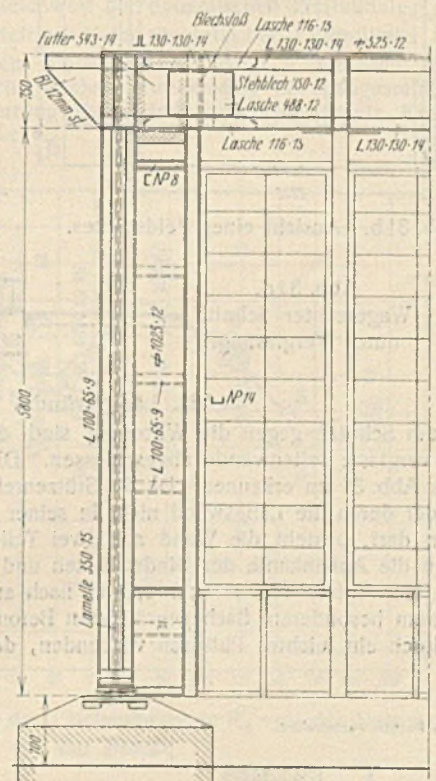


Abb. 30b. Querschnitt am Lager.

träger wirkenden Riegel auf die Binderstiele übertragen werden, ohne einen Rahmensub auszuüben. Lediglich die Schneelast und die aus Windkräften herrührende senkrechte Zusatzlast erzeugen einen geringen Rahmensub.

Während die Portalfüße in Reihe A die abgeschrägte Form haben, sind sie in Reihe D mit Rücksicht auf die anschließende Glaswand des besseren Aussehens wegen rechteckig geformt worden.

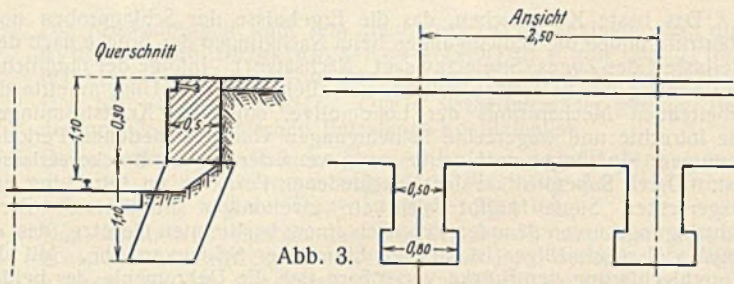


Abb. 3.

der meist eine mehr oder weniger zusammenhängende Platte bildenden Rampenbefestigung gehoben werden muß, ehe das Fundament kippen kann. Es wird angenommen, daß etwa alle 9 bis 10 m eine Dehnungsfuge in der Mitte zwischen zwei Pfeilern ausgeführt wird und daß die den Dehnungsfugen benachbarten Pfeiler einen geringeren gegenseitigen Abstand erhalten als die anderen Pfeiler. Das an der oberen Kante der Mauer befindliche □-Eisen soll die Kante gegen Stöße schützen; außerdem wirkt es auch als Hindernis gegen Eintreten unbeabsichtigter Temperaturrisse und als Anker, der die wagerechten Kräfte aufnimmt, wenn der Mauerteil zwischen je zwei Pfeilern als Gewölbe gegen wagerechten Erd- druck wirkt.

Eine ähnliche Lösung kommt für die erhöhten Bahnsteigmauern in Frage. Während bei niedrigen Bahnsteigmauern Konstruktionen aus Kantensteinen, die auf Einzelstützen ruhen, vielfach ausgeführt werden,

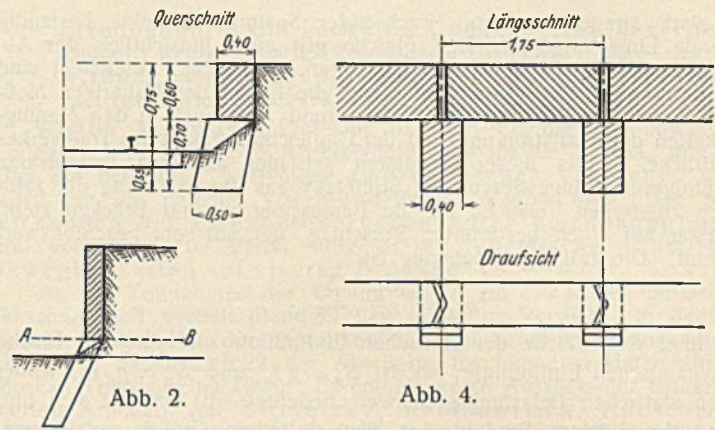


Abb. 2.

Abb. 4.

sind solche Konstruktionen aus nicht bewehrtem Beton bei erhöhten Bahnsteigen mir nicht bekannt. In der Darstellung (Abb. 4) ist angenommen, daß die Einzelpfeiler im Gegensatz zu der Rampenfundierung nicht frostfrei, sondern nur bis zur Tiefe von Unterkante Gleisbettung fundiert werden. Um infolge dieser Fundierungsweise eintretende Bewegungen unschädlich zu machen, ist das aufgehende Mauerwerk mit senkrechten Dehnungsfugen über den Pfeilern ausgeführt. Diese Fugen sind im Grundriß keilförmig ausgebildet, um einen besseren Zusammenhalt zwischen den benachbarten Betonblöcken zu erzielen.

Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden.

(Fortsetzung aus Heft 47.)

Die dritte Art von Versuchen umfaßt die Bestimmung der Stoßzahlen oder des dynamischen Koeffizienten der Brücke. [Nach den Deutschen Reichsbahn-Vorschriften wird die Stoßzahl mit $\varphi \cong 1$ bezeichnet, während in dem Bericht von Strelitzky diese Bezeichnung für $(1 + \varphi)$ verwendet wird. Um Mißverständnisse zu vermeiden, werde ich mich an die deutsche Bezeichnung halten und den sogenannten Stoßzuschlag mit α bezeichnen, so daß die Stoßzahl $\varphi = 1 + \alpha$ ist.] Dieser Wert kann entweder durch Messung der Durchbiegung oder aber auch durch Dehnungs- oder Spannungsmessung gefunden werden, und soll hier deshalb kurz als Durchbiegungsbeiwert oder Spannungsbeiwert zur Kennzeichnung der Messungsart bezeichnet werden. Dieser Durchbiegungsbeiwert ist bekanntlich eine mit wachsender Spannweite hyperbolisch abnehmende Funktion. Der Grund für diesen Zusammenhang liegt hauptsächlich darin, daß die kritischen Geschwindigkeiten der Brücken mit der Spannweite hyperbolisch abnehmen. Bemerkt sei noch, daß von der Spannweite auch die Stärke des dynamischen Impulses und die Größe der Brückenmasse abhängt, die die Schwingungen aufzehrt.

Der Durchbiegungsbeiwert und der Spannungsbeiwert werden oft deshalb verwechselt, weil man annimmt, daß die Spannungen den Durchbiegungen proportional sind. Die Versuche zeigen aber, daß sie sich nicht decken. Die Durchbiegungsmessungen ergaben wesentlich brauchbarere Werte als die Spannungsmessungen, die von vielen Zufälligkeiten abhängen, besonders in den Wandgliedern und in sehr starkem Maße in den Wechselstäben.

b) In Rußland hat man daher zwei weitere Werte als Kennziffern der Brücke eingeführt in dem Bestreben, die Arbeit der wirklichen Brücke mit der einer idealen Brücke zu vergleichen, die man sich als eine vollkommen elastische und homogene Konstruktion denkt. Dieser Vergleich kann nach verschiedenen Merkmalen geschehen. Als solche Merkmale können die dynamischen Einflußlinien dienen, die bei der dynamischen Arbeit der Brücke erhalten werden, und ihr Vergleich mit den statischen Einflußlinien. Dieser Vergleich kann nun entweder nach ihrem Flächeninhalt oder aber auch nach ihrem Umriß durchgeführt werden. Der Flächenvergleich liefert den sogenannten Flächenbeiwert¹⁾:

$$(1) \quad K_f = \frac{F_d}{F_t} = \frac{f_d}{f_t} = \frac{F_d}{\Sigma P f_t}$$

Hierin bedeuten:

- f_d = Fläche der dynamischen Einflußlinie,
- f_t = Fläche der theoretischen Einflußlinie,
- F_d = Fläche des dynamischen Diagramms,
- F_t = Fläche des theoretischen Diagramms.

Eine einfache Überlegung führt zu dem Ergebnis, daß das Verhältnis der Flächeninhalte der Diagramme dem Verhältnis der Flächeninhalte der Einflußlinien gleich sein muß (s. Gl. 1), und daß die Summen-Einflußlinie des theoretischen Diagramms dem Ausdrucke $\Sigma P f_t$ gleich ist und somit verhältnismäßig einfach bestimmt werden kann. Die Versuche haben nun gezeigt, daß dieser sogenannte Flächenbeiwert weder von der Belastungs-

art der Brücke, noch von der Geschwindigkeit der sie befahrenden Verkehrslast abhängt. Er bildet somit eine reine Arbeitsgröße und gewissermaßen eine Kennziffer für den Zustand der Brücke.

Betrachtet man dagegen den Umriß der dynamischen Einflußlinien, so erhält man den sogenannten Verzerrungsbeiwert.

$$(2) \quad \gamma = \frac{y_e}{y_t} : \frac{1}{K_f} = \frac{p_e}{p_t}$$

Hierin ist:

- y_e die Versuchsdeformation (nach dem Diagramm),
- y_t die entsprechende theoretische Deformation,
- p_e der Belastungsgleichwert der dynamischen Einflußlinie,
- p_t der Belastungsgleichwert der theoretischen Einflußlinie.

Im Gegensatz zu dem Flächenbeiwert hängt γ stark von der Geschwindigkeit ab und wird deshalb zweckmäßig bei Langsamfahrt bestimmt. Mit dem Verzerrungswert erhält man eine zweite Kennziffer über den Zustand der Brücke.

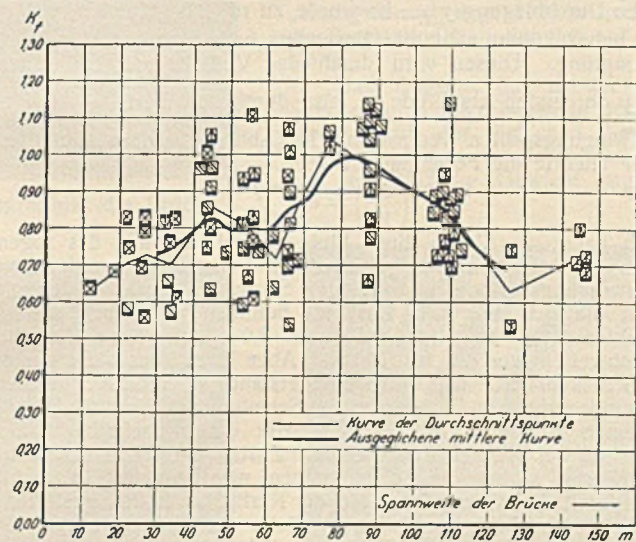


Abb. 4. Abhängigkeit der Flächenbeiwerte K_f von der Spannweite der Brücke.

In Abb. 4 ist eine Zusammenstellung der Flächenbeiwerte K_f als Funktion der Spannweite der Brücke auf Grund der russischen Messungen angegeben. Sie liegen zwischen $K_f = 0,5$ und $1,2$. Hiernach ergibt sich z. B.

$$\begin{aligned} \text{für } l = 60 \text{ m im Mittel } K_f &= 0,8 \\ \text{für } l = 90 \text{ m } \quad \quad \quad K_f &= 1,0. \end{aligned}$$

So geistvoll diese Erörterung der russischen Ingenieure auch sein mag, so kann man doch nicht verschweigen, daß auch diese Zensuren

¹⁾ Vergl. N. Strelitzky, Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken. „Die Bautechnik“, Heft 41. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

sehr stark streuen und mit wachsender Spannweite keine beständig steigende Linie ergeben. Das gleiche gilt auch hinsichtlich der Abhängigkeit des Flächenbeiwertes vom Alter der Brücke. Vielleicht sind diese Streuungen zum großen Teil durch die Fehler der bisherigen Meßgeräte begründet, vielleicht liegt der Grund aber auch in den Mannigfaltigkeiten der Kraftströmung und der Ungleichförmigkeit des Tragwerkes der Brücke. Trotz dieser Bedenken sei hier auf eine bedeutsame Schlußfolgerung hingewiesen, die Streletzky aus der Erfahrung der zahlreichen russischen Versuche für die Bemessung unserer Brücken zieht, und zwar auf einen bestimmten Vorschlag, der mir sehr beachtenswert erscheint. Die zulässige Spannung ist

$$\sigma_{zul} = \frac{S_g + S_p}{F}$$

Bezeichnet f_s = Fläche der statischen Einflußlinie und f_d = die Fläche der dynamischen Einflußlinie, so ist $S_g = g f_s$ und $S_p = p_d f_d$, wobei p_d den statischen Belastungsgleichwert bedeutet. Es handelt sich nun darum, das letztere Produkt aus den statischen Größen aufzubauen. Hierzu sind zwei Beiwerte erforderlich, nämlich ein dynamischer Belastungsbeiwert (d. i. unsere Stoßzahl φ) und ein dynamischer Brückenbeiwert, der lediglich von der Art der Brücke, also nicht von der Belastungsgröße und Belastungsart abhängt. Für diesen neuen Beiwert schlägt Streletzky den Flächenbeiwert K_f vor (s. Gl. 2). Aus Abb. 4 ergibt sich z. B. für eine Brücke von 60 m Spannweite $K_f = 0,8$, dagegen bei 90 m Spannweite $K_f = 1,0$. Nimmt man die zugehörigen Stoßzahlen zu $\varphi = 1,8$ bzw. $\varphi = 1,65$ an, so erhält man dieses erörterte Produkt zu

$$p_d f_d = (p_s \varphi) (f_s K_f) = (p_s f_s) \varphi K_f = P \cdot 1,8 \cdot 0,8 = 1,44 P$$

$$\text{bzw. } p_d f_d = P \cdot 1,65 \cdot 1,0 = 1,65 P.$$

Somit ergibt sich:

$$\text{für } l = 60 \text{ m } \sigma_{zul} = \frac{1}{F} (g f_s + (p_s \varphi) (f_s K_f)) = \frac{1}{F} (S_g + 1,44 S_p)$$

$$\text{bzw. „ } l = 90 \text{ m } \sigma_{zul} = \frac{1}{F} (S_g + 1,65 S_p).$$

Der Grundgedanke dieses Vorschlages besteht darin, durch Einführung des neuen Beiwertes K_f , der die Arbeit der Brücke kennzeichnet, neben dem Belastungsbeiwert φ einen neuen verbesserten Maßstab für die Beanspruchung zu finden.

2. Die Ergebnisse der russischen Stoßversuche (Schlagproben).

Der einfachste Impuls ist der Schlag. Die Schlagprobe gestattet die Untersuchung der freien Schwingungen. Will man dagegen auch die erzwungenen Schwingungen untersuchen, so braucht man eine Schwingungsmaschine, wie sie u. a. zurzeit von der Deutschen Reichsbahn ausgebildet wird. Bei diesen Schlagproben fällt entweder ein Bär von einer gewissen Höhe herab, wobei die Stoßenergie sowohl vom Belag wie von dem Tragwerk der Brücke verbraucht wird, oder aber das Gewicht wird an die Hauptträger angehängt und fällt sodann herunter (sogenannter Reaktions-schlag, der befriedigendere Ergebnisse liefert). Der Schlagbeiwert ist dann das Verhältnis der dynamischen Durchbiegung y_d einer Schwingung zur statischen Durchbiegung y_{st} . Er wurde zu rd. 2,0 gefunden, was mit der Theorie nahezu übereinstimmt. Besonders bedeutsam ist hier das Gesetz der Dämpfung. Dieses wird durch das Verhältnis irgend einer Amplitude y zur ersten Amplitude y_1 , also durch den Wert $\frac{y}{y_1}$ als Funktion der Schwingungszahl n veranschaulicht (Abb. 5). Diese Funktion muß nach der Theorie die Form haben:

$$\left(\frac{y}{y_1}\right) = e^{-ETN}$$

Hiernach kann, da Abb. 5 diese Linie darstellen muß, das sogenannte Dekrement des Dämpfungsgesetzes E bestimmt werden, wenn T die Schwingungsperiode und N die Schwingungszahl bedeutet. Bei Brücken, die sich in gutem Zustande befinden, schwankt dieser Wert des Dekrementes zwischen 0,5 und 3,0, und zwar für Brücken mit Spannweiten von 25 bis 100 m. Aber auch dieses Dekrement ist leider nicht konstant. Der Brückenwiderstand ist nämlich im Anfang der Schwingungen größer. Bei den ersten Schwingungen hat die Dämpfungskurve einen steileren Verlauf und später einen flacheren. Bei alten Brücken und bei Brücken in schlechtem Zustande erreicht das Dekrement größere Werte, wobei die Schwingungen nicht regelmäßig ausklingen, sondern durch die Widerstände, die der Kraftstrom findet, gestört werden. Bietet sich dem Kraftstrom an einer Stelle ein breites Bett, also wenig Widerstand, und mißt man gerade die Schwingungen an einer solchen Stelle, so können hier die Schwingungsordinaten oft sogar größer als die ersten Ordinaten werden. Ein zweites Kennzeichen für den Brücken-zustand bildet die Antwort auf die Frage: Nach welcher Zeit oder bei der wievielten Schwingung beträgt die Ordinate y ein Zehntel des Wertes der ersten Ordinate y_1 ? In gutem Zustande befindliche Brücken schwingen länger als veraltete.

Einen weiteren Maßstab ergibt endlich eine eigenartige Funktion, deren Abszissen die Nummern der Schwingungen und deren Ordinaten $\frac{d}{dt} \left[\left(\frac{y_1}{y}\right)^2 \right]$ sind, die den Energieverbrauch bei freien Schwingungen darstellen. Hierfür sind aber wiederum einwandfreie Meßgeräte erste Voraussetzung.

Das beste Kennzeichen, das die Ergebnisse der Schlagproben noch übertrifft, bilden die Schwingungen beim Nachklingen der Brücke nach dem Verlassen des Zuges (Streletzky sagt „Nachsätze“). Infolge der räumlichen Verformung der belasteten Brücke, vor allem durch die Unsymmetrie des arbeitenden Mechanismus der Lokomotive, entstehen Kraftströmungen, die lotrechte und wagerechte Schwingungen von verschiedenen Perioden erzeugen. Sie klingen noch weiter nach, wenn der Zug die Brücke verlassen hat. Durch Superposition der verschiedenen Perioden im lotrechten und wagerechten Sinne ergibt sich ein zweitoniger Rhythmus. Diese Schwingungskurven dämpfen sich nach einem bestimmten Gesetze, das oft sogar viel regelmäßiger ist, als die Linien der Schlagversuche. Mit der Verschlechterung der Brücke vergrößern sich die Dekremente der beiden Schwingungen. Hieraus folgt wiederum, daß die dynamische Arbeit der Brücke sehr stark von ihrem Zustande abhängt.

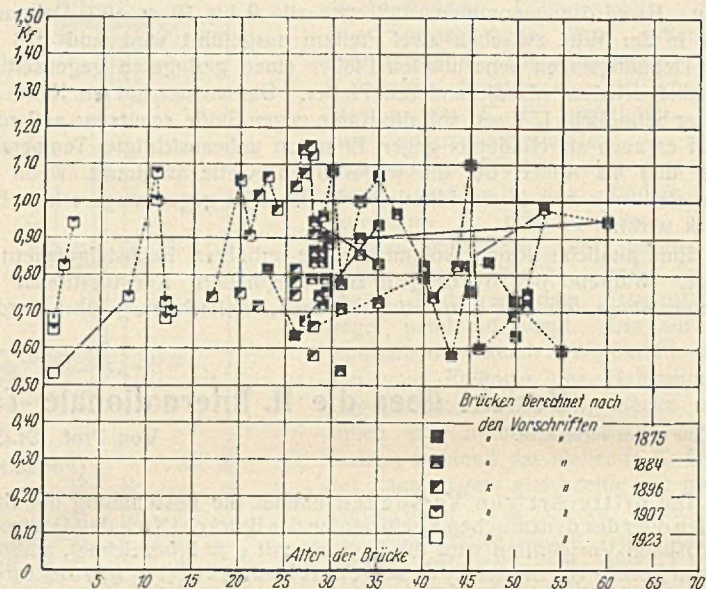


Abb. 5. Linien der späteren Schwingungsamplituden in Bezug zur ersten, erhalten durch Schlagproben in der Nähe der Schlagstelle.

Bei der Durchfahrt des Zuges entstehen auf der Brücke erzwungene Schwingungen von oft sehr verwickelter Form, wie auch das akustische Gewirre von Tönen zeigt, das wir als Geräusch empfinden. Eine Analyse dieser erzwungenen Schwingungen erscheint hoffnungslos. Sie werden hauptsächlich in ihrer Resonanz-Periode untersucht. Die Resonanz kann bei einem beliebig periodischen Impuls entstehen und ist auch bei den geringsten Kraftimpulsen möglich. Nach Abb. 6 wurde z. B. durch rhythmische Bewegungen eines auf der Brücke befindlichen Menschen bei einer Stützweite von 109 m eine Durchbiegung von 0,73 mm hervorgerufen. Voraussetzung hierbei sind folgende drei Vorbedingungen: die nötige Impulsdauer, Zusammenfall des Rhythmus und Einfachheit des Rhythmustones.

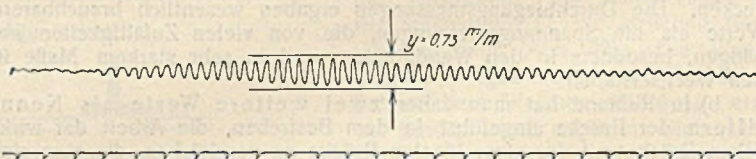


Abb. 6. Erzwungene lotrechte Schwingungen einer Brücke mit $l = 109$ m von der Wirkung eines Menschen.

Da diese Bedingungen bei Eisenbahnbrücken nicht zugleich erfüllt sind, braucht man derartige Resonanz-Erscheinungen bei diesen nicht zu befürchten. Nur bei kurzen Brücken könnte bei einer großen Geschwindigkeit Resonanz eintreten, bei längeren Brücken dagegen nicht. Bei diesen kurzen Brücken ist aber die Zeit zu kurz, die Zahl der Impulse zu klein, so daß die Schwingungen nicht gefährlich werden. Auch hängt der Rhythmus der Brückenschwingungen von der schwingenden Masse der Brücke und der Verkehrslast ab. Da nun diese Masse sich bei der Bewegung der Lokomotive ändert, können die Brückenschwingungen auf die Dauer nicht mit dem Rhythmus der Lastimpulse zusammenfallen. Auch wirken die Federn der Lokomotive und Wagen im günstigen Sinne, wie Schlagversuche mit und ohne Verkehrslast auf der Brücke zeigen. Lange Brücken dagegen haben niedrigere kritische Geschwindigkeiten, so daß deren Impulse nur gering sind, obwohl ihre Zahl groß ist. Also auch hier besteht in der Regel keine Gefahr.

Die sogen. „Wagen-Resonanz“ entsteht dann, wenn die als Dämpfung wirkende Lokomotive schon jenseits der Brücke ist, und Güterwagen von gleichem Achsstand ständig auf einen Schienenstoß hämmern. Auch ausgelaufene Radreifen können starke Mitschwingungen der Brücke hervor-rufen. Diese Wagen-Impulse sind aber wegen ihrer Kleinheit meist ohne Bedeutung.

Folgende Grundgedanken werden vom Berichterstatter besonders hervorgehoben:

1. Die Notwendigkeit vom rein theoretischen Standpunkte aus, die dynamischen Belastungs-Koeffizienten η von den dynamischen Koeffizienten der Brücke K_f scharf abzutrennen.
2. Die bei ebenem glatten Gleis verhältnismäßig geringe Bedeutung der dynamischen Belastungs-Koeffizienten.
3. Der wesentliche Einfluß der Unebenheiten des Gleises, ferner die noch nicht vollkommen aufgeklärte Wirkung der Schienenschweißung und der Dämpfung der Bettung.
4. Der wesentliche Einfluß der Konstruktion und des allgemeinen Zustandes der Brücke auf ihre dynamischen Wirkungen, die den dynamischen Brücken-Koeffizienten K_f zu einer sehr unbeständigen Funktion gestalten.
5. Der genügend scharf ausgeprägte Einfluß der Konstruktion und des Brückenzustandes auf die Ausbildung der Flächen der dynamischen Einflußlinien, der Dämpfungs-Dekremente der Schwingungen und der Verzögerungs-Koeffizienten der Formänderung.
6. Die genügend scharf ausgeprägte Resonanz-Erscheinung bei

Eisenbahnbrücken infolge der Unebenheiten des Gleises (Stöße); weniger starke Resonanz-Erscheinung infolge der Einwirkung von Gegengewichten und eine unwesentliche infolge Dampfeinwirkung.

Almon H. Fuller, Professor of Civil Engineering, Iowa State College, Ames Iowa (U. S. A.) erstattete ebenfalls ein Referat, und zwar über die bekannten wertvollen amerikanischen Versuche. Ferner lagen vor die Berichte von Mendizabal, Madrid, über „Die Stoßwirkungen bei Eisenbetonbrücken unter Eisenbahngleisen“ und von Godard, Paris, über „Die dynamische Einwirkung bewegter Lasten auf eiserne Brücken“.

An die Teilnehmer der Tagung wurde ein 192 Seiten umfassendes Forschungsheft verteilt (Band 89 der russischen Versuche, in deutscher Sprache: Ergebnisse der experimentellen Brückenuntersuchungen in der U. S. S. R., Sammelheft 22 der Abteilung für Ingenieur-Untersuchungen Moskau-Transpetschat 1928). Es enthält kurze Auszüge der bemerkenswerten Arbeiten von Streletzky, Rabinowitsch, Hübschmann, Nikolajeff, Bernstein, Belajeff, Patton, Dunajeff und Iljassewitsch.
(Fortsetzung folgt.)

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. November erschienene Heft 21 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. N. Kelen: Zwei neue Eisenbetontalsperren in den Vereinigten Staaten von Amerika. — Dr.-Ing. E. Rausch: Berechnung von Dampfturbinenfundamenten. — Dr.-Ing. P. M.: Schwingungen von Schornsteinen. — Dr.-Ing. R. Roll: Neue Bauarten von Massivdecken. — Ing. Prikaszcicow: Kurventafeln für die Berechnung von Eisenbetonplatten und Balken mit doppelter Bewehrung. — Prof. Dr.-Ing. Gehler: Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Dr.-Ing. Joachim Schultze †. Am 16. Oktober ist nach langem, schwerem Leiden unser geschätzter Mitarbeiter, der Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin Dr.-Ing. Joachim Schultze in Bornim bei Potsdam gestorben. Seine vielfachen fachliterarischen Arbeiten lagen fast durchweg auf dem Gebiete der Grundwasserprobleme. Eines seiner bekanntesten Werke ist das 1919 in zweiter Auflage im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienene Buch: Grundwasserabdichtung; auch „Die Bautechnik“ hat manchen wertvollen Aufsatz von ihm gebracht.

Lebensdauer und Unterhaltungsaufwand von eisernen Überbauten, steinernen Pfeilern und Widerlagern und steinernen Brücken. Unter dieser Überschrift war in der „Bautechnik“ 1928, Heft 41, S. 615, von

dem guten Zustande älterer eiserner Überbauten und der schlechten Beschaffenheit gleichaltriger Pfeiler und Widerlager die Rede gewesen. Die Zinnaflutbrücke in km 13,538 der Strecke Ratibor—Leobschütz ist ein vorzügliches Beispiel dafür, daß eiserne Überbauten bei ausreichender, auf die Entwicklung der Fahrzeuge Rücksicht nehmender Bemessung und bei guter baulicher Durchbildung und Unterhaltung unverwüstlich sind, daß man aber von steinernen Pfeilern und Widerlagern dies nicht behaupten kann. Die Brücke stammt aus dem Jahre 1856, ist also 72 Jahre alt. Der vollwandige eiserne Überbau ist noch tadellos erhalten, ist noch nicht verstärkt worden und genügt dem Lastenzuge E . Er ist also noch auf sehr lange Zeit den Anforderungen des Betriebes gewachsen. Abb. 1 zeigt das Gesamtbild der Brücke. Die Stegbleche der Hauptträger zeigen einen Längsstoß und an den Anschlüssen der Querträger senkrechte Stöße. In Abb. 2 ist die Ansicht eines Hauptträgers über dem Mittelpfeiler und in Abb. 3 der Anschluß eines Querträgers wiedergegeben. Die Pfeiler und die beiden Widerlager sind vollständig zerstört, wie dies Abb. 1 u. 4 deutlich zeigen.
Schaper.

Die Seilbahnen auf den Patscherkofel und die Nordkette bei Innsbruck. Vor kurzem wurden bei Innsbruck zwei neue Seilbahnen, deren wesentlichste Einzelheiten nachstehend wiedergegeben sind, in Betrieb genommen.

I. Die Patscherkofelbahn geht von Igls aus, dem südlich der Stadt Innsbruck auf dem Mittelgebirge gelegenen Kurort, der durch eine schmal-spurige Reibungsbahn und durch eine Kraftwagenpost mit der Stadt verbunden ist. Die Talstation liegt auf dem sogen. Oberfeld in einer Seehöhe von 898 m, die Zwischen- und Umsteigestation „Heiligwasser“ liegt 1150 m hoch, und die Bergstation befindet sich auf 1945 m Höhe.

Das Tragsseil, das in der unteren Strecke auf der Westseite, in der oberen Strecke auf der östlichen Seite der Stützen aufliegt, wurde in zwei Teilen von je 22000 kg Gewicht angeliefert,

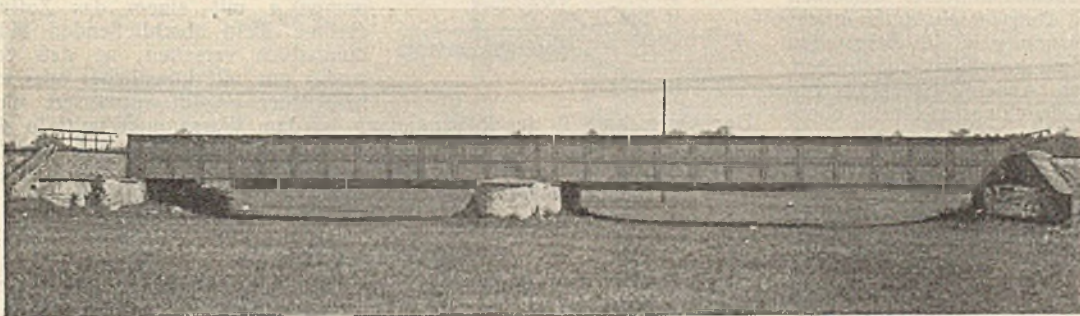


Abb. 1. Zinnaflutbrücke in km 13,538 der Strecke Ratibor—Leobschütz. Gesamtbild der Brücke.

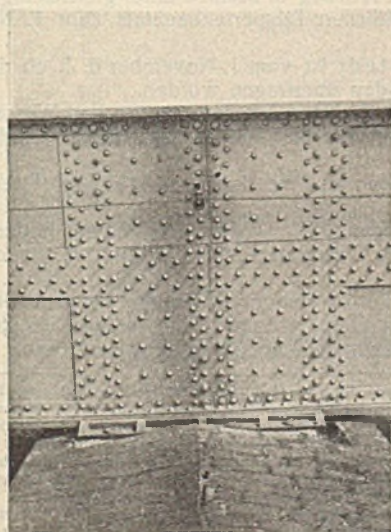


Abb. 2. Ansicht des Hauptträgers über dem Mittelpfeiler.

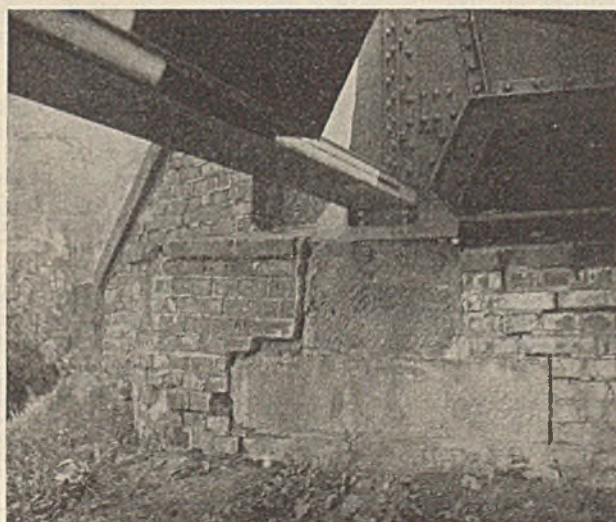


Abb. 4. Lagerung des Hauptträgers und zerstörtes Widerlager.

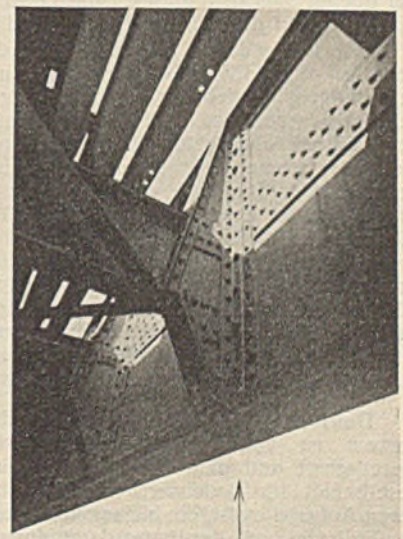


Abb. 3. Anschluß des Querträgers von unten gesehen.

entsprechend einer Teilstreckenlänge von 1900 m und einem äußeren Durchmesser von 49 mm. Das Zugseil hat ein Gesamtgewicht von 8000 kg, das Gegenseil wiegt 5100 kg und das Hilfsseil 10500 kg.

Die Zwischenstation hat den Zweck, zur Erzielung höherer Leistungen vier Wagen verkehren zu lassen, von denen je zwei gleichzeitig in entgegengesetzter Richtung dort ankommen und je eine Strecke bedienen. Hierzu ist lediglich das Auflegen der zweiten Trageilteile notwendig und ein Umbau der Zwischenstation.

Die Länge der Bahn, für die ein durchgehendes Zugseil vorgesehen ist, so daß nur ein Antrieb in der Talstation erforderlich ist, beträgt 3737 m, der Höhenunterschied zwischen Berg- und Talstation 1047 m. Insgesamt waren elf Stützen erforderlich, deren größte 36 m hoch ist. Bei einem Fassungsraum von 24 Personen je Wagen ist die stündliche Leistung 70 Personen.

Der erste Spatenstich fand statt am 15. Mai 1927, und zwar zur Herstellung der Materialseilbahn. Das erste Baumaterial für die zu errichtenden Arbeiterbaracken und deren Verproviantierung wurde durch Flugzeuge der Süddeutschen Lufthansa Innsbruck herangebracht, und zwar wurden auf diesem Wege etwa 10000 kg bis zur Inbetriebnahme der Hilfsseilbahn am 20. Juli 1927 gefördert. Der Bau der Berg- und Talstation wurde Anfang Juli 1927 begonnen. Ende Oktober 1927 waren die Rohbauarbeiten bereits abgeschlossen. Die übrigen Arbeiten gingen ebenfalls sehr rasch vor sich, so daß bereits am 12. April 1928 die amtliche Prüfung der Bahn abgeschlossen war.

II. Die Nordkettenbahn. Der Gedanke, den Kamm der Innsbrucker Nordkette durch eine Schwebebahn der Allgemeinheit zu erschließen, reicht fast zwei Jahrzehnte zurück. Die Bahn sollte schon vor dem Kriege durch den bekannten Tiroler Bergbahn-Erbauer Dr. Riehl im Anschluß an die von ihm im Jahre 1906 erbaute Hungerburg-Standseilbahn erbaut werden und die Hungerburg mit dem Hafelekar verbinden. Der Krieg und die Not der ersten Nachkriegsjahre verhinderten die Ausführung, bis die Stadtgemeinde Innsbruck den Plan wieder aufgriff. Ausgezeichnete Organisation und tadelloses Zusammenarbeiten sämtlicher beteiligter Firmen brachten die Bahn in sehr kurzer Zeit zur Vollendung.

Unmittelbar neben der Endstation der Hungerburg-Standseilbahn liegt auf 863 m Seehöhe die Talstation „Hungerburger Seilschwebebahn“. Mit einer durchschnittlichen Steigung von 41 % führt die Trasse der Seilbahn zur Zwischenstation „Seegrube“ auf 1905 m Höhe. Der Höhenunterschied der unteren Teilstrecke beträgt demnach 1042 m, die wagerechte Länge 2684 m, die schräge Länge 2890 m. Die Bergstation Hafelekar liegt 2256 m hoch, so daß der Höhenunterschied der oberen Teilstrecke 352 m beträgt. Die wagerechte Länge der oberen Strecke beträgt 668 m, die schräge Länge rd. 750 m. Die mittlere Steigung der oberen Strecke, die in der Zwischenstation gegenüber der unteren Trasse um 122° abgelenkt wird, beträgt 56%. Die untere Strecke ist mit zwei Tragseilen von 52,5 mm äußerem Durchmesser nach Herkulesbauart ausgerüstet, die in der Zwischenstation verankert sind und in der Talstation durch Spanngewichte gespannt werden. Die obere Teilstrecke ist nur mit einem Tragseil von 49 mm Außendurchmesser derselben Bauart ausgestattet, und zwar wird dieses Tragseil ebenfalls in der Zwischenstation verankert, während die Anspannung in der Bergstation stattfindet. Beide Teilstrecken werden in der Zwischenstation angetrieben. Das Zugseil der unteren Strecke hat einen Außendurchmesser von 26 mm, das Hilfsseil von 19 mm, während die Durchmesser für die obere Strecke beim Zugseil 29 mm, beim Hilfsseil 19 mm betragen.

In der unteren Strecke, wo sich die Tragseile über vier Zwischenstützen spannen, ist Pendelverkehr mit 13 Minuten Fahrzeit vorgesehen; auf der oberen eingleisigen Strecke, die 750 m frei gespannt ist, ist dies nicht notwendig, da die Fahrzeit nur 4 Minuten beträgt. Die Leistungsfähigkeit der oberen Bahnstrecke ist daher nicht geringer als die der unteren Strecke.

Die Wagen für beide Teilstrecken fassen 24 Personen und sind mit den üblichen Sicherheitseinrichtungen und Zubehör ausgestattet. Die Fahrgeschwindigkeit auf der unteren Strecke beträgt 3,6 m/Sek., auf der oberen Strecke 3 m/Sek. Die Leistung der ganzen Bahnanlage beträgt 90 Personen i. d. Std., also bei elfstündigem Betriebe rd. 1000 Personen.

Wie bei anderen Seilbahnen wurde auch bei der Nordkettenbahn zunächst eine Hilfsseilbahn errichtet, und zwar für die untere Strecke mit stetigem Betrieb, für die obere Strecke mit Pendelbetrieb. Besonders schwierig gestalteten sich die Vorarbeiten, die noch vor der Erbauung der Hilfsseilbahn geleistet werden mußten, weil auf die Innsbrucker Nordkette keine Fahrwege, sondern nur steile Fußwege führen. Die erforderlichen Baustoffe mußten daher getragen werden; die geschulten Träger förderten durchschnittlich 150 kg in zwei Gängen bei 1000 m Höhenunterschied. Ausnahmsweise wurden auf diese Weise auch Einzellasten bis zu 132 kg von einem Manne getragen. Neben dieser Förderart kam auch eine moderne, mittels Flugzeuges und Fallschirm durch die Süddeutsche Lufthansa Innsbruck zur Anwendung, die nach Fertigstellung der Hilfsseilbahn ebenfalls ihr Ende fand. — Die Nordkettenbahn ist bis jetzt die einzige Seilbahn, bei der der kurz gesetzte Termin der Eröffnung (1. Juli d. J.) auf den Tag eingehalten wurde. F. F.

Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik.¹⁾ Vor kurzem ist vom Reichsverkehrsminister, der Deutschen Reichsbahngesellschaft und dem Preuß. Kultusminister die „Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo)“ ins Leben gerufen worden, deren Aufgabe es ist, die bislang vorliegenden Erfahrungen auf dem Gebiete des Erdbaues und der Bauwerkgründungen zu sammeln, die Eigenschaften aller Bodenarten als Baugrund und Baustoff zu erforschen und die Ur-

sachen und Wirkungen dieser Eigenschaften zu untersuchen. Die Gesellschaft besteht aus 21 von den Gründern berufenen Ingenieuren und Forschern. Sie betreibt eine Forschungsstelle, die der Technischen Hochschule in Charlottenburg angegliedert ist. Ihre laufenden Geschäfte werden von dem Vorstände und von einem Arbeitsausschuß geführt, der sich zunächst aus zwei Hochschulprofessoren und einem Baubeamten zusammensetzt.

Die Forschungsgesellschaft soll in gleicher Weise für Behörden und private Unternehmungen arbeiten; sie wird ihren Aufgaben am besten gerecht werden können, wenn möglichst viele Stellen sie zur Mitwirkung heranziehen. Eine wichtige Aufgabe der Forschungsgesellschaft wird darin bestehen, mit den verschiedenen deutschen Stellen, die sich mit Forschungen auf dem Gebiete der Bodenmechanik befassen, besonders auch mit den geologischen Landesanstalten, eine enge Fühlung herzustellen, damit Doppelarbeit vermieden wird.

Die Geschäftsstelle der Gesellschaft befindet sich bei der Technischen Hochschule in Charlottenburg.

Technische Hochschule Darmstadt. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Baurat Dr.-Ing. Friedrich Bohny, Leiter der Eisenbau-Abteilung der Gutehoffnungshütte in Sterkrade, in Anerkennung seiner Verdienste um die wissenschaftliche und konstruktive Entwicklung des neuzeitlichen Großbrückenbaues.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Am 12. und 13. November 1928 findet eine Herbsttagung mit folgender Tagesordnung statt:

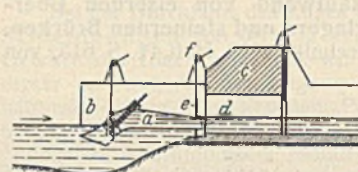
Montag, den 12. November: 12.30 Uhr Besichtigung der Untergrundbahnbauten am Alexanderplatz; 17.30 Uhr im großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Friedrich Ebert-Straße 27, Vorträge von Direktor Reg.-Baum. a. D. Eugen Vögler, Essen, über: „Was hat das Baugewerbe getan, um die Wirtschaftlichkeit seiner Betriebe zu heben?“; Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Siegmund Müller, Berlin, über: „Die Ausbildung der Praktikanten des Bauingenieurwesens“ (kurzes Referat); Prof. Dr.-Ing. Kögler, Freiberg, über: „Mitarbeit der Praxis bei der Baugrundforschung“ (Referat); Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Hertwig, Berlin, über: „Der Stand der wissenschaftlichen Baugrundforschung“ (Referat).

Dienstag, den 13. November: Besichtigung der Baustelle des Schiffshebewerkes Niederfinow. 9.04 Uhr: Abfahrt ab Berlin, Stettiner Bahnhof.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Gerinne für Schöpfwerke. (Kl. 84a, Nr. 462 034 vom 18. 3. 1927, von Friedrich Köster in Heide, Holstein. Zusatz zum Patent 438 218.) Um das durch Patent 438 218 geschützte Gerinne z. B. bei einer vorhandenen Deichschleuse oder dergl.



zu verwenden, wird die in das Gerinne *b* der Deichschleuse *c* eingebaute Wasserhebeemaschine (Kreisel-pumpe) *a* mit einem das Zuflußgerinne dicht abschließenden Mündungsstück versehen, so daß entweder nur mit künstlicher oder mit natürlicher Vorflut entwässert wird. Der Querschnitt *d* der Rohrmündung ist dem Wasserquerschnitt in der Schleuse angepaßt. Das Mündungsstück des Rohres ist durch ein Schild *e* unten und seitlich gegen das Gerinne abgedichtet; durch die Winde *f* wird die Pumpenanlage aus dem Schleusengerinne herausgehoben.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Rust, Vorstand des Wasserbauamts in Berlin, ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt und dem Polizeipräsidium (Verwaltung der Berliner Wasserstraßen) in Berlin zur Dienstleistung überwiesen worden.

Versetzt: der Regierungsbaurat Helbig in Minden unter gleichzeitiger Übertragung der Leitung des staatlichen Talsperrenbauamts zum 1. November d. J. nach Quedlinburg.

Dem Regierungsbaurat Breustedt ist vom 1. November d. J. ab die Leitung des Kulturbauamts in Minden übertragen worden.

Der Regierungsbaumeister a. D. Richter bei dem Kultur- und Wasserbauamt in Stade ist mit dem 1. Oktober d. J. in den Staatsdienst wieder aufgenommen worden.

Die Staatsprüfung hat bestanden: Dr.-Ing. Johannes Böhnig (Eisenbahn- u. Straßenbau).

Der Oberregierungs- und -baurat (W.) Hobrecht beim Polizeipräsidium (Verwaltung der Berliner Wasserstraßen) in Berlin ist in den Ruhestand getreten.

Der Baurat August v. Wickede in Hannover, früher Vorstand des Wasserbauamts in Celle, und der Oberregierungs- und -baurat bei der Elbstrombauverwaltung Kurt Weidner in Magdeburg sind gestorben.

INHALT: Die Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschachtschleuse bei Fürstenberg a. d. O. — Die neue Bahnstehhalle in Königsberg (Pr.) (Fortsetzung). — Über Rampen- und Bahnsteigmauern. — Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien (Fortsetzung). — Vermischtes: Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Dr.-Ing. Joachim Schultze †. — Lebensdauer und Unterhaltungsaufwand von eisernen Überbauten, steinernen Pfeilern und Widerlagern und steinernen Brücken. — Seilbahnen auf den Patscherkofel und die Nordkette bei Innsbruck. — Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik. — Technische Hochschule Darmstadt. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 4, S. 54.