

Die Vorflutbeschaffung im Moersbachgebiet zwischen Moers und Repelen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister **Schütz**, Linksniederrheinische Entwässerungs-Genossenschaft, Moers, und Direktor **Dischinger**, Firma Schlüter AG., Dortmund.

(Mitteilung aus dem Arbeitsgebiet der Linksniederrheinischen Entwässerungs-Genossenschaft, Moers.)

Die Niederungen am linken Niederrhein haben von jeher unter sehr mangelhaften natürlichen Vorflutverhältnissen gelitten. Die Bachläufe in den Zuflußgebieten des Rheins und der Maas verlaufen in der Gesamt- richtung von Süden nach Norden, also parallel zu den Hauptvorflutern und haben im allgemeinen ein sehr schwaches Gefälle (1 : 3000). Infolgedessen sind schon bei mittleren Wasserständen weite Flächen der tief liegenden Niederungen überstaut bzw. versumpft. Durch die Folgeerscheinungen des im linksniederrheinischen Industriegebiet umgehenden Bergbaues werden die Vorflutverhältnisse noch verschlechtert, oft sogar vollkommen gestört, so daß stellenweise ausgedehnte Flächen des landwirtschaftlich genutzten Geländes unter Wasser gesetzt werden. Es ist eine der Hauptaufgaben der im Jahre 1913 durch Sondergesetz gegründeten linksniederrheinischen Entwässerungs-Genossenschaft in Moers, für Regelung der Vorflut in dem aus Teilen der Kreise Moers, Geldern, Kleve, Kempen und Krefeld-Land gebildeten Gebiete zu sorgen. Durch die rechtzeitige Gründung der Genossenschaft können in den meisten Fällen die schädlichen Einwirkungen des Bergbaues durch vorbeugende Maßnahmen gemildert bzw. verhindert werden.

In dem von der Genossenschaft aufgestellten Entwurf zur Vorflutbeschaffung im Moersbachgebiet war der Ausbau des 3 km langen Moersbaches zwischen den Ortschaften Moers und Repelen sowie die Errichtung eines Pumpwerkes bei Repelen vorgesehen. Der Entwurf bezweckt die Sicherstellung der Vorflut in diesem Abschnitt auf die Dauer von etwa 20 Jahren unter Berücksichtigung der bisher eingetretenen und der in Zukunft noch zu erwartenden Senkungen.

Die unbedingte Voraussetzung für den Ausbau des Moersbaches war die vorherige Errichtung der Pumpstation bei Repelen, da die vollkommen überstauten und versumpften Niederungen unzugänglich waren und zunächst so weit wie möglich durch Abpumpen trockengelegt werden mußten. Bei den durch Bohrungen festgestellten Untergrundverhältnissen wäre die Ausführung der Gründung für das Pumpwerk mittels Grundwassersenkung die einfachste Lösung gewesen (Abb. 1, 2, 4 u. 4a). Diese Gründungsart konnte jedoch nicht gewählt werden, da durch die Grundwassersenkung die Trinkwasserbrunnen der benachbarten Ortschaft Repelen trockengelegt und infolgedessen erhebliche Ersatzansprüche geltend gemacht worden wären. Nach den Erfahrungen der Genossenschaft erstreckt sich der Wirkungsbereich einer Grundwasserabsenkungsanlage im linksniederrheinischen Gebiet auf einen Umkreis von 800 bis 1000 m. Die Baugrube wurde daher von Geländehöhe ab bis 3,5 m unter die jeweilige Aushubtiefe in den unter der Kiesschicht anstehenden tertiären Sand mit eisernen Spundbohlen System Larssen Profil III abgerammt und mittels eines Greiferkranes unter Wasser ausgehoben. Hierauf sollte unter Wasser eine 2 m starke Schüttbetonsole mit Schienenbewehrung eingebracht und nach deren Erhärtung die Baugrube leerpumpt und währenddessen der Verbau der Baugrube eingebracht werden.

Nach dem ersten Vorschlag sollten die Spundwände zunächst in Geländehöhe durch einen eisernen, etwa 2,50 m hohen Verbau aus Fachwerkträgern von solcher Stärke ausgesteift werden, daß der für den Aushub vorgesehene Greiferkran über der Baugrube laufen konnte. Hierbei hätte jedoch, wenn auch nur für kurze Zeit, der Wasserspiegel innerhalb der Baugrube bis auf die Verbauteiefe abgesenkt und damit ein äußerer Überdruck geschaffen werden müssen, der mit Rücksicht auf die damit verbundene Beunruhigung des Untergrundes vermieden werden mußte.

Die ausführende Firma machte daher den Vorschlag, nach Rammung der Spundwand zunächst den obersten der drei in Holz vorgesehene Verbauten einzubringen und den Greiferkran durch 12 Eisenbetonpfähle von 40 × 40 cm Querschnitt, die im Innern der Baugrube ebenso tief wie die Spundwände eingerammt werden sollten, zu unterstützen

(Abb. 6). Durch das Gewicht der Pfähle mit der Kranauflast sowie durch die Reibung der Pfähle im Boden sollte außerdem ein Gegengewicht gegen den beim Auspumpen der Baugrube entstehenden starken Auftrieb geschaffen werden. Die weiteren zwei Verbauten sollten dann entsprechend dem Leerpumpen der Baugrube eingebracht werden. Dieser



Abb. 1.

Vorschlag kam zur Ausführung. Die Rammung der Spundbohlen und der Eisenbetonpfähle erforderte trotz des eingesetzten schweren Gerätes (4-t-Dampfbar) einen außergewöhnlichen Kraftaufwand (2000 Schläge je Doppelbohle und 4000 bis 5000 je Pfahl), da über dem tertiären Sand eine grobe Kiesschicht bis zu einer Korngröße von etwa 30 cm

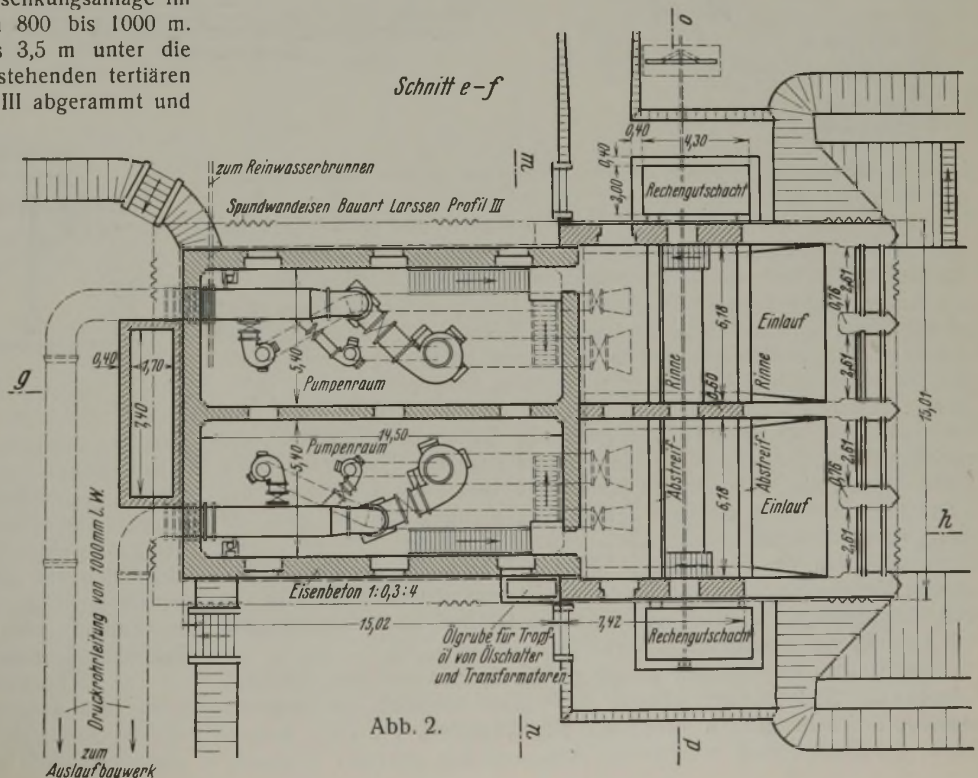


Abb. 2.

aufgetretene starke Beanspruchung fast ohne Beschädigung ausgehalten. Nach Einbringung des obersten Verbaues wurde der Aushub der Baugrube mittels eines Greiferkranes bis zu 11 m Tiefe bewerkstelligt, wobei die Eisenbetonpfähle in 11 m freier Länge die Kranlasten zu tragen hatten.

Die Schüttbetonsohle erhielt eine Stärke von 2 m und wurde sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung des Baues als umgekehrtes Gewölbe ausgebildet. Zur weiteren Sicherung erhielt die Sohle eine obere Bewehrung mit Eisenbahnschienen (s. Abb. 3). Beim Absenken der Schienenroste unter Wasser, das in sieben Teilen geschah, ereignete sich ein störender Zwischenfall insofern, als ein Seil riß und ein Schienenrost sich vollkommen quer stellte. Er war so in



Abb. 8. Aussteifung der Baugrube und Gießturmanlage.

wurden die zum Teil 14 m langen Saugrohre innerhalb der Eisenbetonsohle durch die Verbauten hindurch eingebracht (Abb. 9 u. 13).

Die Spundwände des Hauptbaues, die nur für den Bauvorgang, nicht aber für das Bauwerk selbst erforderlich waren und nach Fertigstellung des Tiefbaues über der Schüttbetonsohle abgeschnitten und gezogen werden konnten, blieben jedoch sitzen, da sie eine erhebliche Sicherung des Bauwerkes gegenüber den durch den Bergbau zu erwartenden Setzungen und Zerrungen darstellen.

Beim Entwurf des Pumpwerkes war in erster Linie der Gedanke der unbedingten Betriebssicherheit maßgebend. Wegen der geringen Förderhöhen und der großen Wassermenge kamen für die Hebung des verhältnismäßig sauberen Bach-

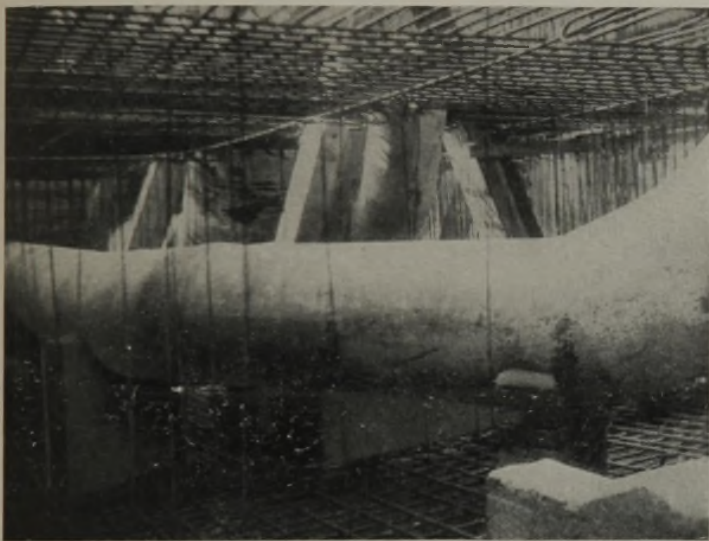


Abb. 9. Obere und untere Eisenbewehrung der Sohle, dazwischen eines der schmiedeisernen Saugrohre (700 mm Durchm.).



Abb. 10. Motorenraum. Im Hintergrunde oben die Hochspannungsanlage, links unten an der Wand die Niederspannungsanlage.

die Aussteifung der Baugrube eingeklemmt, daß ein Herausziehen nicht möglich war. Obgleich ein Taucher zugezogen war, der den Rost in die richtige Lage bringen sollte, stellte sich nach dem Auspumpen der Baugrube heraus, daß er auf der einen Seite vollkommen aus dem Schüttbeton herausragte.

Der aus hochwertigem Portlandzement in Mischung 1:3 hergestellte Beton wurde unter Verwendung von Teleskoprohren eingebracht, deren Fülltrichter mittels einer über dem Bauwerk laufenden Sprengwerkbrücke in der Quer- und Längsrichtung verfahrbar war (Abb. 7). Die Zuführung des Betons zu den Teleskoprohren geschah in ununterbrochenem Tag- und Nachtbetrieb mittels einer Gußbetonanlage, und zwar derart, daß die Teleskoprohre dauernd gefüllt waren; ein Abreißen der Betonfüllung konnte sehr einfach dadurch vermieden werden, daß durch Senkung der Rohre bis zur Betonsohle der Auslauf von Beton verhindert wurde (Abb. 8). Bereits acht Tage nach Fertigstellung der Sohle wurde mit dem Leerpumpen der Baugrube und dem Einbringen der beiden unteren Verbauten begonnen. Da sowohl die Spundwände als auch die Schüttbetonsohle praktisch sozusagen dicht waren, konnte das eigentliche Bauwerk ohne besondere Schwierigkeiten programmäßig durchgeführt werden. Bei Verbauten in Holz ist zu beachten, daß eine Zusammendrückung der Hölzer auch dann stattfindet, wenn an den Stoßstellen Bleche eingelegt werden. Da die Zahl der Druckstellen in der Längsrichtung größer als in der Querrichtung war, ergab sich eine Verformung gemäß Abb. 6.

Das Einlaufbauwerk wurde vom Hauptbau durch eine Fuge getrennt und ohne Isolierung gegen die Spundwand und die Schüttbetonsohle anbetoniert; der Hauptbau selbst wurde jedoch etwa 1 m von der Spundwand abgerückt und ringsum durch zwei Lagen Jute isoliert. Um die Sohle des Pumpenraumes isolieren zu können, mußten diejenigen Eisenbetonpfähle, die die zu isolierende Fläche durchdrangen, abgeschnitten und durch eine Bockkonstruktion abgestützt werden. Gleichzeitig hiermit

wassers nur Zentrifugalpumpen in Frage. Diese bieten außerdem den Vorteil, daß sie mit den Antriebsmotoren unmittelbar gekuppelt werden können. Die Pumpen sind so tief angeordnet, daß ihnen das zu fördernde Wasser zufließt, während die Motoren hochwasserfrei aufgestellt sind. Das lästige Ansaugen, das bei selbsttätig betriebenen Anlagen immer einen Unsicherheitsfaktor bildet, ist also bei dieser Anordnung nicht erforderlich. Die Verwendung von stehenden Aggregaten bietet ferner die Möglichkeit, auf verhältnismäßig kleiner Grundfläche große Leistungen zu konzentrieren.

Da die Pumpstation im Bergbaugelände liegt, mußten gegen die Einwirkungen des Bergbaues besondere Sicherungen getroffen werden. Die Motoren und Pumpen sind durch starke eiserne Gitterträger starr miteinander verbunden, in denen sich die Zwischenlager der etwa 7 m langen stehenden Wellen befinden. Sie ruhen außerdem in einer sehr stark bewehrten Eisenbetonrahmenkonstruktion, so daß bei Bergsenkungen wohl ein Absacken des ganzen Eisenbetonkastens, aber nach menschlichem Ermessen keine Verschiebung der Pumpen gegen die Antriebsmotoren stattfinden kann. Die oben erwähnte Fuge zwischen Einlaufbauwerk und Hauptbau wurde auch im Aufbau bis zum Dach durchgeführt, um für den gegen bergbauliche Einflüsse zu sichernden Hauptbau eine geringere Länge und damit eine vergrößerte Sicherheit zu erzielen. Die Pumpenkammer ist mit Rücksicht auf bergbauliche Senkungen nach zwei Gesichtspunkten untersucht worden, einmal als Balkenträger über zwei Stützen und außerdem an beiden Enden als Konsolträger. Bei der Berechnung ist die Annahme zugrunde gelegt, daß der Balken in der Mitte eine Unterhöhung von $\frac{2}{3}$ der Länge, bzw. bei der Beanspruchung als Kragträger auf $\frac{1}{3}$ der Auflagerlänge an den Enden bei erhöhter Beanspruchung aushalten muß, ohne daß eine Zerstörung eintreten darf.

Die Stromversorgung geschieht unmittelbar von der 2,5 km entfernt liegenden Schachanlage V der Gewerkschaft Rheinpreußen. Durch das-

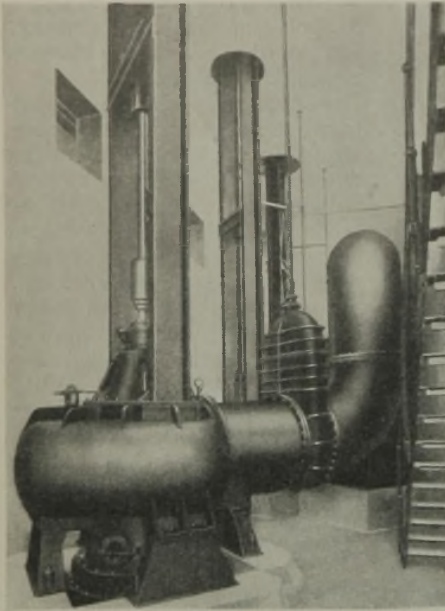


Abb. 11. Blick in die eine Hälfte der Pumpenkammer mit 3 Aggregaten, im Vordergrund eine der großen Pumpen mit 2100 l/sek Leistung.

halb des Pumpwerkes diese Wassermengen nicht fassen kann und infolgedessen große Gebiete überschwemmt werden würden. Die außergewöhnlich große Reserve an Pumpen ist mit Rücksicht auf die unbedingte Betriebsicherheit des Pumpwerkes geschaffen worden. Um eine genaue Kontrolle über die durch das Pumpwerk geförderten Wassermengen zu haben, hat die Genossenschaft auf Verlangen der Aufsichtsbehörde sowohl am Einlauf- als auch am Auslaufbauwerk selbstschreibende Pegel (verbunden mit einer Meßwehranlage am Auslauf) eingerichtet.

Der mit 5000 V ankommende Drehstrom wird für die vier kleinen Aggregate auf 500 V transformiert, während die beiden großen Aggregate mit 5000 V betrieben werden. Der Betrieb kann also auch bei Ausfall des Transformators durch Drosselung der Schieber aufrecht erhalten werden. Die beiden großen Pumpen, die nur bei außergewöhnlich starken Regenfällen bzw. bei Hochwasser in Tätigkeit treten, werden von Hand bedient, während die vier kleinen Aggregate durch eine selbsttätige Schaltanlage betrieben werden. Das Ein- und Ausschalten geschieht abhängig von den Wasserständen im Einlaufbauwerk durch Vermittlung von Schwimmern; diese betätigen Zwischenkontakte, durch die der Stromkreis für die Motoren der Selbstanlasser geschlossen bzw. geöffnet wird. Um beim Ausbleiben einer Phase ein Durchbrennen der selbsttätig betriebenen

selbe Kabel werden zurzeit die noch im Bau befindlichen Pattbergschächte I/II mit Strom versorgt. Diese Anlage wird ebenfalls eine eigene Stromerzeugung erhalten. Da außerdem die Schachtanlage V an das Netz des R. W. E. angeschlossen ist, sind bezüglich der Strombelieferung ausreichende Reserven vorhanden.

Die Pumpanlage ist mit sechs Aggregaten ausgerüstet, deren Leistungen in nachstehender Tabelle zusammengestellt sind.

Die Gesamtleistung der Pumpanlage beträgt bei 3 m manometrischer Förderhöhe 5800 l/sek und bei 5,5 m manometrischer Förderhöhe 4260 l/sek (Abb. 5, 10 u. 11).

Diese Leistung darf jedoch vorläufig nicht praktisch ausgenutzt werden, da der nicht ausgebaut Moersbach unter-

Motoren zu verhüten, sind Kalorschalter eingebaut, die ein sofortiges Ausschalten des in Betrieb befindlichen Motors bewirken.

Außer den erwähnten sechs Aggregaten sind noch zwei Sickerwasserpumpen von 6 l/sek Leistung vorhanden, deren Antriebsmotoren ebenfalls hochwasserfrei aufgestellt sind. Da die Eisenbetonkonstruktionen, in denen die Pumpen untergebracht sind, wasserdicht sind, brauchen die Sickerwasserpumpen bisher nicht in Tätigkeit zu treten. Die Reinwasserversorgung für das Pumpenhaus und die zwei in unmittelbarer Nähe der Pumpstation errichteten Wärterwohnungen geschieht durch eine selbsttätig betriebene Pumpe, die aus einem etwa 50 m entfernt liegenden Filterbrunnen das Wasser in einen Druckkessel fördert (Abb. 12).

Für die Auswechslung von Maschinen und Maschinenteilen ist ein Handlaufkran von 10 t Tragfähigkeit eingebaut, der bereits bei der Montage benutzt wurde. Er ist so angeordnet, daß auch die hoch liegende Hochspannungsanlage damit bedient werden kann. Für die Montage und Auswechslung der Pumpen sind an der Motorendecke noch zwei Laufkatzen eingebaut.



Abb. 13. Blick auf das Einlaufbauwerk mit Rechenanlage.



Abb. 12. Pumpwerk Repelen mit Wärterhaus; im Vordergrund das Auslaufbauwerk mit selbstschreibendem Pegel und Meßwehranlage.

Die gesamte Lieferung und Montage der Maschinenanlage lag in den Händen der Maffei-Schwartzkopf-Werke G. m. b. H., Berlin, die die an sie gestellten Anforderungen einwandfrei erfüllt hat. Die Anlage ist seit Juni 1927 dauernd in Betrieb; nennenswerte Störungen sind bisher nicht zu verzeichnen gewesen.

Neue Vorschläge für Ausbildung und Abdichtung von Decken aus einbetonierten Walzträgern und von Bahnsteigtunneln.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahn-Dipl.-Ing. Franz Greger, Köln.

In der „Bautechnik“ 1928, Heft 52, S. 760, betont Herr t. Oberinspektor Sahling mit Recht, wie wichtig eine sorgfältige Abdichtung zur Erhaltung von Brückenbauten ist. Diese Überzeugung ist in Fachkreisen, wenigstens bei der Deutschen Reichsbahn, heute auch so weit durchgedrungen, daß die meisten Stellen bemüht sind, nur einwandfreie Abdichtungen herzustellen, und daß nicht mehr wie früher die Kostenfrage allein, sondern in erster Linie die Güte der Dichtungsmasse maßgebend ist. Es sollen Dauerwerte geschaffen werden, da eine nachträgliche Ausbesserung nicht nur mit betrieblichen Schwierigkeiten, sondern auch mit großen Unkosten verknüpft ist.

Der Verfasser des angeführten Aufsatzes weist darauf hin, daß der Dichtungsmasse vorschriftsmäßig in mehreren untereinander, aber nicht mit dem Gewölbe bzw. der Decke selbst verklebten Schichten aufgebracht und dann noch durch eine Ziegelflachsicht oder neuerdings durch eine Betonhaut mit Drahteinlage geschützt wird. Von einer Schutzabdeckung mit Ziegelsteinen, auch wenn sie in Sand verlegt sind, ist jedoch dringend Auflagerflächen und scharfen Kanten leicht in die Dichtungsmasse eingepreßt werden und dadurch Risse entstehen, durch die das Wasser in die Konstruktion eindringt. Statt der Ziegelsteine eignen sich besser

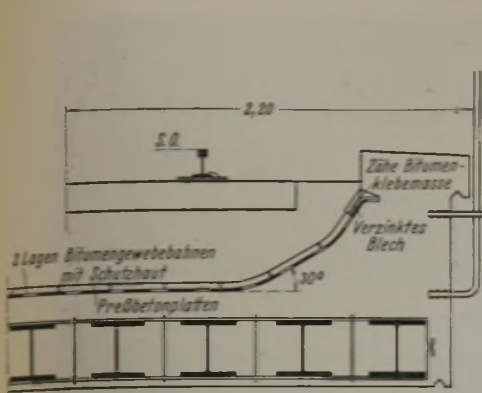


Abb. 1.

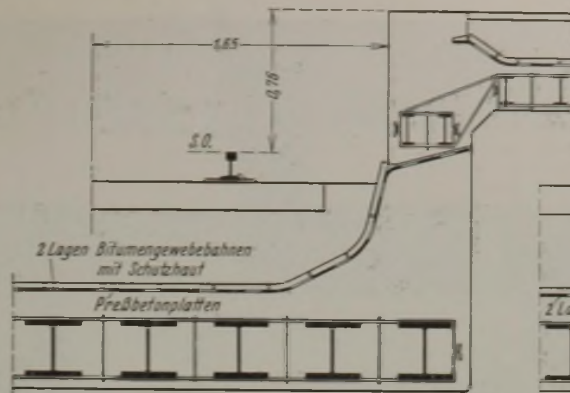


Abb. 2.

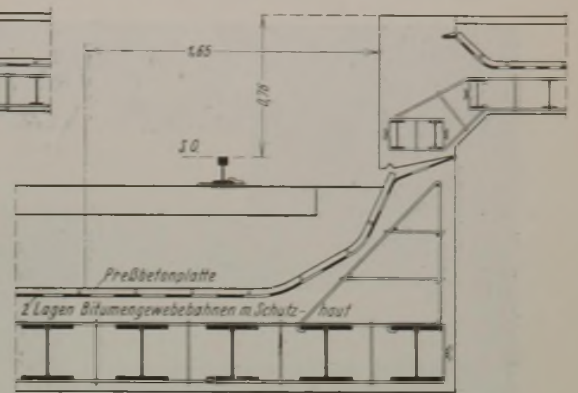


Abb. 3.

beiderseits glatte, gratlose Preßbetonplatten 30 × 30 × 4,5 cm. — Es ist auch nicht in allen Fällen erforderlich, daß die erste Lage der Dichtungsstoffe lose auf der Unterlage aufliegt. Bei Gewölben kann sie ohne Bedenken aufgeklebt werden, da diese nur geringe Durchbiegungen erleiden und die Dichtungsstoffe sich diesen ohne Beschädigung anpassen. Bei Fahrbahndecken aus einbetonierten Walzträgern wird das Aufkleben empfohlen, falls eine ausreichende Querverbindung der Träger vorhanden ist.

Aus den angeführten Gründen steht nichts im Wege, eine Monierdecke über Gewölberücken auszuführen. Dagegen ist diese bei Decken aus einbetonierten Walzträgern, solange die Querverbindung bei Walzträgern nicht in befriedigender Weise gelöst ist, auch bei kleinen Stützweiten zu vermeiden, weil sonst bei Ausbesserung der Abdichtung die ganze Platte zerstört werden muß.

In dem Aufsatz Sahling ist ferner darauf hingewiesen, daß trotz Neuabdichtung Schäden infolge eindringender Feuchtigkeit auftreten. Als Ursache wird angegeben, daß die bisher übliche Ausführungsweise, die Isolierschicht an den Innenseiten der Stirnmauern hochzuziehen und in den Beton oder das Mauerwerk bzw. unter die Abdeckplatte einbinden zu lassen, nicht genügend Schutz bietet. Diese Auffassung ist aber nur bedingt richtig. Wenn die Stoffe ohne Schutz an der Schräge der Stirnmauer festgeklebt und unter die Abdeckplatte eingeführt werden, dann können sie sich, wie die Erfahrung lehrt, infolge der Sonnenbestrahlung lösen und herabrutschen. Das Wasser kann dann hinter den Stoffen in die Konstruktion eindringen. Dies kann jedoch nicht vorkommen, wenn die Stoffe mittels verzinkter, entsprechend geformter Bleche in ihrer Lage festgehalten werden und der Hohlraum unter der Abdeckplatte mit zäher Bitumenmasse ausgefüllt wird (Abb. 1).

Die Stoffe dürfen auch nicht, wie es noch vielfach geschieht, mit Zementmörtel an der Schräge der Stirnmauer geschützt werden, da dieser nicht lange haftet und allmählich abbröckelt. Als bald nach dem Aufkleben müssen die Preßplatten verlegt und der Schotter ausgebreitet werden. Auf einen sofortigen Schutz der Abdichtung muß unter allen Umständen auch bei Neubauten gesehen werden, damit sie nicht durch Nagelschuhe beschädigt und Stoffe darauf gelagert werden.

Das Abgleiten der Stoffe wird auch begünstigt durch eine zu große Schräge der Stirnmauern. Statt der bisher üblichen Neigungen von 45 bis 60° sollten möglichst Neigungswinkel nicht über 30° gewählt werden.

Nach dem Vorschlage von Sahling („Bautechnik“ 1928, Heft 52, S. 760, Abb. 1) sollen die Dichtungsstoffe an der Schräge der Stirnmauer bis unter der Abdeckplatte festgeklebt und durch eine Schutzschicht gesichert

werden. Die Abdeckplatte soll beiderseits eine Nase erhalten, damit das Wasser sicher auf die Isolierung abtropfen kann.

Wenn aber die Wassernase wirksam sein soll, muß der Abstand von Oberkante Schwelle bis Oberkante Abdeckplatte mindestens 30 cm betragen, während diese sonst mit Schienenoberkante übereinstimmt. Die Stirnmauer wird also unnötig höher und teurer.

Infolge der Erhöhung wird auch die Schräge steiler, um den erforderlichen Abstand von den Schwellenenden zu erhalten. Die Gefahr des Abgleitens der Dichtungsstoffe liegt also hier besonders nahe und kann nur vermieden werden, wenn sogleich nach dem Verlegen der Dichtungsstoffe auch die Schutzschicht und der Schotter eingebracht werden. In diesem Falle aber wirkt die Anordnung nach unserer Abb. 1 wesentlich sicherer. Der große Neigungswinkel der Stirnmauer bei der Sahlingschen Bauweise ergibt eine nur kleine Anschlußfläche an die Decke. Dadurch wird das Abscheren der Stirnmauer in diesem Querschnitt leichter möglich als bei der Ausbildung nach Abb. 1 mit einem Neigungswinkel von 30°.

Auch die von Sahling angegebene Ausbildung des Anschlusses von Bahnsteigtunneldecken an die Gleisbettkonstruktion (Abb. 2 des genannten Aufsatzes) erscheint zu umständlich, ohne genügende Sicherheit gegen Rissebildung zu bieten. Bei Durchbiegungen der Gleisdecke kann leicht der Abdeckstein in dem durch die Nase geschwächten Querschnitt durchreißen und das Wasser hinter der Isolierung durch die Fuge in den Tunnel eindringen. Diese Möglichkeit ist ausgeschlossen bei den folgenden einfachen Konstruktionen, die nach dem Vorschlage des Herrn Reichsbahnoberrats Dr.-Ing. Tils bei hiesigen Bauten ausgeführt sind.

Zwischen den Enden der Bahnsteig- und Gleisdecke befindet sich eine schräge Trennungsfuge, in die die doppelte Lage der Bitumengewebestoffe eingeführt wird (Abb. 2). Infolge der Neigung nach dem Gleisbett zu wird das vom Bordstein abfließende Wasser auf die Gleisdecke geleitet und abgeführt.

Eine andere ebenfalls einfache Lösung des Übergangs von der Bahnsteig- zur Gleisdecke zeigt Abb. 3. Das Ende der Gleisdecke ist wie bei der vorigen Konstruktion abgeschragt und mit den Abdichtungsstoffen überzogen. Die Bahnsteigdecke schneidet unter den Außenträgern schräg ab und besitzt am Ende eine Wassernase, mittels deren das am Bordsteinende herabfließende Wasser auf die Fahrbahndecke geleitet wird.

Bei dieser Konstruktion ist eine unabhängige Bewegungsmöglichkeit der Gleisdecke gegenüber der Bahnsteigdecke gewährleistet. Die Anordnung ist sehr einfach und kann in geschlossenen Arbeitsgängen ohne Formsteine, die stets teuer sind und gesondert bestellt werden müssen, hergestellt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Wasserdichtheit von Fichtenholz.

Von Dr.-Ing. H. Seitz, Oberingenieur der Karl Kübler AG., Stuttgart.

Bei einer Reihe von technischen Verwendungszwecken des Holzes spielt die Wasserdichtheit eine Rolle. Für den Bau von Spundwänden, Fässern, Bottichen und Rinnen hat sich unser einheimisches Nadelholz stets als ausreichend wasserdicht erwiesen. Die Anforderungen, die in solchen Fällen an den Baustoff gestellt werden, sind nicht eben hoch, da die Wände meist verhältnismäßig stark sind und der wirksame Wasserdruck wohl immer höchstens wenige Meter beträgt. Beim Bau von Holzrohrleitungen, insbesondere der neuen, aus Dauben zusammengesetzten Bauart, ist dagegen mit wesentlich schwierigeren Bedingungen zu rechnen, da hier Betriebsdrücke von 6 bis 8 atü sehr häufig sind. In Fällen, bei denen die chemische Unempfindlichkeit der Holzrohre für die Wahl des Baustoffes bestimmend war, wurde diese Bauweise auch bei namhaft höheren Betriebsdrücken, und zwar von 10 bis zu 15 atü verwendet, obwohl hier ihr Preis den von Guß- und Stahlrohren erreichte und zum Teil übertraf. Wo nicht besondere Umstände wie hohe Auflast oder mechanische Abnutzung eine größere Wandstärke erfordern, bewegt sich diese bei Holzdaubenrohren meist zwischen 20 und 40 mm.

Um über die Brauchbarkeit unserer einheimischen Nadelhölzer für

den Bau von Holzrohren zuverlässige Unterlagen zu erhalten, haben die Firmen Karl Kübler AG. in Stuttgart und Steinbeis & Consorten in Rosenheim im Jahre 1927 durch die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart eine Anzahl von Versuchen durchführen lassen, über die im folgenden berichtet wird. Der Zweck der Versuche war, festzustellen, ob bei den höheren im Rohrbau in Betracht kommenden Drücken mit einer ausreichenden Wasserdichtheit noch gerechnet werden darf, ob eine besonders strenge Materialauslese erforderlich ist und zutreffendfalls, nach welchen Gesichtspunkten diese zu geschehen hat. Daß Aste und Harzgallen Gefahrenpunkte bilden, bei denen in jedem einzelnen Falle geprüft werden muß, ob eine Ausbesserung notwendig ist, war durch die praktische Erfahrung längst erwiesen. Ob aber die in der Literatur anzutreffenden Forderungen, daß für Holzrohre nur feinjähriges Holz geeignet sei, und daß die Jahrringe etwa in der Richtung des Rohrumfanges verlaufen sollen, berechtigt sind, war weniger klar und bedurfte sorgfältiger Prüfung. Wie die ganze Holzrohrbauweise scheinen auch diese Anschauungen von den Amerikanern übernommen zu sein. Während aber die Amerikaner für den Rohrbau heute noch praktisch astreines Holz

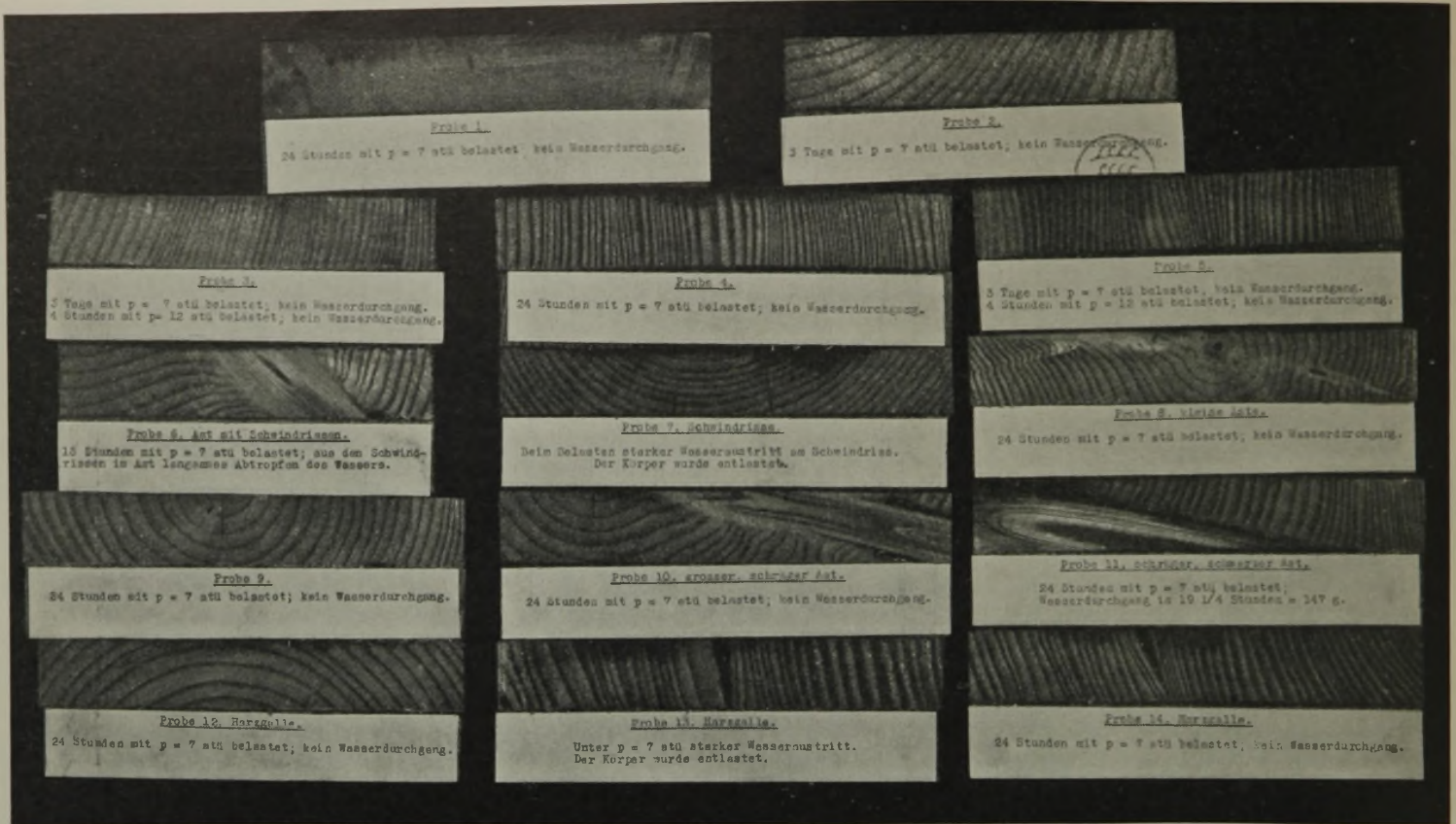


Abb. 2. Ergebnisse der Versuche mit 25 mm dicken Fichtenholzscheiben.

verarbeiten können und außerdem die Dauben aus Stämmen von mächtigem Durchmesser herauschneiden, wobei auf den Verlauf der Jahrringe leicht die entsprechende Rücksicht genommen werden kann, liegen die Verhältnisse bei der Verarbeitung unserer einheimischen Nadelhölzer viel schwieriger. Auch bei Stämmen, die nach unseren Begriffen einen ausnahmsweise stattlichen Durchmesser haben, lassen sich in wirtschaftlicher Weise nur wenige Dauben aus einem Abschnitt gewinnen, die bezüglich des Verlaufs der Jahrringe der eben genannten Forderung entsprechen. Will man gleichzeitig auf Feinjährigkeit achten und Stücke mit zu vielen, zu groben oder nicht genügend gesund verwachsenen Ästen ausscheiden, so wird der Ausschub ein hohes Vielfaches der Ausbeute werden, mit anderen Worten, die Verwendung einheimischer Hölzer für diesen Zweck würde völlig unwirtschaftlich.

Entsprechend der Tatsache, daß in Deutschland für den Bau von Holzdaubenrohren fast ausschließlich Fichtenholz verwendet wird, beschränkten sich die Versuche auf diese Holzart. Bei der Auslese der Proben wurde versucht, möglichst gegensätzliche Fälle bezüglich des Verlaufs und der Breite der Jahrringe zu berücksichtigen. Neben ausgesprochen engringigem Holz von etwa 1 mm Jahrringbreite wurden Proben von rasch gewachsenem Holz mit etwa 6 mm Jahrringbreite und geringem Anteil an Spätholz untersucht. Fehlerfreie Stücke wurden solchen mit kleineren und größeren Ästen sowie mit Harzgallen und Schwindrisse gegenübergestellt.

Über die Anordnung der Versuchseinrichtung gibt Abb. 1 Aufschluß. Die Proben bestanden aus teils 25, teils 40 mm dicken gehobelten kreisrunden Scheiben von 140 bis 160 mm Durchm. Die ursprüngliche Absicht, ganze Bretter und Dielen an verschiedenen Stellen ihrer Oberfläche durchzuprüfen, mußte aufgegeben werden. Vorversuche zeigten nämlich, daß die unter Wasserdruck gesetzten Stellen aufquollen und Längsrisse in den unbelasteten Teilen hervorriefen, die sich bis in die untersuchte Fläche erstreckten und dort die Aufrechterhaltung des Drucks wie auch die Beobachtung unmöglich machten. Mit der Wahl kreisrunder Probe-scheiben von geringem Überstand über die Beobachtungsfläche war diese Schwierigkeit behoben. Es mag hier schon darauf hingewiesen werden, daß die Bedingungen, denen die Rohrdauben im Betrieb unterworfen sind, durch die Versuchsanordnung nicht vollkommen wiedergegeben werden. Durch die Bewehrung ist den im Rohr eingebauten Dauben beim Quellen die Möglichkeit der Ausdehnung in der Richtung quer zur Faser genommen,

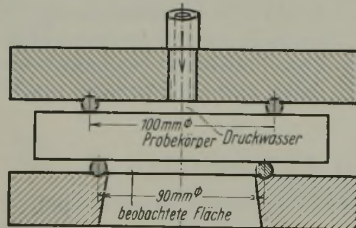


Abb. 1.

während bei den Versuchen ein seitliches Ausweichen des Materials ohne weiteres möglich war. Insbesondere bei der Beurteilung der mit Schwindrisse behafteten Proben muß dieser Umstand im Auge behalten werden. Bei einem Teil der Versuche wurde das Druckwasser mit Eosinfarbe gefärbt. Nach dem Versuch wurden die Proben senkrecht zur Faserrichtung in der Mitte durchgesägt und gehobelt. Die Schnittflächen (Abb. 2) lassen den Aufbau des Holzes und die Tiefe des Eindringens des Farbstoffs deutlich erkennen. Die Proben wurden, soweit möglich, unter dem zur Verfügung stehenden Wasserleitungsdruck von 7 atü auf die Dauer von 24 bis 72 Stunden beobachtet. Ein Teil der Proben wurde danach einer weiteren Belastung von 12 atü während 4 Stunden unterzogen.

Ein Teil der Proben mit 25 mm Stärke ist mit den zugehörigen Ergebnissen in Abb. 2 zusammengestellt. Alle fehlerfreien Proben erwiesen sich bei ganz beliebigem Aufbau und Verlauf der Jahrringe als einwandfrei dicht. Diesbezügliche Auslesevorschriften erübrigen sich, also zwei Äste, und zwar auch grobe, sofern sie nur fest verwachsen sind, werden im allgemeinen zu keinen Wasserverlusten führen. Schwindrisse in Ästen wie bei Probe 6 schließen sich, wie die Praxis gezeigt hat, fast ausnahmslos nach einigen Tagen von selbst, sie können auch durch kleine Nachhilfen leicht unschädlich gemacht werden. Daß schwarze Äste von der Größe desjenigen bei Probe 11 ausgeschieden werden müssen, versteht sich eigentlich von selbst. Jedenfalls können solche Fehlstellen bei einer einigermaßen sorgfältigen Durchsicht der Dauben während der Bearbeitung oder vor dem Zusammenbau nicht übersehen werden. Bemerkenswert bleibt immerhin der verhältnismäßig sehr geringe Wasserverlust von nur etwa 8 g/h. Der Einfluß von Harzgallen ist, wie die Proben 12, 13 und 14 zeigen, je nach deren Lage sehr verschieden. Wo bedenkliche Harzgallen bei der Bearbeitung erkennbar werden, müssen sie unbedingt entfernt werden. Nebenbei gesagt, ist das häufige Auftreten von Harzgallen ein Hauptgrund, der Kiefernholz für Rohrleitungen von höherem Druck wenig geeignet macht. Probe 7 mit dem Schwindriß stellt sich nach dem Versuch als ein Versager dar. Aus dem oben schon erwähnten Grunde hätte diese Probe in der Praxis zu keinen Schwierigkeiten geführt, sich vielmehr aller Voraussicht nach innerhalb von 1 bis 2 Tagen vollkommen selbstständig abgedichtet.

Über die Beobachtungsweise selbst muß noch angeführt werden, daß nur solche Verluste erfaßt werden konnten, die sich als feuchte Stellen oder Tropfen bemerkbar machten. Verluste, wie sie durch Verdunstung ohne Feuchtwerden der Oberfläche bei einem Baustoff von der Struktur des Holzes vorstellbar und vielleicht wahrscheinlich sind, entzogen sich der Beobachtung bei den vorliegenden Versuchen. Man wird aber kaum fehlgehen, wenn man annimmt, daß sich Verluste dieser Art innerhalb einer Größenordnung bewegen, die für die Verwendungsfähigkeit von Holzrohren völlig belanglos ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Hängewerke mit aufgehobenem Horizontalzug.

Von Prof. Ing. G. Kriwoschein, Petrograd, dzt. Prag.

Einleitung.

Die Florianopolis-Hängebrücke in Brasilien mit der Spannweite 339,47 m (H. D. Robinson und D. B. Steinman)¹⁾ und der Wettbewerbenwurf der Hängebrücke in Sydney, Australien, mit der Spannweite 487,7 m (1600 Fuß) (H. D. Robinson und D. B. Steinman, New York und English Electric Company, Australien, Ltd., Sydney)²⁾ sind dadurch bemerkenswert, daß Kabel und obere Gurtung des Versteifungsträgers in dem mittleren Teil der Mittelöffnung identisch sind.

Meine Zweifel an der Wirtschaftlichkeit dieser gemeinsamen Ausbildung von Kabel und Obergurt des Versteifungsträgers veranlaßten mich, eine Berechnung zweier analoger Hängewerksysteme anzustellen, aus der ich dem Leser einige Ergebnisse mitteilen möchte.

1. Das gewöhnliche Hängewerk mit aufgehobenem Horizontalzug.

Dieses System (Abb. 1a) ist zweifach statisch unbestimmt. Als statisch bestimmtes Hauptsystem wählen wir drei frei aufliegende Balken (Abb. 1b) und als unbekannte Größen die senkrechten Teilkräfte Y_1 und Y_2 des Kettenzuges in den Befestigungspunkten der Kette mit den Balken (Abb. 1c). Diese Teilkräfte mögen mit den statisch unbestimmten Größen X_a und X_b mittels der Gleichungen

$$Y_1 = X_a + X_b$$

$$Y_2 = X_a - X_b$$

verknüpft sein.

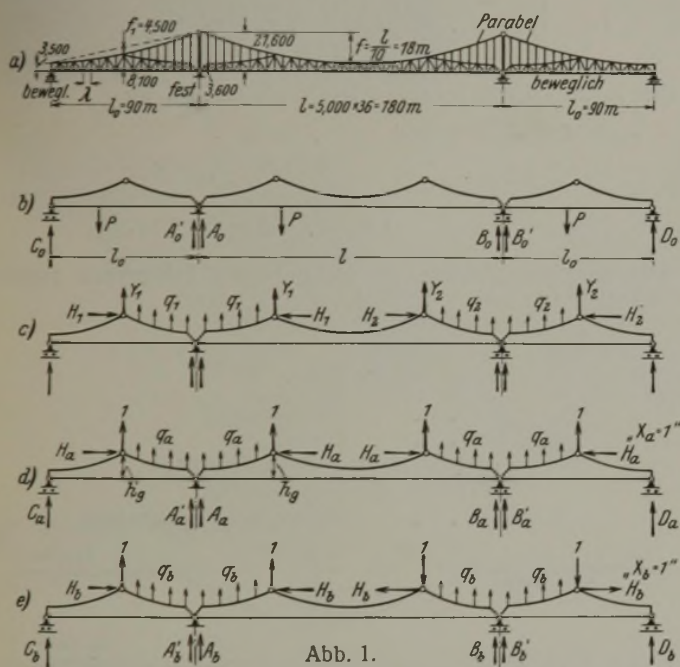


Abb. 1.

Die Belastungszustände $X_a = 1$ und $X_b = 1$ sind in den Abb. 1d, e dargestellt.

Die Trägheitsmomente des Versteifungsträgers nehmen wir nach der Beziehung

$$\frac{J}{J_c} = \frac{h^3}{h_c^3}$$

an, worin $h_c = 8,100$ m ist.

Die statisch unbestimmten Größen X_a und X_b folgen aus den beiden Gleichungen:

$$X_a = \frac{\sum S_o S_a s \frac{J_c}{J} + \int M_o M_a \frac{J_c}{J} dx \pm \epsilon t E J_c \sum S_a s \pm \epsilon t E J_c \int N_a dx}{\sum S_a^2 s \frac{J_c}{J} + \int M_a^2 \frac{J_c}{J} dx + \int N_a^2 \frac{J_c}{F} dx}$$

$$X_b = \frac{\sum S_o S_b s \frac{J_c}{J} + \int M_o M_b \frac{J_c}{J} dx \pm \epsilon t E J_c \sum S_b s \pm \epsilon t E J_c \int N_b dx}{\sum S_b^2 s \frac{J_c}{J} + \int M_b^2 \frac{J_c}{J} dx + \int N_b^2 \frac{J_c}{F} dx}$$

¹⁾ Eng. News-Rec. 13. Nov. 1924. — „Die Bautechnik“ 1928, Heft 16, S. 217.

²⁾ „Die Bautechnik“ 1925, Heft 3, S. 25.

Die der Berechnung zugrunde gelegten Verhältnisse $\frac{J_c}{F}$ sind nach einer angenäherten Berechnung mit nachstehenden Zahlenwerten angenommen:

für die Kette mit 33 m^2 für die Pylonen mit 180 m^2
 für die Hängestangen mit 750 „ für den Versteifungsbalken mit $16,4 \text{ „}$

Die Einflußlinien für X_a und X_b sind als Biegelinien für die Belastung $M_a \frac{J_c}{J} \lambda$ bzw. $M_b \frac{J_c}{J} \lambda$ gezeichnet (Abb. 2a, b).

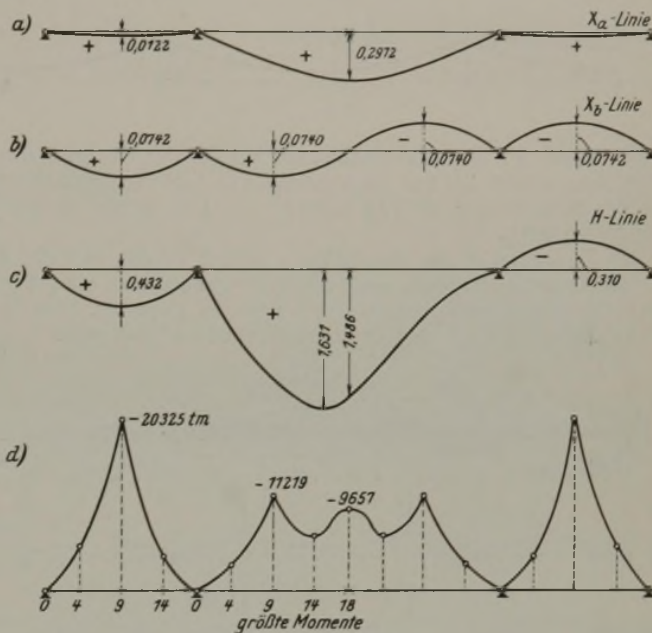


Abb. 2.

Die Einflußlinie für den Horizontalzug der linken Kette ist in Abb. 2c dargestellt und folgt aus der Gleichung:

$$H = H_o + H_a X_a + H_b X_b = 5(X_a + X_b).$$

Für eine ständige Belastung $g = 14 \text{ t/m}$ und eine Verkehrslast $p = 5,5 \text{ t/m}$ ergibt sich der größte Kettenzug mit $\text{max } H = + 3355,55 \text{ t}$.

Die größten Biegemomente des Versteifungsträgers sind aus Abb. 2d ersichtlich.

Die größten Biegemomente betragen in der

Mittelöffnung	Seitenöffnung
$M_p = 0,030 p l^2$	$M_p = \frac{1}{4,73} p l_o^2$
$M_g = 0,0174 g l^2$	$M_g = \frac{1}{10,4} g l_o^2$

Wir sehen also, daß das Biegemoment aus der Verkehrslast in dem untersuchten System $1\frac{1}{2}$ so groß ist als in der gewöhnlichen Hängebrücke mit $\text{max } M_p = 0,019 p l^2$ in der Mittelöffnung und $M_p = \frac{1}{8} p l^2$ in der Seitenöffnung.

Das Eisengewicht des Versteifungsträgers und der Kette des untersuchten Systems beträgt 2086 t, während das der Kölner Rheinbrücke (Spannweite 186 m) 3110 t ist. Das ist der eine Vorteil des Systems dieser Hängebrücke.

Der andere Vorteil dieses Systems liegt in dem Wegfall kostspieliger Verankerungsketten und des Ankermauerwerks.

Die Durchbiegung der Mitte der Mittelöffnung beträgt bei deren Vollbelastung mit $p = 4,1 \text{ t/m}$

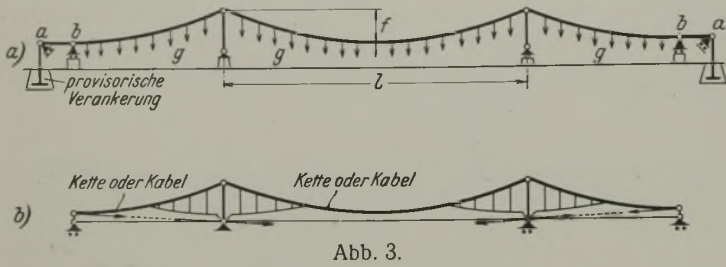
$$f = + 0,356 \text{ m} = \frac{1}{505} l^4.$$

Anmerkung: Wir haben für die vorstehende Berechnung vorausgesetzt, daß die Brücke auf Gerüsten zusammengebaut wird, und daß die obere Gurtung des mittleren Trägerteils der Mittelöffnung den auf sie entfallenden Druck aufnehmen kann.

³⁾ Das Verhältnis $\frac{J}{J_c} = \frac{h^{2,5}}{h_c^{2,5}}$ entspricht besser der Ausführung.

⁴⁾ Bei der Kölner Rheinbrücke ist $f = \frac{1}{573} l$.

Die Montage der Brücke kann aber auch als Hängebrücke mit einer Kette in der ganzen Brückenlänge stattfinden, die in einseitigen Widerlagern verankert ist (Abb. 3a). An die verankerte Kette kann man die Hängestangen, die Fahrbahn und den Versteifungsträger anhängen. Nach Aufbringen der gesamten ständigen Last g können die Verbindungen der einzelnen Teile des Versteifungsträgers und der Anschluß der Kette an den Enden des Trägers hergestellt werden (Abb. 3b).



Bei dieser Art des Zusammenbaues, bei der der Obergurt des Versteifungsträgers labil ist, tritt ein Vorzeichenwechsel der Stabkräfte in der Mitte der Mittelöffnung ein und außerdem eine Vergrößerung der Stabkräfte bis zu 24%.

Das Eisengewicht des Hauptträgers beträgt in diesem Falle 2422 t, d. h. das Gewicht der Kette und des Versteifungsträgers wird um 16% größer als beim Zusammenbau der Brücke auf Gerüsten. Die großen Vorteile dieser Montage sind deren Einfachheit und Billigkeit.

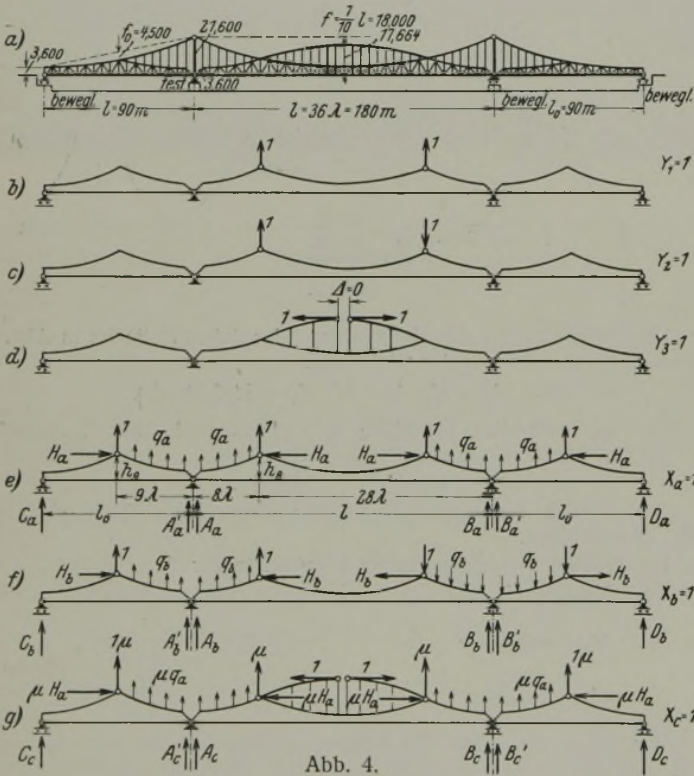


Abb. 4.

2. Das Hängewerk mit Bogengurtung⁵⁾ (Abb. 4).

Dieses System ist dreifach statisch unbestimmt. Als statisch bestimmtes Hauptsystem wählen wir drei frei aufliegende Balken (Abb. 4b), und als unbekannte Größen nehmen wir die senkrechten Teilkräfte Y_1 und Y_2 des Kettenzuges in den Befestigungspunkten der Kette an dem Balken der Mittelöffnung (Abb. 4, b, c) und die waagerechte Teilkraft Y_3 der Bogenkraft in der Bogengurtung an (Abb. 4d).

Um drei voneinander unabhängige Elastizitätsgleichungen zu erhalten, wählen wir aber als statisch unbestimmte Größen nicht diese Teilkräfte, sondern die Größen X_a, X_b, X_c , die mit den Teilkräften mittels der nachstehenden Bedingungen verknüpft sind (nach dem Verfahren von Prof. Siegmund Müller):

$$\begin{aligned} Y_1 &= \mu_{1a} X_a + \mu_{1b} X_b + \mu_{1c} X_c, \\ Y_2 &= \mu_{2a} X_a + \mu_{2b} X_b + \mu_{2c} X_c, \\ Y_3 &= \mu_{3a} X_a + \mu_{3b} X_b + \mu_{3c} X_c. \end{aligned}$$

Von den Koeffizienten μ können wir sechs willkürlich annehmen, die übrigen drei müssen bestimmt werden.

⁵⁾ Ähnliche Trägerform hat die Niederschöneweider Brücke (Verfasser: Prof. Dr. H. Müller-Breslau und Dr.-Ing. ehr. K. Bernhard).

Die Koeffizienten μ sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

	X_a	X_b	X_c
Y_1	1	μ_{1b}	μ_{1c}
Y_2	0	1	μ_{2c}
Y_3	0	0	1

Mit diesen Koeffizienten ergeben sich die Gleichungen:

$$\begin{aligned} Y_1 &= X_a + \mu_{1b} X_b + \mu_{1c} X_c, \\ Y_2 &= 0 + X_b + \mu_{2c} X_c, \\ Y_3 &= 0 + 0 + X_c. \end{aligned}$$

Aus den Belastungszuständen $X_a = 1, X_b = 1$ und $X_c = 1$ folgen die Momente und die Stabkräfte

$$\begin{aligned} M_a &= M_1 & S_a &= S_1 \\ M_b &= \mu_{1b} M_1 + M_2 & S_b &= \mu_{1b} S_1 + S_2 \\ M_c &= \mu_{1c} M_1 + \mu_{2c} M_2 + M_3 & S_c &= \mu_{1c} S_1 + \mu_{2c} S_2 + S_3. \end{aligned}$$

Die Belastungszustände $Y_1 = 1, Y_2 = 1, Y_3 = 1$ nehmen wir nach Abb. b, c, d an, nur ein Belastungsbild soll antisymmetrisch sein (Abb. 4c). Die Belastungszustände $X_a = 1, X_b = 1, X_c = 1$ sind in Abb. 4e, f, g dargestellt.

Um drei voneinander unabhängige Gleichungen zu erhalten, bestimmen wir die Koeffizienten μ so, daß in den Ausdrücken für X_a, X_b und X_c alle Produkte $M M$ und $S S$ verschwinden, die verschiedene Zeiger haben; also

$$\begin{aligned} [a b] &= \mu_{1b} [1 \cdot 1] + [1 \cdot 2] = 0, \\ [b c] &= \mu_{1c} [1 \cdot 2] + \mu_{2c} [2 \cdot 2] + [2 \cdot 3] = 0, \\ [a c] &= \mu_{1c} [1 \cdot 1] + \mu_{2c} [1 \cdot 2] + [1 \cdot 3] = 0, \end{aligned}$$

da aber $[1 \cdot 2] = 0$ und $[2 \cdot 3] = 0$ sein muß, erhalten wir

$$\begin{aligned} \mu_{1b} &= 0, \quad \mu_{2c} = 0 \quad \text{und} \\ \mu_{1c} &= -\frac{[1 \cdot 3]}{[1 \cdot 1]} = -\frac{\int M_1 M_3 \cdot \frac{J_c}{J} \cdot dx}{\int M_1^2 \cdot \frac{J_c}{J} \cdot dx + \sum S_1^2 s \cdot \frac{J_c}{F}} = -0,119. \end{aligned}$$

Der Berechnung liegen die nachstehenden Zahlenwerte zugrunde:

- $\frac{J}{J_c} = \frac{h^3}{h_c^3}; \quad h_c = h_g$
- $\frac{J_c}{F} = 33 \text{ m}^2$ für die Kette,
- $= 750 \text{ " " "}$ Hängestangen,
- $= 180 \text{ " " "}$ Pylonen,
- $= 16,4 \text{ m}^2$ für den Versteifungsträger,
- $= 100 \text{ m}^2$ für die Bogengurtung,
- $= 800 \text{ " " "}$ Pfosten der Bogengurtung.

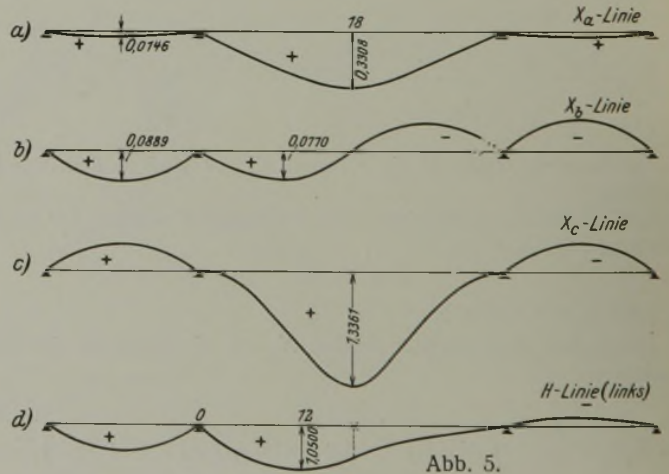


Abb. 5.

Die Einflußlinien für X_a, X_b und X_c und für den waagerechten Zug der linken Kette sind in Abb. 5 dargestellt. Die waagerechte Kraft der Kette ist $H = 2573 \text{ t}$, also um 24% kleiner als für das Hängewerk ohne Bogengurtung, die waagerechte Kraft der Bogengurtung $X_c = -1566 \text{ t}$.

Die Biegemomente der beiden betrachteten Hängewerke mit und ohne Bogengurtung sind beinahe gleich.

Die Durchbiegung in Tragwerkmittle beträgt bei der Belastung $p = 4,1 \text{ t/m}$

$$f = +0,79 \text{ m} = \frac{1}{1005} \cdot l.$$

Dieses Hängewerksystem ist also bedeutend steifer als das ohne Bogengurtung; das Eisengewicht ist auch etwas kleiner.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Talsperre Cignana.

Von Ing. Dr. Wilhelm Wieser, Wien.

I. Allgemeine Beschreibung der Anlage.

Zu den bemerkenswertesten Wasserkraftanlagen Piemonts gehört das Großkraftwerk, das im Tal des Marmore, eines linkseitigen Zubringers der Dora Baltea, von der Società Idroelettrica Marmore (S. I. M.), die der Gruppe S. I. P. (Società Idroelettrica Piemonte) angehört, erbaut wird. Das Schema der Anlage (Abb. 1) zeigt die Bauwerke des ersten, vor kurzem beendeten Ausbaues und die des zweiten. Die ersteren (Abb. 2) umfassen die Entnahme von Perreres, das Pump-

Das Einzugsgebiet umfaßt 12 960 km², der Nutzspeicherraum beträgt 16 Mill. m³. Da der durchschnittliche Jahresabfluß nur 13 Mill. m³ ausmacht, wurde das Pumpwerk Promeron errichtet, das die Füllung des Sees, Jahre außergewöhnlicher Trockenheit ausgenommen, sichert.

Im Krafthaus Maen (Abb. 5) werden zwei Gefällstufen ausgenutzt, die von Cignana mit 828 m und die von Perreres mit 480,70 m. Die installierte Kraftleistung beträgt 45 000 kW.

Die Betonmauer hat eine Kronenlänge von 401,78 m (Abb. 6); die größte Höhe talseitig ist 58 m; der wasserseitige Anzug ist 0,05, die luftseitige Böschung 1 : 0,7 und 1 : 0,8; die Mauer ist nach einem Halbmesser von 0,50 m gekrümmt und hat 5 m Kronenbreite und 3,50 m Freibordhöhe. Die Berechnung der Mauer wurde unter Annahme eines Raumgewichtes von 2300 kg/m³, eines Unterdruckes von zwei Drittel des

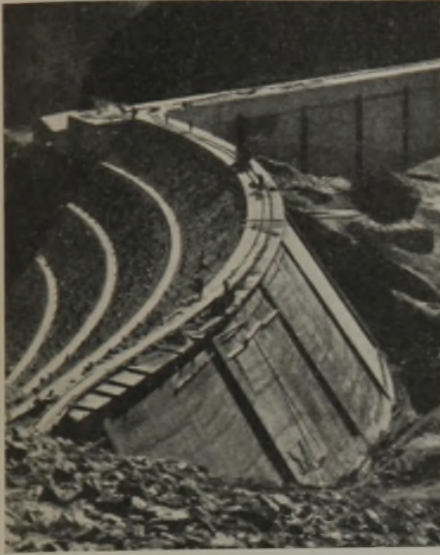


Abb. 4.

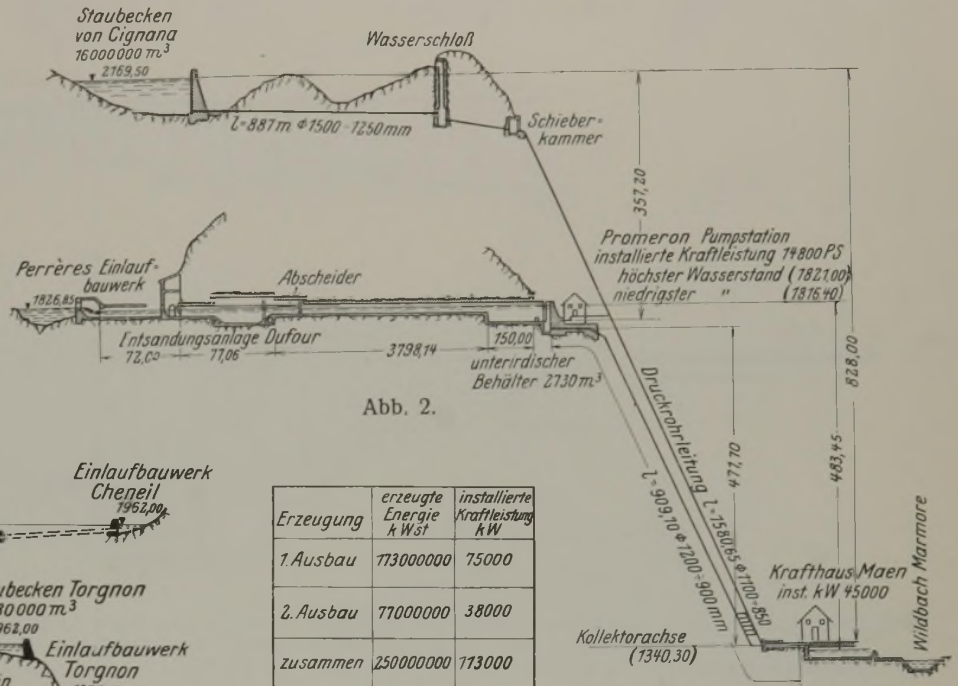


Abb. 2.

Erzeugung	erzeugte Energie kWh	installierte Kraftleistung kW
1. Ausbau	773000000	75000
2. Ausbau	770000000	38000
zusammen	2500000000	173000

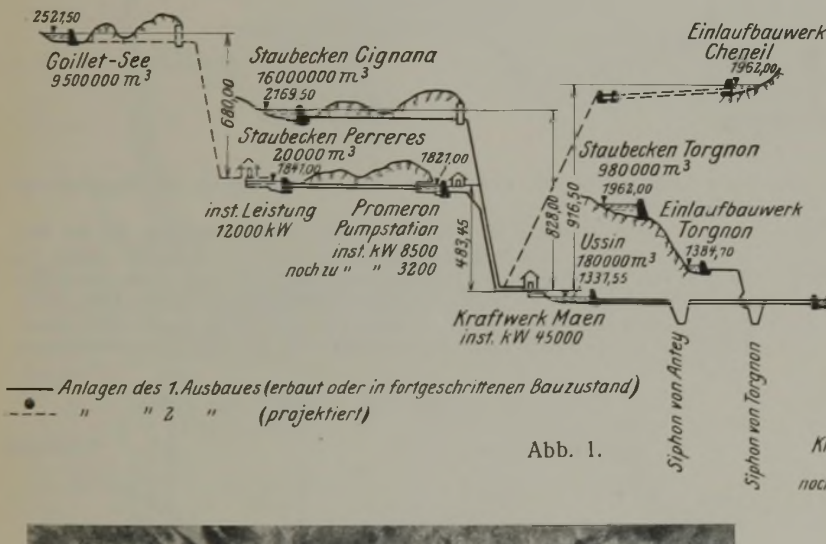


Abb. 1.

Wasserdruckes und einer Eispressung von 11 t/m vorgenommen, wobei als größte Hauptspannungen 14,5 kg/cm² talseitig und 12,46 kg/cm² bergseits errechnet wurden; die kleinste Druckspannung wasserseitig beträgt 0,3 kg/cm².

Die Mauer enthält ein vollständiges Drainagesystem, bestehend aus Schächten von 50 cm I. W. und drei Begehungsstollen. Dehnfugen waren alle 30 m vorgesehen, im oberen Teil wurden jedoch noch Zwischenfugen eingeschaltet (Abb. 7); bei den Dehnfugen wurden Revisionsschächte angeordnet.

Der Steindamm ist nach einem Halbmesser von 79,89 m gekrümmt, hat 109,65 m Kronenlänge, 3,20 m Kronenbreite, eine größte Höhe von 15,50 m und trapezförmigen Querschnitt mit einer Böschung 1 : 0,7 wasserseitig und 1 : 1 1/2 talseitig; letztere ist durch 0,9 m breite Bermen in Höhenabständen von 4 m unterbrochen. Die Freibordhöhe ist ebenfalls 3,50 m. Wasserseitig ist eine Betonplatte mit einer Dichtungshaut aus asphaltierter Jute und darüber eine Eisenbetonplatte als Schutzschicht vorgesehen (Abb. 8).

Das Wasser wird entnommen durch ein auf Kote 2130 m, somit 39,50 m unter dem Stauspiegel liegendes Rohr von 1,50 m ϕ , das talseitig durch zwei Ventilkappen von 1,30 m ϕ geschlossen werden kann.

Die ebenfalls an der Betonmauer angebrachten Entleerungsvorrichtungen umfassen:

einen selbsttätigen Stauregler, bestehend aus 5 Saugüberfällen mit einer Schluckfähigkeit von 90 m³/sek, einem Auslaß auf Kote 2146 von 3 Rohrschützen gebildet, die je 15 m³/sek abführen können, und einem Grundablaß von 50 cm ϕ auf Kote 2123,50 m; insgesamt können 150 m³/sek abgelassen werden, was 11,5 m³/sek je km² entspricht.

II. Baustelleneinrichtung.

Der Bauhof wurde auf der rechten Talseite ungefähr auf Kote 2180 m (Stauziel 2169,50 m) errichtet (s. Abb. 9). Die Verbindung des Bauhofs mit Maen an der Fahrstraße Chatillon—Valtournanche wurde mit einer Seilschwebbahn von 10 t/h Förderleistung, die fast ausschließlich den Zementtransport besorgte, und einem Schrägaufzug, parallel zur Druckrohr-



Abb. 3.

werk Promeron und die Staumauer von Cignana, die im Jahre 1925 begonnen und im September 1928 fertiggestellt wurde.

Die Talsperre Cignana befindet sich nach dem Berichte von Ing. Felice Contessini in „L' Energia Elettrica“ 1928, S. 1434, auf Kote 2150 m und besteht aus zwei Teilen, einer Schwergewichtmauer aus Beton (Abb. 3) und einem Damm aus Trockenmauerwerk mit Dichtungsplatte (Abb. 4). Maßgebend für die verschiedene Bauweise waren die Untergrundverhältnisse; die Mauer ruht auf dichtem Amphibolitfels, der Damm auf glazialen Schichten, seine Dichtungswand reicht bis zum festen Gestein.

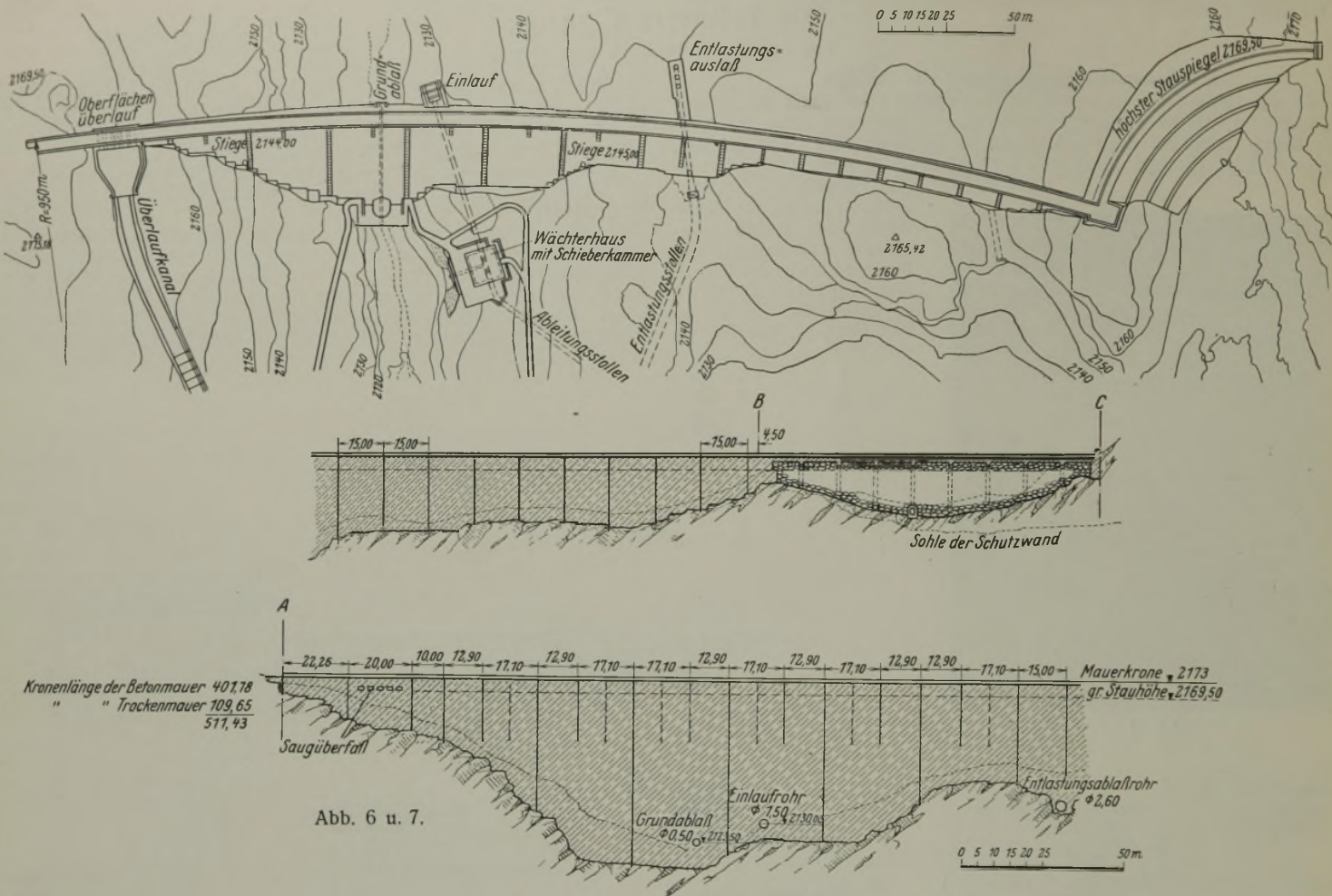


Abb. 6 u. 7.

leitung, hergestellt. Der Schrägaufzug hatte eine Förderleistung von 25 t/h und bestand aus zwei Teilstrecken mit der Zwischenstation Promeron; von der Bergstation führte eine Fahrstrecke und eine Rollbahn bis zur Baustelle.

Von besonderem Belang sind nur die Einrichtung zur Herstellung des Betons, die aus Abb. 10 u. 11 entnommen werden können.

liche Leistung betrug wegen des häufigen Umlegens des Baggergleises bloß 40 m³/h.

Da diese Leistung sich als zu gering erwies, mußten für das Baujahr 1927 andere Einrichtungen geschaffen werden. Zunächst wurde das Sieben von der Baggerung vollkommen getrennt und noch ein Löffelbagger eingestellt. Es wurde eine eigene Aufbereitungsanlage (Abb. 12) eingerichtet und ein Schrägaufzug mit einer Förderleistung von 90 m³/h erbaut; außerdem wurde ein Zweischichtenbetrieb und die nächtliche Beleuchtung

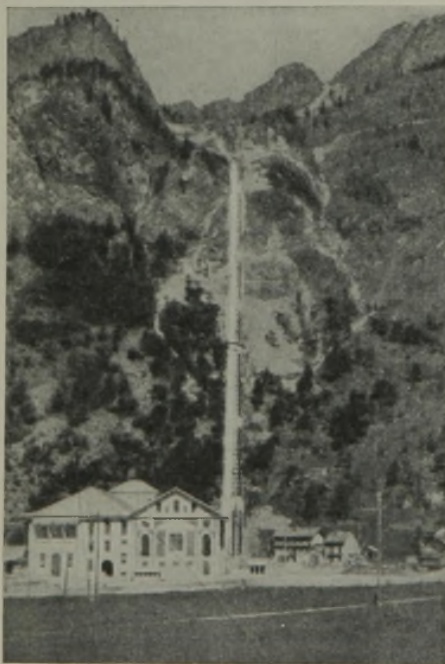


Abb. 5.

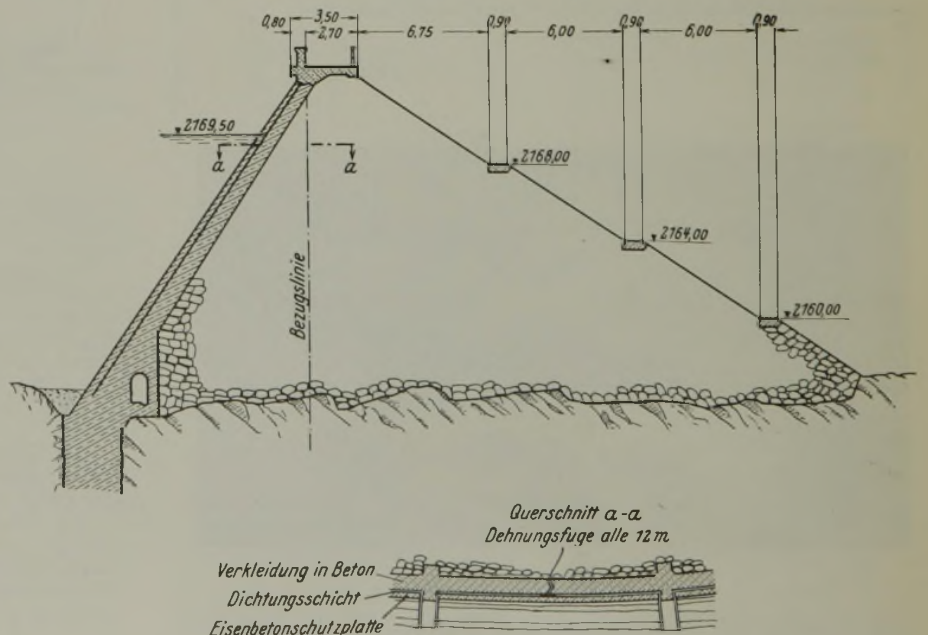


Abb. 8.

Im Jahre 1926 wurde Sand und Kies aus einer Sandgrube bei Cignana mittels Eimerkettenbagger gewonnen, Sand und Kies getrennt und mit Rollbahn den Mischmaschinen zugeführt. In Verwendung standen auf der 2 km langen Strecke fünf Lokomotiven. Wegen der geringen Leistung der Siebtrommeln wurden bei 10stündigem Betrieb nur 250 m³ gewonnen, obgleich der Bagger etwa 90 m³/h theoretische Leistung hatte; die wirk-

der Baustelle eingeführt; hierdurch gelang es, die Stundenleistung um 80% zu steigern und die Tagesleistung (20-Stunden-Betrieb) auf 850 m³ zu heben.

Das gemischtkörnige Gemenge wurde von den Rollbahnwagen in einen Vorsilo von 100 m³ Inhalt geschüttet, dann in drei großen Sortiersieben mit 15 und 70 mm Lochweite in Sand und Kies geschieden. Der

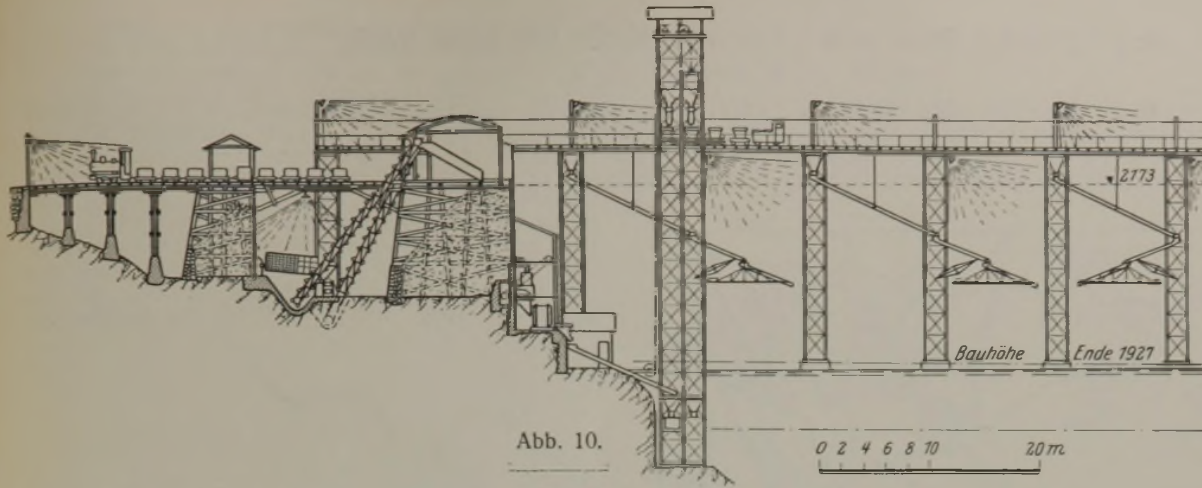


Abb. 10.

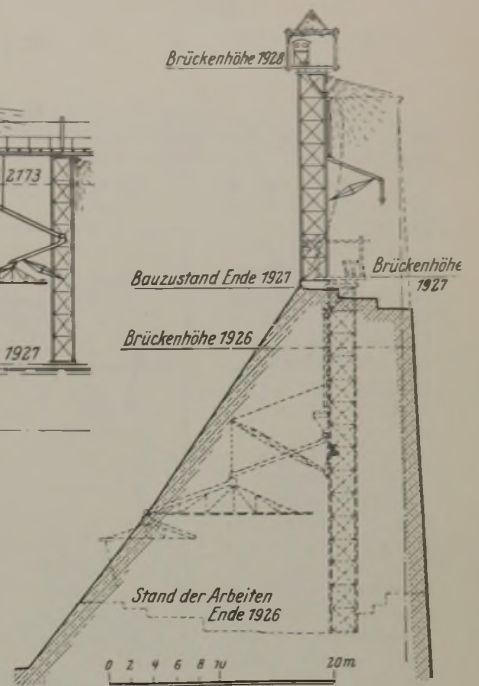


Abb. 11.

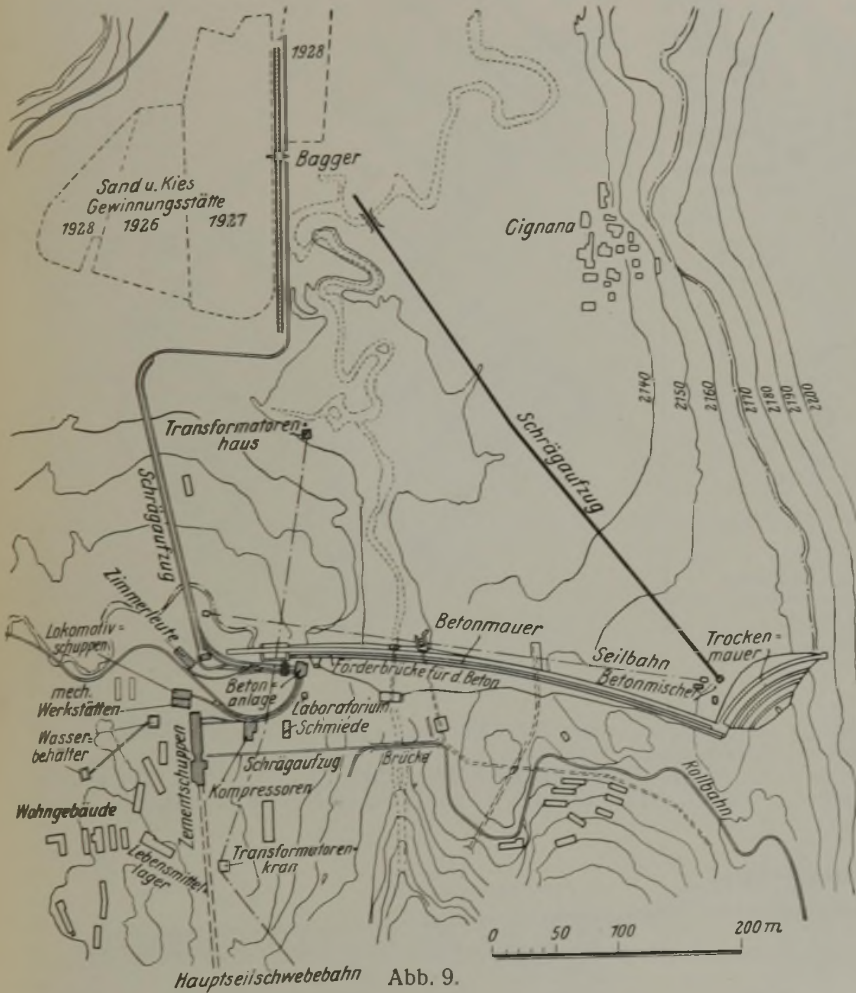


Abb. 9.

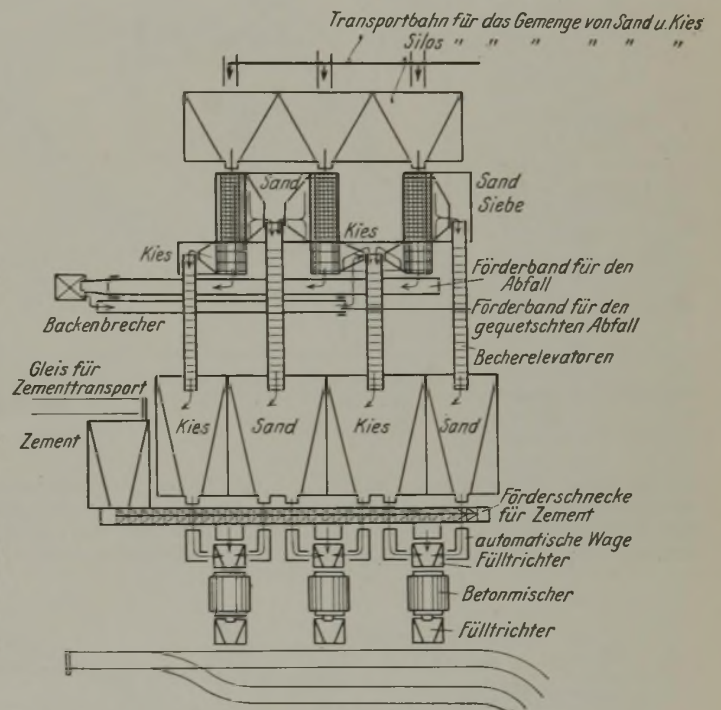


Abb. 12.

Abfall von über 70 mm Korngröße wurde Backenbrechern zugeleitet, das gequetschte Material sodann neuerlich gesiebt. Aus den Sortiertrommeln fiel der Sand und der Schotter in Gruben, aus denen er durch vier Eimerelevatoren in Silos von 300 m³ Inhalt gebracht wurde. Zur genauen Dosierung wurden dann die Zuschlagstoffe durch Meßgefäße zu den Mixern geleitet. — Der Zement wurde aus dem, 100 Eisenbahnwagen fassenden Hauptmagazin am Ende der großen Seilschwebbahn mit besonderen Wagen den Zementsilos zugeführt. Von dort wurde der Zement durch eine große Förderschnecke und drei kleinere zu den Wägevorräthungen geleitet, die geregelt werden konnten und eine Zähl-einrichtung besaßen; so war man in der Lage, genaue Zementmengen abzumessen und auch zu kontrollieren.

Das Mischwasser wurde aus einem Behälter von 100 m³, der für die Wasserversorgung der ganzen Baustelle diente, den regelungsfähigen Wasserbehältern der Mischer zugeleitet; der Wasserzusatz wurde der Feuchtigkeit des Sandes angepaßt und konnte bis auf 50 l herabgesetzt werden; auf diese Weise konnte ein bestimmter Zementwasserfaktor eingehalten und eine gleichmäßige Festigkeit erzielt werden; eine Wasseruhr gestattete die Überwachung und Überprüfung.

Die 950-Liter-Mischmaschinen wurden für Mischungen von 800 l verwendet; alle drei erreichten Stundenleistungen von 100 m³; gewöhnlich wurden mit zwei Mixern 60 m³ hergestellt.

Die zweckmäßige Einrichtung der Mischanlage hätte die Bedienung durch drei Mann ermöglicht; es wurden jedoch sechs eingestellt, um bei Verstopfungen der Fülltrichter durch feuchten Sand oder anderen Betriebsstörungen sogleich nachhelfen zu können.

Aus den Mischmaschinen rutschte der Beton unmittelbar in die Förderwagen oder auf einen Bandförderer, der zum Elevator führte.

Der Betonierungssteg (Abb. 10) besteht aus Eisenfachwerk-pfeilern in 11 m Abstand, die Vollwandträger stützen. Auf der Brücke liegen zwei Rollbahngleise; jeder zweite Pfeiler trägt einen Derrick für die Betongießrinnen und deren Schütttrichter. Durch diese Einrichtung wurde die Handarbeit auf das geringste Maß beschränkt. Der 38 m hohe Elevator ist ein Doppelaufzug mit Gefäßen von 900 l Inhalt und 100 m³/h Leistung. Die Förderung auf dem zweiten Betonierungssteg wurde in den beiden ersten Baujahren durch Menschen, im Jahre 1928 wegen der großen Förderlänge jedoch mit Elektrozugwagen von 6 PS, die vier Wagen zu je 1 m³ zogen, bewerkstelligt.

Der Bauhof enthielt außerdem alle auf einer abgelegenen Großbaustelle notwendigen Magazine, Werkstätten, Wohnbaracken usw.

Der Energiebedarf wurde von einem Hilfskraftwerk am Marmore von 1000 PS gedeckt. Die Beleuchtungsanlage bestand aus 97 Lampen von 36 000 Kerzen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bogenbrücke über den „Kill van Kull“ bei New York.

Von Dr.-Ing. R. Bernhard.

Der Bau der größten Bogenbrücke ist über den „Kill van Kull“, dicht bei New York, begonnen worden. Ihre Hauptöffnung hat eine Spannweite von 510 m und wird also die neue Bogenbrücke bei Sydney um 7,60 m und die der berühmten Hellgate-Brücke (Fertigstellung 1916) um 207,30 m überschreiten.

Die Brücke bildet im Zusammenhang mit den drei anderen im Bau befindlichen Großbrücken New Yorks, beim Fort Lee, Elisabeth und Perth Amboy, einen Teil der im Vergleich mit europäischen Verhältnissen geradezu riesenhaften Verbesserungen der Ausfallstraßen New Yorks¹⁾ (Abb. 1). Sie verbindet Bayonne (New Jersey) mit Port Richmond (Staten Island) und soll als Ersatz für den seit der Eröffnung des Holland-Tunnels (vgl. Abb. 1) besonders stark anwachsenden Fährverkehr dienen.

Wie „Eng. News-Rec.“ 1928 vom 13. Dezember berichtet, sind drei verschiedene Entwürfe, ein Gerber-Überbau, eine Hängebrücke und ein Zweigelenbogen ohne Zugband (Abb. 2), eingehend durchgearbeitet worden. Der erste Entwurf ist vor allem aus schönheitlichen Bedenken, der zweite weil er etwa 1 bis 1 1/2 Mill. Dollar Mehrkosten verursachen würde, selbst wenn man die vielleicht etwas billigeren Anstricharbeiten berücksichtigt, fallengelassen worden. Für den Zweigelenbogen spricht besonders der hoch anstehende Felsboden, der die Gründungsarbeiten und die Aufnahme des gewaltigen Waagerechtes erleichtert.

gurte haben in Brückenmitte einen Höhenabstand von 11,40 m von Mitte Ober- bis Mitte Untergurt, der nach den Enden allmählich zunimmt. Die Mitte Untergurt liegt 83,5 m über der Auflagerverbindungsline. Die beiden Hauptträger sind in einem Abstände von 22,55 m angeordnet.

Obwohl der Fluß in einer Schrägen gekreuzt wird, liegen die Widerlager winkrecht zur Brückenachse und sind entsprechend zurückverlegt. Das Lichtraumprofil über MHW hat auf 304,8 m Breite eine Höhe von 41,2 m in Brückenmitte von 45,7 m. Die Rampen haben eine Länge von je rd. 600 m und bestehen aus

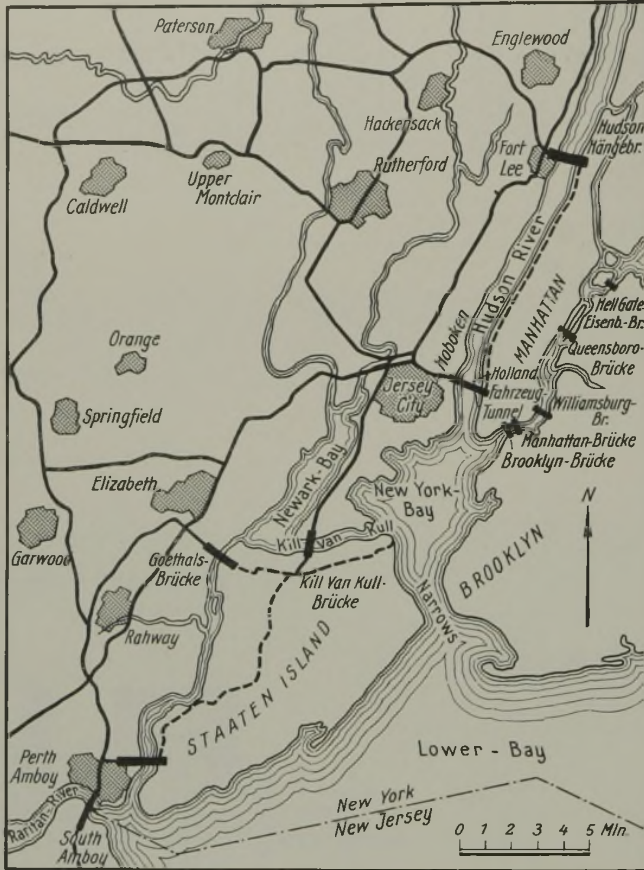


Abb. 1. Lageplan.
 — geplante Ausfallstraßen von Jersey
 - - - - - " " " New-York

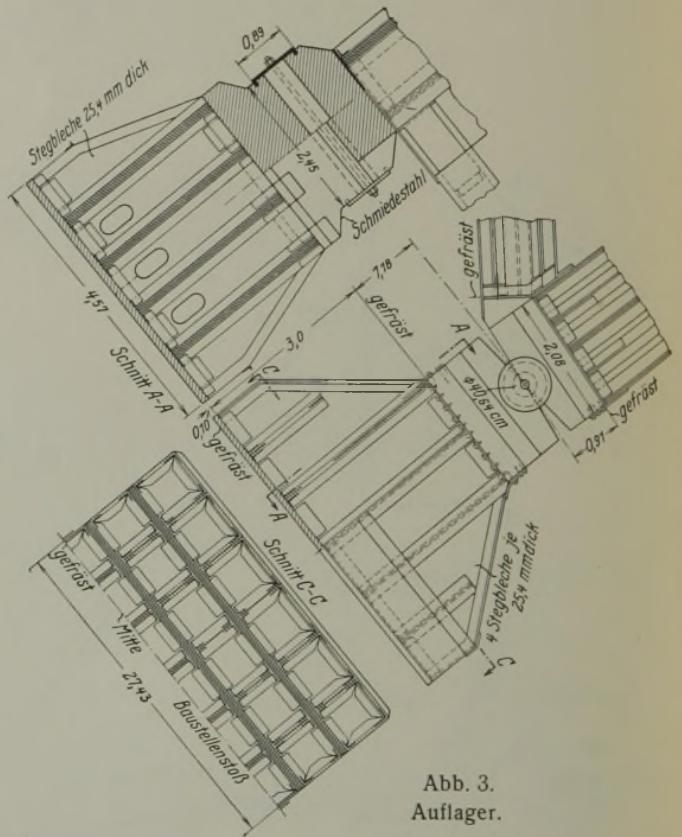


Abb. 3. Auflager.

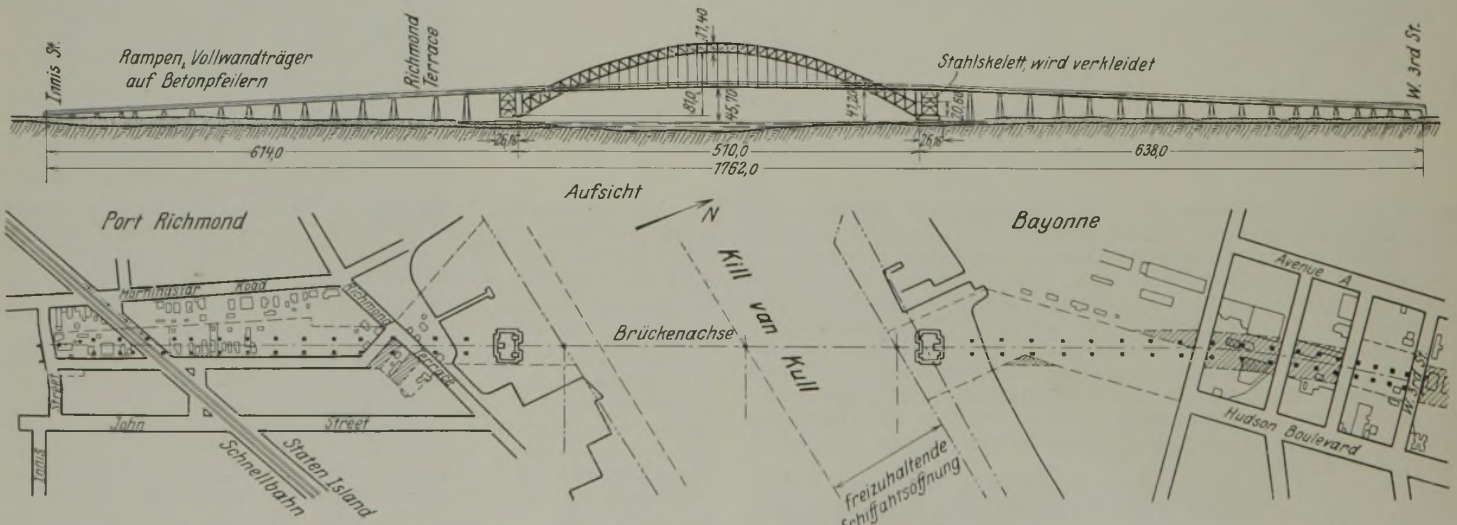


Abb. 2. Gesamtbild der Brücke.

Schließlich ist die Durchbiegung einer Hängebrücke unter gleicher Verkehrslast zu etwa dem 7 1/2 fachen der zur Ausführung bestimmten Bogenbrücke ermittelt.

Die parabolisch geführten, fachwerkartig verbundenen Hauptträger-

größte Drucknormalkraft beträgt 12600 t, sein Querschnitt schwankt zwischen 6350 und 3730 cm², bei 1,65 m x 2,08 m äußeren Abmessungen.

Der Obergurt dient dagegen im wesentlichen in Verbindung mit den Pfosten und den zur Mitte hin fallenden Schrägen, nur zur Aussteifung des Untergurtes. Sein aus Siliziumstahl, ebenso wie die Stegbleche des Untergurtes, hergestellter Querschnitt (2490 cm²) hat etwa

¹⁾ Vgl. „Der Bauingenieur“ 1927, Heft 6.

4000 t Druck an der ungünstigsten Stelle zu übertragen. Sämtliche Stöße der Hauptträger müssen die volle Stabkraft aufnehmen; ausgenommen sind nur die gefrästen Stöße des Untergurtes, die nur 60% übertragen sollen, sowie die der Wechselstäbe, die für die Summe der Zug- und Druckkräfte berechnet sind.

Bemerkenswert sind noch die Bolzen der vier Auflager, die aus 2,45 m langen Walzen in Schmiedestahl von je 40,64 cm ϕ hergestellt werden. Weitere Einzelheiten gehen aus Abb. 3 hervor.

Die Fahrbahnbreite beträgt 19,80 m mit zwei seitlich je 2,29 m ausgekragten Gehbahnen (Abb. 4). Im ersten Ausbauzustand wird nur eine 12,20 m breite Fahrbahn für vier Fahrzeugreihen und je zwei 1,98 m breite angrenzende Fußwege, und zwar zwischen den Hauptträgern, durchgeführt. Im zweiten Ausbauzustand kann dann entweder die 19,80 m breite Fahrbahn für sechs Fahrzeugreihen geschaffen oder die bereits für vier Fahrzeugreihen bestehende Fahrbahn durch zwei angrenzende Schnellbahngleise ergänzt werden.

Die Felderteilung und mithin der Hängestangenabstand beträgt $40 \times 12,70$ m. Die 2,29 m hohen Hauptquerträger werden durch zwei Hauptlängsträger und diese wieder durch einen 1,52 m hohen Nebenquerträger verbunden (Abb. 5). Die dazwischen angeordneten acht Nebenlängsträger sind normale Walzprofile (etwa I 45).

Unter der Fahrbahn liegt ein K-förmiger Windverband, ebenso in den Flächen zwischen den Ober- sowie Untergurten der Bogen, die nur bei der Fahrbahndurchdringung wegen des frei zu haltenden Lichtraumprofils durch eine Rahmenausbildung unterbrochen werden.

Da, wie bereits erwähnt, der anstehende Fels sich nur etwa 3 bis höchstens 7 m unter MHW befindet, sind keinerlei schwierige Gründungsarbeiten auszuführen. Die Betonfundamente werden in offener Baugrube ($56,4 \times 48,8$ m) zwischen doppelten Stahlspundwänden ohne innere Versteifung geschüttet. Der untere Teil der Fundamente wird so hoch geführt, daß er zunächst nur den Schub des Bogeneigengewichts aufnehmen kann (Abb. 6). Der weitere Aufbau nach Aufstellung der Hauptbogen dient zur Erhöhung der lotrechten Auflast, um dem Schub aus Fahrbahn und beweglichen Lasten das Gleichgewicht zu halten, und besteht aus einem Stahlskelett, das mit Beton ummantelt und mit Granit verkleidet wird.

Der statischen Berechnung sind folgende Belastungsannahmen zugrunde gelegt: Eigengewicht 40 t je lfd. m Brücke, Verkehrslasten 9 t je lfd. m Gleis für zwei Schnellbahnen, 3,6 t je lfd. m Fahrbahn für vier Fahrzeugreihen und 900 kg je lfd. m für die beiden Gehbahnen. Die gesamte Verkehrslast wurde entsprechend der Belastungslänge und -breite so vermindert, daß z. B. bei Vollast auf der ganzen Mittelöffnung nur 7,8 t je lfd. m Brücke zu berücksichtigen sind. Als Temperaturunterschiede sind $\pm 30^\circ$, an Windkräften auf den Obergurt 670 kg/m, auf den Untergurt 1200 kg/m, auf die Fahrbahn 1100 kg/m, also insgesamt rd. 3 t/m in Rechnung gestellt. An Längskräften sind $\frac{1}{10}$, an Querkraften $\frac{1}{5}$ der lotrechten Schnellbahnachsenlasten zugrunde gelegt.

Unter diesen Annahmen errechnet sich der größte Schub zu insgesamt 12700 t.

Für das Eigengewicht werden die Hauptträger als Dreigelenkbogen mit der dazu erforderlichen Überhöhung eingebaut; für die übrige Konstruktion sowie die beweglichen Lasten die Hauptträger

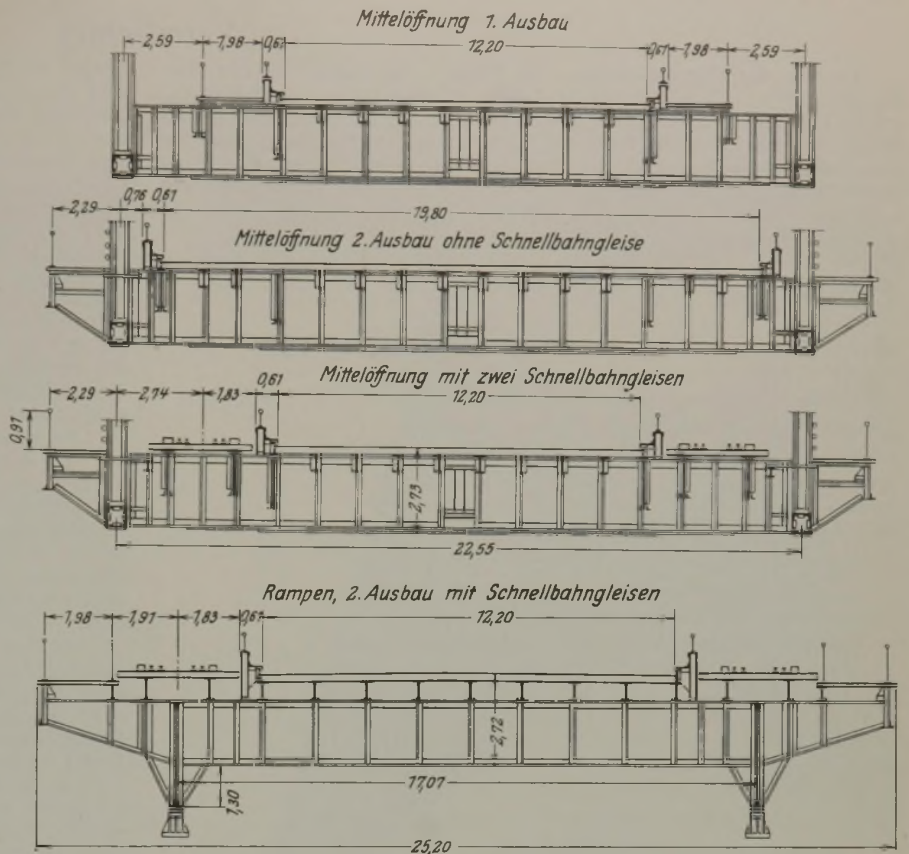


Abb. 4. Fahrbahnquerschnitte.

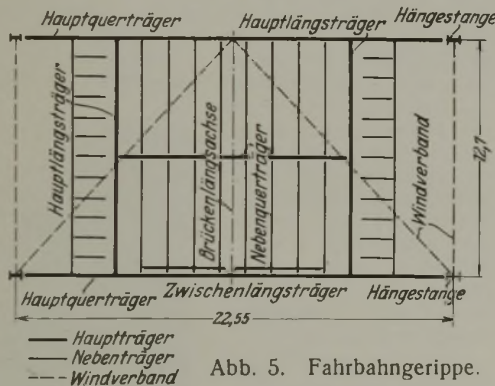


Abb. 5. Fahrbahngerippe.

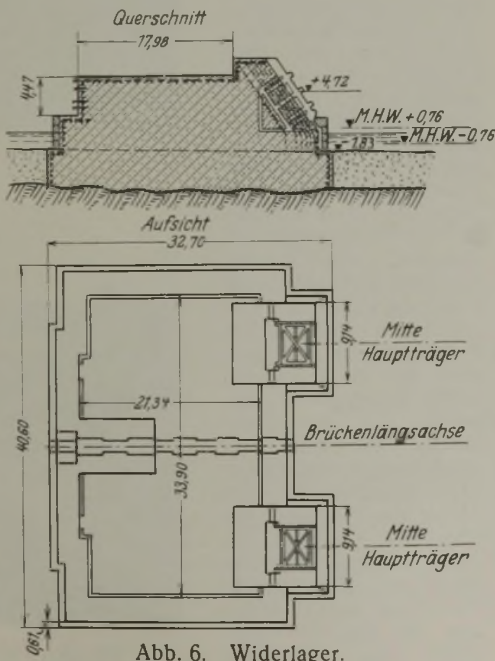


Abb. 6. Widerlager.

entsprechend dem Montagevorgang in Zweigelenkbogen durch Beseitigung des Scheitelgelenkes verwandelt.

Die zulässigen Beanspruchungen betragen für Normalstahl 1400, für Siliziumstahl 1890 und für Nickelstahl 2310 kg/cm². Bei Druckstäben werden die Spannungen vermindert, und zwar entsprechend dem Schlankheitsgrade bis zu einem Mindestwerte von 1190, 1610 bzw. 1960 kg/cm² (zulässige Beanspruchung weniger $4,2, 5,6$ bzw. $7 \frac{l}{i}$). Als zulässige Scherbeanspruchungen (die größte Blechstärke beträgt 38 mm) sind für Normalstahl 875 kg/cm², für Siliziumstahl 1190 kg/cm² und für Nickelstahl 1400 kg/cm² sowie für die Niete 1050 kg/cm² gewählt worden mit einem zulässigen Lochleibungsdruck von 2100 kg/cm².

Über den genauen Montagevorgang ist noch keine Entscheidung gefällt worden, da er in erster Linie dem Unternehmer überlassen bleibt.

Die Fertigstellung wird im Jahre 1932 erwartet. Als Gesamtkosten sind etwa 18 Mill. Dollar angegeben.

Ausgedehnte Verkehrsstudien des vorhandenen Fährbetriebes unter Berücksichtigung der verkehrsanziehenden Wirkung des Neubaus, wie sie bei den älteren Großbrücken stets beobachtet worden ist, ergaben eine Schätzung von 950 000 Fahrzeugen im Jahre 1932, 2 Millionen für 1937 und 4 Millionen für 1950. Bei einem Brückenzoll von 75 Cent je Lastkraftwagen und Autobus, 50 Cent für alle anderen Fahrzeuge und 5 Cent für jeden Fahrgast ist nach Abzug der Unterhaltungs- und Betriebskosten ein Reingewinn in den entsprechenden Jahren von 0,78, 1,5 und 3,25 Mill. Dollar zu erwarten, also eine sehr reichliche Verzinsung des Anlagekapitals.

Der American Bridge Company ist die Lieferung und die Ausführung des Stahlüberbaues, einschließlich der Rampen, von 15 500 t Gesamtgewicht zum Preise von 5,019 Mill. Dollar übertragen worden (rd. 325 Dollar je t).

Die beiden gleichzeitig im Bau befindlichen Großbrücken der New Yorker Hafenbehörde, und zwar die bekannte Hudsonbrücke²⁾ beim Fort Lee (vgl. Abb. 1) als größte Hängebrücke der Welt und das soeben beschriebene Bauwerk als größte Bogenbrücke der Welt, beweisen, daß die einseitige Bevorzugung einer Bauart nicht stattfindet, und daß die Entscheidung, welches Tragwerk den Vorzug verdient, auch drüben noch keineswegs gefallen ist. Die örtlichen, insbesondere die Baugrundverhältnisse werden immer die ausschlaggebende Rolle für die Wahl der Bauart bilden.

Zu diesem neuen, kühnen Unternehmen kann man den amerikanischen Ingenieuren jedenfalls nur Glück wünschen. Für den deutschen Brückenbau darf mit gewisser Befriedigung festgestellt werden, daß gerade die gewählte Bauart in Deutschland seit Jahrzehnten, wenn auch in weit kleinerem Ausmaße, wissenschaftlich bearbeitet und auch praktisch ausgeführt worden ist.

²⁾ Zeitschr. d. V. d. I. 1927, Bd. 71, Nr. 51. Ferner „Die Bautechnik“, Beilage „Der Stahlbau“ 1929, Heft 17, S. 193.

Vermischtes.

Umbau der Europa-Brücke in Paris. Die Europa-Brücke über der Ausfahrt aus dem Bahnhof St. Lazare in Paris ist ein höchst eigenartiges Gebilde. Auf ihr laufen von beiden Seiten der Eisenbahn drei Straßen zusammen, die vereinigt den unmittelbar über den Bahnhofsgleisen liegenden Europa-Platz bilden. Infolgedessen hat die Brücke nicht einen Grundriß in Form eines Rechtecks oder Parallelogramms, wie er allgemein

Länge, die quer zur Längsrichtung des rechteckigen Mittelteils verlaufen und durch zahlreiche Querversteifungen miteinander verbunden sind. Eingefaßt wird die Brücke durch Randträger, die als Fachwerke ausgebildet sind, sie überragen die seitlichen Gehwege. Die Träger unter den Fahr- und Gangbahnen sind vollwandig und haben eine Höhe von etwa 2 m. Bei der neuen Brücke (Abb. 2) verlaufen die ebenfalls vollwandigen Träger in derselben Richtung wie bei der alten, ihr Abstand ist aber nur halb so groß, nämlich 2,55 m gegen 5,10 m. Die Tragfähigkeit der neuen Brücke ist also erheblich größer als die der alten, und man hat es nicht für nötig gehalten, so viele Querverbindungen wie bei dem alten Tragwerk anzuordnen. Die Randträger sind ebenfalls vollwandig ausgebildet und haben wie die übrige Schar von Trägern eine Höhe von 2,10 m, so daß sie sich nicht über die Gehwege erheben. Weitere Träger überbrücken die dreieckigen, in die seitlichen Straßen ausstrahlenden Zwickel. Einer dieser Träger ist über das bisherige Ende hinaus verlängert und dort eingespannt, um die Beanspruchung auf seinem freien Teil zu verringern.

Als Baustoff für die neue Brücke ist Flußstahl gewählt. Um diesen vor dem zerstörenden Einfluß der Rauchgase der Lokomotiven zu schützen, werden die Trägereile vollständig in Eisenbeton eingehüllt (Abb. 3). An die Untergurte wird eine dünne Eisenbetondecke angehängt, die zum Schutze gegen die Rauchgase noch einen Plattenbelag erhält. Seitlich schließen zwei senkrechte Wände das eiserne Tragwerk ab, und die obere Abdeckung wird durch die Fahrbahn aus Eisenbeton gebildet, so daß ein großer Kasten entsteht, der durch Mannlöcher zugänglich ist und besondere Luftabzüge erhält.

Die Arbeiten werden so ausgeführt, daß der Verkehr über den Bahnhofs-einschnitt nicht unterbrochen wird; das wird durch die große Breite des Bauwerks verhältnismäßig erleichtert. Die neuen Träger werden auf der alten Brücke zusammengebaut und dann in die Zwischenräume der alten Träger eingesetzt; umgekehrt dient dann das neue Tragwerk dazu, die alten Träger anzuheben und abzubauen.

Der Bau soll im Jahre 1931 vollendet werden. Die dabei auszuführenden Arbeiten umfassen den Einbau von 2800 t Stahl und von 2800 m³ Beton. Die Gesamtfläche der Brücke beträgt rd. 8000 m². Die Arbeiten sind nach einem Bericht im Génie civil 1928 v. 8. Dezember mit 15 Mill. Fr. veranschlagt.

Schleppfahrzeuge bei der Ausführung von Tiefbauten. Beim Verlegen von Rohren oder Kabeln ist eine Mechanisierung der Arbeiten immer schwierig. Wenn es auch mechanische Mittel zum Ausheben der für die Verlegung von Rohren usw. nötigen Gräben gibt (Grabenbagger), so mußten die anschließenden Arbeiten, das Einbringen der Rohre und das Zuschütten der Gräben — abgesehen von der Verwendung primitiver Baukrane — im Handbetrieb ausgeführt werden.

Bei dem großen Bau der Ferngasleitung Ruhrgebiet—Hannover gelang es, auch diese Arbeiten mechanischen Mitteln zu übertragen, indem Schleppfahrzeuge in weitgehendem Maße herangezogen und mit besonderen Zusatzeinrichtungen versehen wurden.

Das Heranbringen der Gasrohre nach den Verlegungsstellen geschah auf der Strecke Wunstorf—Kirchwehren mit Radschleppern (Abb. 1). Eingesetzt wurden die Rohre ebenfalls durch Radschlepper, die für diesen Zweck mit einem besonderen Kran ausgerüstet wurden. Gegenüber dem Ford-Kran hat der Schlepperkran der Hanomag (Abb. 2), der hier zum ersten Male angewendet wurde, den Vorteil, daß er nicht mit einer Reibungskupplung, sondern mit einem besonderen Wendegetriebe arbeitet, das das Drehmoment des Motors auf die Seiltrommel überträgt. Die Kraftleitung vom Motor zur Trommel geht über eine Stahlrolle mit zwei Kugelgelenken und über ein Schneckengetriebe an der Trommel, das die Last in jeder Höhe ohne Bremsband vollkommen gegen un-

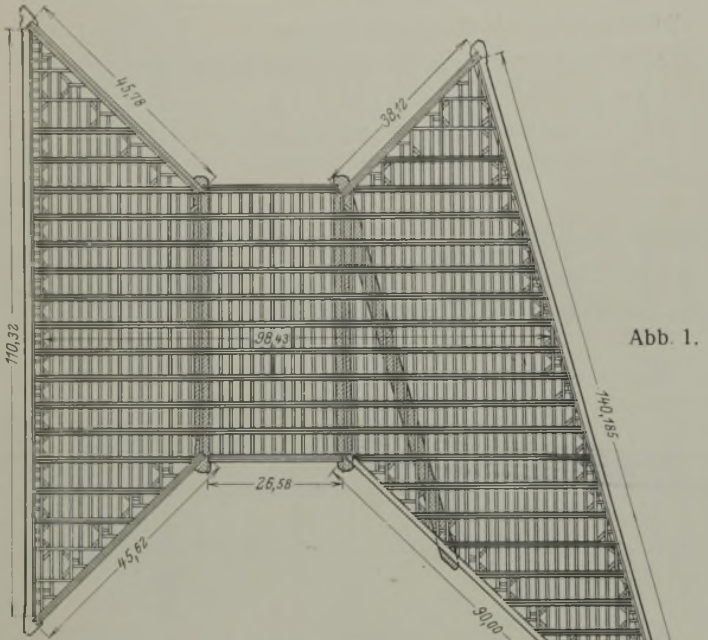


Abb. 1.

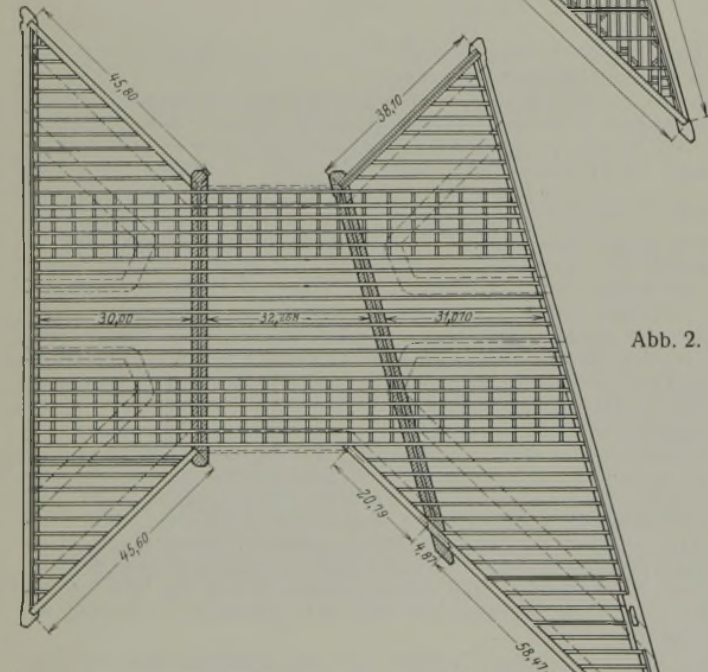


Abb. 2.

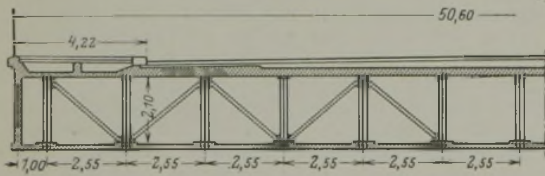


Abb. 3.

bei Brücken vorkommt, sondern einen sternförmigen Grundriß, indem von einem rechteckigen Mittelteil vier Strahlen in die von den Seiten herkommenden Straßen verlaufen. Der Umbau des Bahnhofs St. Lazare machte auch einen Umbau dieser Brücke nötig. Einerseits war er durch die veränderte Anordnung der Gleise unter der Brücke bedingt, andererseits gab das Alter der Brücke, die im Jahre 1866 erbaut worden war, Anlaß zu einer Erneuerung. Ihr Zustand war noch nicht gefahrdrohend, jedoch hatte das Eisenwerk durch den Rauch der unter ihr haltenden Lokomotiven gelitten, und es war anzunehmen, daß ihr keine lange Lebensdauer mehr beschieden sein würde.

Man hat sich bei der neuen Brücke grundsätzlich an die Bauart der alten gehalten. Diese (Abb. 1) besteht aus elf Trägern von etwa 100 m



Abb. 2. Schlepperkran.



Abb. 3. Zuschütten eines Grabens mittels Raupenschleppers.

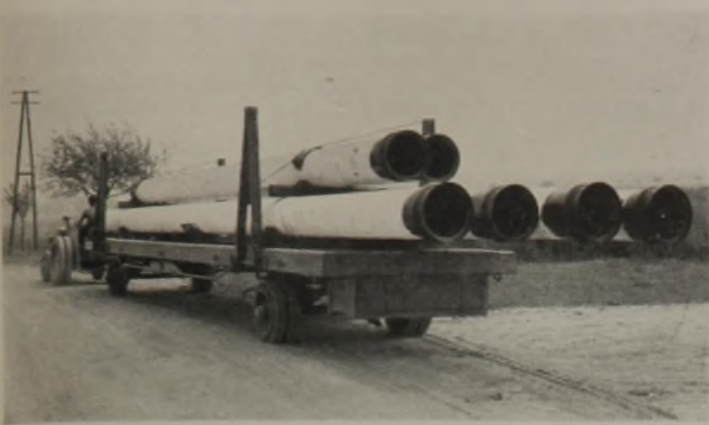


Abb. 1. Zubringen von Rohren durch einen Schlepper.



Abb. 1.

beabsichtigtes Senken sichert. Die Kranträger sind unmittelbar an den Befestigungsnocken der Zugvorrichtung, also an den stärksten Teilen des Schleppers, befestigt, so daß irgendwelche Brüche am Schlepper selbst vermieden werden. Da die vordere Abstützung für die Kranträger mittels Drucklager auf dem Vorderachsschenkel angebracht ist, kann der Führer, selbst bei schwerster Last, das Lenkrad des Schleppers leicht drehen. Die Abstützung besitzt drei Rollen. Unebenheiten der Straße oder sonstige Hindernisse, die von den Vorderrädern genommen werden müssen, können sich nicht auf den Kran übertragen. Die Unebenheiten gleichen sich durch den gebogenen Bügel und die Rollen aus. Die Spitze des Kranes schwankt also nicht. Die Hub- und Senkbewegungen des Hakens werden durch einen Hebel vom Führersitz aus eingeleitet. Die Tragkraft beträgt 1500 kg. Trotzdem sind während des Baues Lasten von 2000 bis 2500 kg bewegt worden.

Nachdem die Rohre verlegt waren, geschah das Zuschütten der Gräben ebenfalls durch Schleppfahrzeuge. Vor dem Kühler des Hanomag-Schleppers (Abb. 3) ist eine in der Höhe verstellbare Schaufel oder Platte angebracht, mit der das Erdreich in den Graben geschoben wird. Da der Widerstand, den die Schaufel an dem ausgeworfenen Boden findet, groß ist, muß vom Schlepper eine entsprechend große Druckkraft hervorgebracht werden, die nur mit einem Raupenschlepper erreichbar ist. Bei einem Raupenschlepper ist die Zug- bzw. Druckkraft beinahe ebenso groß wie das Eigengewicht des Schleppers. Für solche Arbeiten hat der Raupenschlepper außerdem den Vorteil, daß er in dem lose aufgeworfenen Boden nicht einsinkt und über Unebenheiten leicht hinwegfahren kann. Das Zuschütten geschieht so rasch, daß unmittelbar anschließend eine Stampfmaschine und eine Straßenwalze folgen können. Riedig.

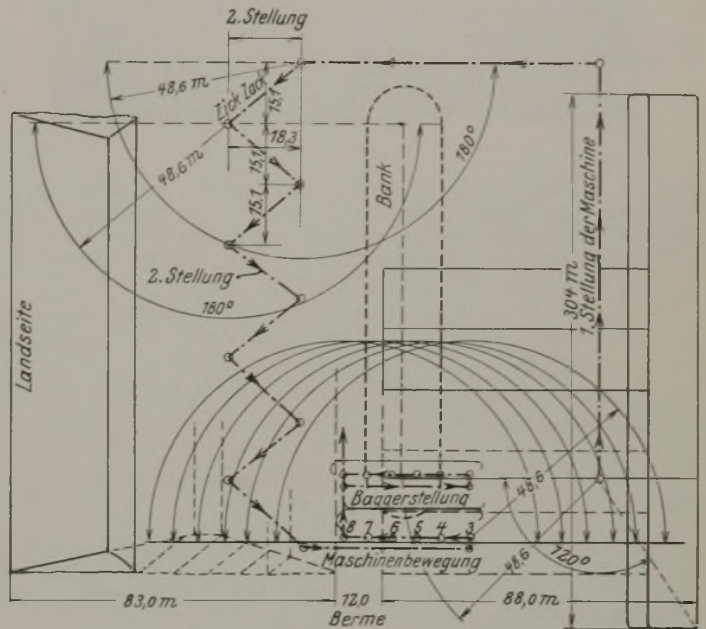


Abb. 3. Zickzackförmige Verschiebung des Baggers.

aus (Abb. 2), während bei der zweiten zickzackförmige Verschiebung der Maschine vorgesehen ist (Abb. 3).

Nach den Ausführungen wird der Eimerseilbagger mit Ausleger und Dieselmotorantrieb für die am Mississippi obwaltenden Verhältnisse am zweckmäßigsten erachtet, während Dampfantrieb dort vielfach zu Fehlschlägen führte. Zs.

Anwendung und Arbeitsweisen von Eimerseilbaggern bei der Mississippi-Eindeichung.

In Eng. News-Rec. 1929 vom 20. Juni finden sich bemerkenswerte Ausführungen über die Anwendung und Arbeitsweisen des Schwenkbaggers mit einem am Ausleger durch Seile geführten Eimer. Die Ausführungen sollen die Zweckmäßigkeit dieses Baggertyps für Verhältnisse darlegen, wie sie z. B. bei der Eindeichung des Mississippistromes vorlagen. Die Bauzeit war dort beschränkt, da die neuen Dämme bereits das nächste Hochwasser zurückhalten sollten. Der in bezug auf Feuchtigkeit und Tragfähigkeit oft wechselnde Boden bedingte ferner eine besondere Bauart sowohl was die Standsicherheit als auch das Arbeitsvermögen anbelangte. Für die dortigen Verhältnisse zeigte sich der in Abb. 1 dargestellte Typ als besonders geeignet.

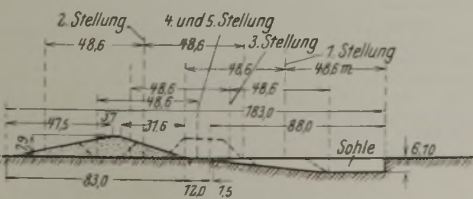
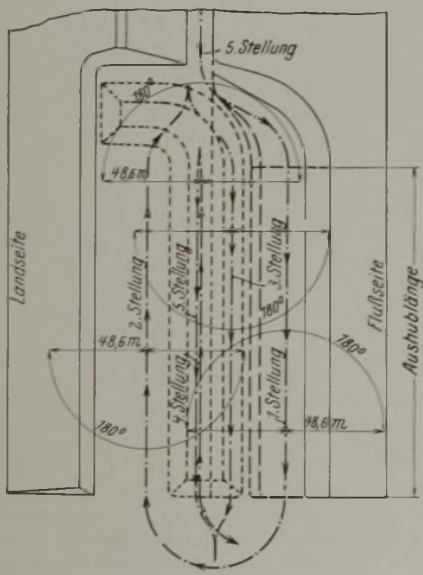


Abb. 2. Parallelverschiebung des Baggers.

Es werden in dem obengenannten Bericht zwei verschiedene Arbeitsweisen näher erörtert. Die eine setzt im wesentlichen Parallelverschiebungen des Baggers während des Ab- und Auftrages vor-

Kabelbahnen für den Transport großer Baumassen. In Eng. News-Rec. 1929 vom 30. Mai wird die Verwendung von Kabelbahnen für den Transport von Baumassen an einigen Beispielen erläutert. Die Vorteile bei der Förderung auf Hängkabeln bestehen danach in der Unabhängigkeit der Linienführung vom Höhenverlauf des Geländes, in der Ersparnis an kostspieligen Brücken- und Tunnelbauten, in der wirtschaft-

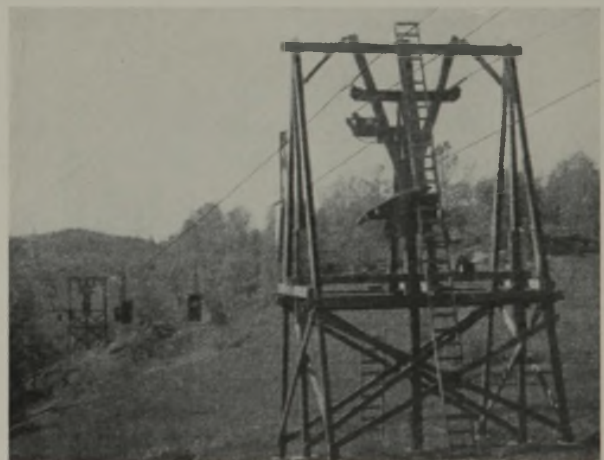


Abb. 1.

lichen Anpassungsfähigkeit an verschiedene Förderlängen und Massen und in dem Wegfall von Umladungen gegenüber einzelnen, den Geländeverhältnissen angepaßten Fördermitteln. Zwei Beispiele von Förderbahnen mit zwei Kabelwegen zur gleichzeitigen Förderung in beiden Richtungen werden näher erläutert, da diese Anordnung in den Vereinigten Staaten die gebräuchlichste ist, und zwar die Förderbahnen für den Bau des Pardee- und des Coolidge-Dammes. Die erste Anlage diente im wesent-



Abb. 2.

lichen zur Heranschaffung großer Betonmassen für die Staumauer, die beim Ausbau der Wasserversorgung mehrerer um die San-Francisco-Bucht gelegener Küstenstädte bestimmt war, die zweite wurde für den Bau des im Gila-Fluß bei San Carlos errichteten Stauwerkes verwendet, wobei

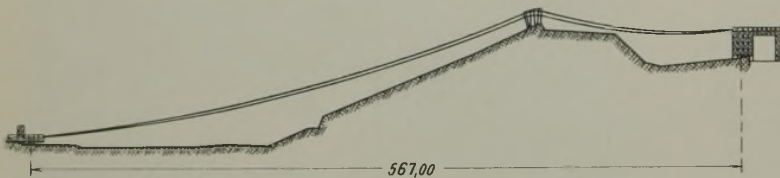


Abb. 3. Längsschnitt der Kabelförderbahn für den Bau des Coolidge-Dammes.

der Bau einer Förderbrücke vermieden werden konnte. Für beide Anlagen sind in den Abb. 1 u. 2 typische Kabelunterstützungen dargestellt. Für die Förderanlage des Coolidge-Dammes ist ferner in Abb. 3 ein Längsschnitt wiedergegeben.

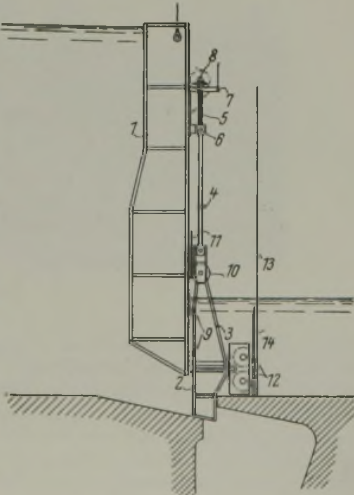
Karl Bernhard 70 Jahre alt. Am 4. November vollendete der in Bauingenieurkreisen rühmlich bekannte Zivilingenieur, Baurat Dr.-Ing. ehr. Karl Bernhard, Berlin, sein siebzigstes Lebensjahr. Geboren in Goldberg (Mecklenburg), war er als Regierungsbaumeister bei der Tiefbauverwaltung der Stadt Berlin beschäftigt, zugleich war er Assistent bei Prof. Müller-Breslau. Vom Jahre 1898 ab ist er dann bis auf den heutigen Tag als Zivilingenieur und außerdem als Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin tätig gewesen. Manch wichtiges Ingenieur-Bauwerk hat er in diesen dreißig Jahren geschaffen, u. a. die Tresckow-Brücke über die Oberspree bei Nieder-Schöneweide, die Havel-Brücke im Zuge der Heerstraße, sowie — mit dem Architekten Peter Behrens zusammen — (1911) die allgemein bekannte Turbinenfabrik der AEG. Sein Ruf ist durch seine Bauten und seine vortrefflichen fachliterarischen Aufsätze schon lange in alle Welt gedrungen; stets hat er seine volle Kraft dem Fortschritte des Bauingenieurfaches gewidmet. Die Technische Hochschule Berlin hat ihm vor einigen Jahren die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen.

Wir wünschen dem verdienten Manne noch viele Jahre rüstigen Schaffens und ungetrübter Gesundheit.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Zweiteiliges Hubtor. (Kl. 84a, Nr. 472 947 vom 29. 11. 1925 von Fried. Krupp-Grusonwerk AG. in Magdeburg-Buckau.) An dem oberen Teil des Hubtores ist eine besondere Hubvorrichtung für den unteren Torteil gelagert, so daß sowohl beide Torteile zusammen als auch der untere Torteil allein bewegt werden können. An dem oberen Torteil 1 greift die gemeinsame Hubvorrichtung an, der untere Torteil ist durch die Tragarme 3 und die Stangen 4 mit der auf den Schraubenspindeln 5 verschiebbaren Mutter 6 gekuppelt. Die Spindeln 5 sind im Traggerüst 7 mit Triebwerk 8 gelagert. Beim Bewegen des oberen Torteiles wird infolge der Kupplung beider Teile miteinander auch der untere Torteil 2 stets mitgenommen, letzterer wird mittels der Klauen 9 am oberen Torteil geführt. An den Tragarmen 3 sind Führungsrollen 10 angeordnet, die auf der Führungs-



bahn 11 des oberen Torteils laufen. Weitere Rollen 12 laufen auf einer an Fundament 13 liegenden Bahn 14. Beim gemeinsamen Hochheben beider Teile verlassen die Rollen 12 die kurze Bahn 14, der untere Torteil wird dann durch die am oberen Torteil angeordneten Führungsmittel und die Führungswellen 10 in seiner Lage zum oberen Torteil gehalten.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Lorenz, Vorstand des Betriebsamts Eberswalde, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder) und Dr. jur. Walter Schmidt, Dezernent (Mitglied) der R. B. D. Oppeln, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Breslau, die Reichsbahnräte Zimmank, bisher beim Verkehrsamt Hamburg, als Vorstand zum Verkehrsamt Stargard (Pom.), Jargon, Vorstand des Verkehrsamts Altona, unter Aufhebung der Versetzung nach Gera zur R. B. D. Berlin, Dr. jur. Kreul, bisher bei der R. B. D. Breslau, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Dresden, Spangenberg, bisher beim R. Z. A. in Berlin, als Dezernent (Mitglied) zur R. B. D. Oppeln, Koenig, Vorstand des Verkehrsamts Stargard (Pom.), zum R. Z. A. in Berlin, Dr. jur. Volmer, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Boltze, Vorstand des Betriebsamts Neustettin, als Vorstand zum Betriebsamt Göttingen 2, Schmidt-Klewitz, bisher beim R. Z. A. in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Eberswalde, Hacke, bisher bei der R. B. D. Altona, zur R. B. D. Trier, Heyse, bisher bei der R. B. D. Trier, zur R. B. D. Altona, Warnecke, Leiter einer Abteilung beim Ausbesserungswerk Leinhausen, als Werkdirektor zum Ausbesserungswerk Fulda, Blümener, bisher beim Abnahmeamt Berlin 2, als Vorstand zum Maschinenamt Weißenfels, Brill, bisher bei der R. B. D. Kassel (z. Zt. beurlaubt), zur R. B. D. Berlin, Rünzi, bisher bei der R. B. D. Altona, als Leiter einer Abteilung zum Ausbesserungswerk Leinhausen, Boehm, bisher bei der R. B. D. Breslau, als Vorstand zum Kraftwerk Muldenstein, Dr. jur. Eisele, bisher beim Betriebsamt Konstanz, zur R. B. D. Karlsruhe, und Dörrwächter, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, zum Betriebsamt Konstanz, der Reichsbahnassessor Dr. jur. Stiegler, bisher bei der R. B. D. Augsburg, zur R. B. D. Erfurt, sowie der Reichsbahnbaumeister Hartmann, bisher bei der R. B. D. Berlin, zur R. B. D. Altona und Putze, bisher beim Maschinenamt Dortmund I, zur Versuchsabteilung für Wagen beim Ausbesserungswerk Berlin-Grünwald.

Bestellt: Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Domsch in Dresden zum Leiter der II. Abteilung (Verkehr) bei der R. B. D. Dresden und der Reichsbahnmann Dietrich, Betriebskontrollleur bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), zum Vorstand des Verkehrsamts Insterburg.

Überwiesen: Direktor bei der Reichsbahn Woltmann, bisher bei der R. B. D. Berlin (z. Zt. beurlaubt), zur R. B. D. Köln.

In den Ruhestand getreten: Direktor bei der Reichsbahn, Geheimer Regierungsrat Oschwald bei der R. B. D. Dresden, Reichsbahnmann auf Dienstposten von besonderer Bedeutung Otto Pohl, Leiter des Bahnbetriebswerks Gleiwitz, Oberlandmesser auf wichtigerem Dienstposten Georg Gerhard bei der R. B. D. Stuttgart, die Reichsbahnämter, Rechnungsräte Paul Markert, Verkehrskontrollleur beim Verkehrsamt Berlin 4, und Johann Albrecht, Hilfsdezentner bei der R. B. D. Köln, die Reichsbahnämter Joseph Koch, Hilfsdezentner bei der R. B. D. Frankfurt (Main), Hermann Ulrich, Leiter des Bahnhof Leipzig Hauptbahnhof Westseite, Wilhelm Fiebig, Rechnungsrevisor beim Prüfungsamt der R. B. D. Oppeln, Paul Falke, Leiter des Bahnbetriebswerks in Königsberg (Pr.), und Bernhard Kuhnke beim Brückenbüro der R. B. D. Dresden.

Gestorben: die Reichsbahnräte Jans, Vorstand des Betriebsamts Göttingen 2, Fabian, Werkdirektor des Ausbesserungswerks Fulda, und Kästner, Vorstand des Büros für Sozialversicherung bei der R. B. D. Dresden, sowie der Reichsbahnmann Thiel, Leiter des Bahnhof Hannover Hauptbahnhof.

Bayern. Vom 1. Oktober 1929 an werden in etatmäßiger Weise

a) befördert: der mit Titel und Rang eines Oberbauamtmannes ausgestattete Bauamtmann Karl Martin der Sektion für Wildbachverbauungen in Rosenheim zum Oberbauamtmann bei diesem Amte; der mit Titel und Rang eines Oberbauamtmannes ausgestattete Bauamtmann Karl Knab des Straßen- und Flußbauamtes Augsburg zum Oberbauamtmann bei diesem Amte; der mit Titel und Rang eines Regierungsbaurates I. Kl. ausgestattete Regierungsbaurat Eugen Zehrer des Staatsministeriums des Innern zum Regierungsbaurat I. Kl. beim Straßen- und Flußbauamt München; der mit Titel und Rang eines Regierungsbaurates I. Kl. ausgestattete Regierungsbaurat des Staatsministeriums des Innern Emil Berndt zum Regierungsbaurat I. Kl. in diesem Ministerium; der mit Titel und Rang eines Regierungsbaurates I. Kl. ausgestattete Regierungsbaurat Heinrich Klein des Straßen- und Flußbauamtes München zum Regierungsbaurat I. Kl. im Staatsministerium des Innern; b) berufen: in gleicher Diensteseigenschaft der Regierungsbaurat Rudolf Haussmann des Straßen- und Flußbauamtes München in das Staatsministerium des Innern.

INHALT: Die Vorflutbeschaffung im Moersbachgebiet zwischen Moers und Repelen. — Neue Vorschläge für Ausbildung und Abdichtung von Decken aus einbetonierten Walzträgern und von Bahnsteigtunneln. — Wasserdichtheit von Fichtenholz. — Hängewerke mit aufgehobenem Horizontalzug. — Die Talsperre Cignana. — Die Bogenbrücke über den „Kill van Kull“ bei New York. — Vermischtes: Umbau der Europa-Brücke in Paris. — Schleppfahrzeuge bei der Ausführung von Tiefbauten. — Anwendung und Arbeitsweisen von Eimerselbaggern bei der Mississippil-Eindeichung. — Kabelbahnen für den Transport großer Baumassen. — Karl Bernhard 70 Jahre alt. — Patentschau. — Personalnachrichten.