

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 29. Juni 1928

Heft 28

Alle Rechte vorbehalten.

Die Gründung des Kleist-Lyzeums in Berlin.

Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Georg Klose, Bezirksamt Berlin-Tiergarten.

Für den Neubau des Kleist-Lyzeums nebst anschließendem Film-Seminar im Bezirke Berlin-Tiergarten wurde in der Levetzowstraße Nr. 1—5 ein langgestrecktes Grundstück vorgesehen, das eine Länge von rd. 169 m und eine Breite von rd. 50 m hat. Schon beim Erwerb dieses Grundstücks wurde durch vorläufige Untersuchungen des Bodens und durch Bohrungen festgestellt, daß sich unter einer Schicht Bauschutt, die zur Auffüllung des Geländes gedient hatte, eine starke Moorschicht befand. Die Schicht, die sich übrigens vielfach im Berliner Untergrunde vorfindet, ist dadurch zu erklären, daß das Gelände ursprünglich ein alter Lauf der Spree war, die in der Nähe in einem großen nach Norden offenen Bogen fließt. Dieser Befund des Bodens, sowie auch Erkundigungen, die über benachbarte Häuser eingezogen wurden, gaben Veranlassung, durch genauere Untersuchungen festzustellen, ob und inwieweit eine besondere Gründung des sechs Geschosse enthaltenden Gebäudes notwendig war.

Nachdem der erste Grundriß für die Schule festgelegt war, wurden in regelmäßigen Abständen, und zwar hauptsächlich unter den belasteten Mauern und Pfeilern, 50 Bohrlöcher hergestellt, die im Durchschnitt 8 bis 12 m unter das vorhandene Gelände vorgetrieben wurden. Von den Ergebnissen dieser Bohrungen ist in der nachstehenden Tabelle 1 ein typisches Beispiel gegeben:

Tabelle 1.
Bohrloch Nr. 16.

Gelände	+ 32,65
Aufgefüllter Boden . . .	32,65 — 31,25
Moor	31,25 — 28,55
Weicher Schliefsand . . .	28,55 — 26,55
Schärferer Sand	26,55 — 25,55
Scharfer grauer Sand . .	25,55 — 23,55

Sie zeigt, daß unter der bereits genannten Auffüllung mit Bauschutt, die etwa 1 bis 3 m stark ist, eine mehrere Meter mächtige Moorschicht und darunter Schliefsand lag, unter dem sich scharfer grauer Sand befand, während das Grundwasser ziemlich genau mit der Höhe der Moorschicht auf Ordinate + 30,50 m anstand.

Daneben wurden umfangreiche Belastungsproben nach Brennecke angestellt, die auf dem Baugrunde unter der Moorschicht ziemlich große Einsinktiefen ergaben. Ferner wurden den Bohrlöchern je 10 Boden- und 10 Wasserproben entnommen und dem Technischen Untersuchungsamt Berlin zur Begutachtung übersandt, dessen Befund dahin lautete, daß in dem Grundwasser gebundene Schwefelsäure SO_3 bis zu 980 mg/l enthalten war, während der getrocknete und wasser-

freie Moorboden bis zu 1,57 % schwefelsauren Kalk, 0,66 % Eisensulfid und Pyrit enthielt und die Gesamtmenge des vorhandenen, durch Oxydation von Sulfid und Pyrit bindungsfähigen, schwefelsauren Anhydrids 1,8 % betrug.

Nach diesem Befunde hat der Boden reichlich schwefelhaltige Salze und Pyrit, ebenso das Grundwasser einen so hohen Gehalt an gebundener Schwefelsäure, daß Portlandzementbeton zum starken Treiben gebracht und voraussichtlich nach einigen Jahren, besonders in der Zone des Grundwasserspiegels, zerstört werden würde. Da sämtliche Wässer außerdem erhebliche Mengen an gelösten Huminstoffen enthalten, verbot sich die Verwendung magergemischten und daher porösen Betons. Das Untersuchungsamt schlug vor, wegen des hohen Sulfidgehaltes Spezialzemente zu verwenden



Abb. 3. Rammen der Mastpfähle.

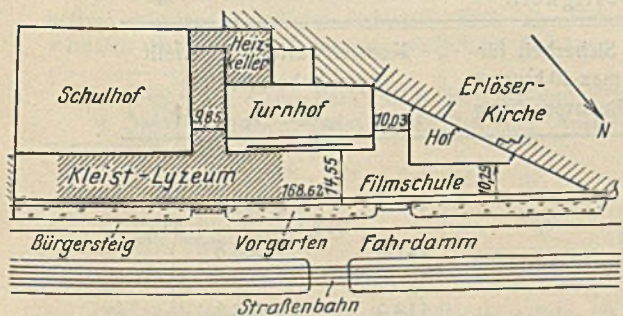


Abb. 1. Lageplan und Teilgrundriß.

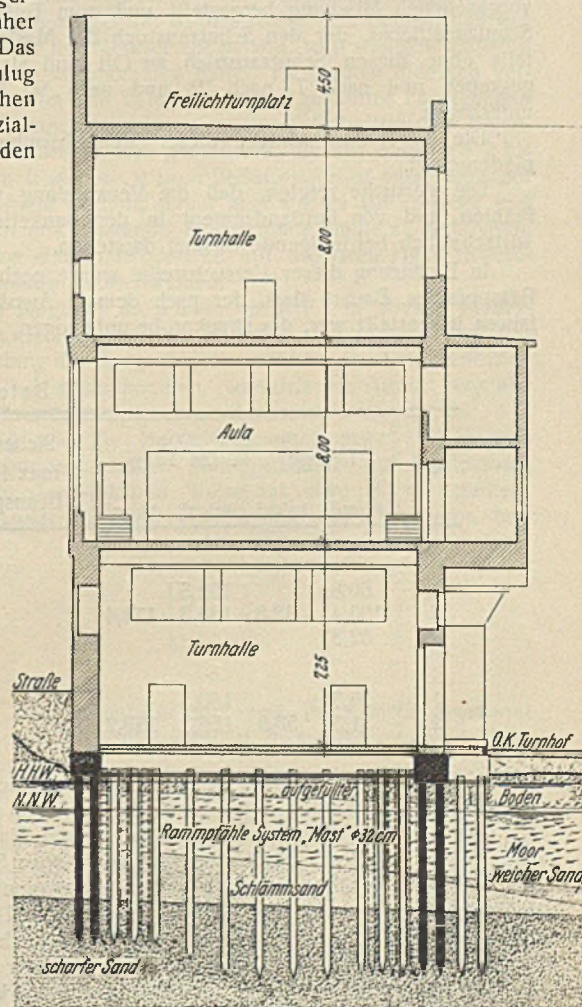
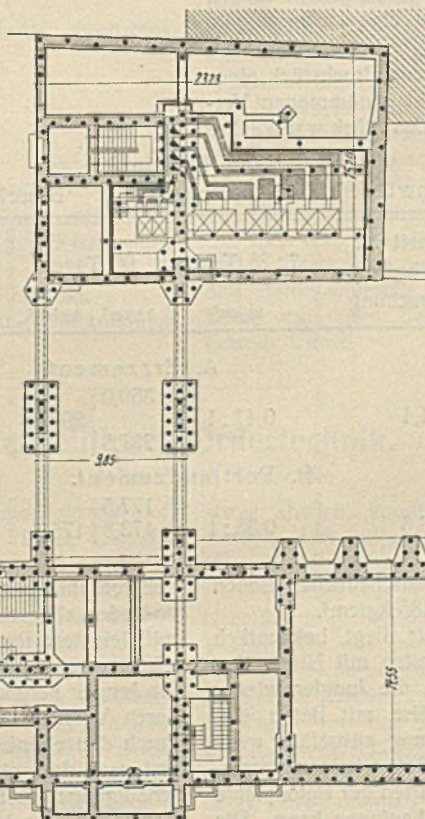


Abb. 2. Querschnitt des Aula- und Turnhallenbaues.

und einen möglichst dichten Beton in starker Mischung herzustellen. — Über die Gründung selbst wurden nunmehr eingehende Erwägungen angestellt und sowohl Pfähle verschiedener Bauweisen als eine Gründung auf Beton unter Wasserhaltung und anderes in Aussicht genommen. Das Ergebnis dieser Prüfungen und namentlich auch eingehender, vergleichender Kostenermittlungen war, daß im vorliegenden Falle eine Gründung auf Mastpfählen mit einer Füllung von Erzzement-Beton und darüberliegenden Banketten aus gewöhnlichem Beton sich als am besten geeignet erwies.

Was zunächst den Erzzement anbelangt, so will ich hier kurz bemerken, daß die Tonerde (bezw. ihre Verbindung mit Kalk, die sogenannten Kalk-Aluminate) derjenige Bestandteil des Zementes ist, der der Einwirkung der schwefelsauren Salze am meisten unterliegt. Es war daher das Bestreben, die Tonerde aus dem Zement zu entfernen und sie durch einen anderen Stoff zu ersetzen; dies geschieht durch Eisenoxyd beim Erzzement, dessen Zusammensetzung in der nachstehenden Tabelle 2 angegeben ist:

Tabelle 2.
Erzzement, Hemmoor.

Kieselsäure	19,472 %
Tonerde	3,471 "
Eisenoxyd	9,435 "
Manganoxyd	0,161 "
Kalkerde	63,503 "
Schwefelsaure Kalkerde	2,148 "
Magnesia	0,644 "
Alkalien	nicht best.
Wasser und Kohlensäure	0,782 %
	99,616 %

Bevor mit der Gründung begonnen wurde, wurde zunächst der in Aussicht genommene Kies, und zwar Niederfinower Kies, der in gleichmäßiger Beschaffenheit zu erhalten war, untersucht. Um Anhaltspunkte zu gewinnen, wie sich die in Aussicht genommene Gründung mit Betonpfählen Bauart Mast mit patentiertem zweiten Innenanstrich gegen die Angriffe des als schädlich festgestellten Grundwassers verhalten würde, und um sich ein Bild von der Festigkeit des zu verwendenden Betons zu machen, wurde eine Reihe von Versuchen unternommen, die sich hauptsächlich in zwei Richtungen erstreckten. Es wurde einmal eine Anzahl von Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge in der für das Bauwerk vorgesehenen Mischung hergestellt und zum Teil nach Vornahme eines Schutzanstriches, der den Schutzanstrich der Mastpfähle darstellen sollte, teils ohne diesen Schutzanstrich an Ort und Stelle unter Wasser eingegraben und nach 7, nach 28 und nach 90 Tagen der Druckprobe unterzogen.

Die Ergebnisse einiger dieser Versuchsreihen sind in Tabelle 3 niedergelegt.

Die Versuche zeigten, daß die Verwendung von Erzzement in den Pfählen und von Portlandzement in den Banketten eine technisch und wirtschaftlich befriedigende Lösung darstellen.

In Ergänzung dieser Versuchsreihe wurde noch das Bruchstück eines Betonpfahles, Bauart Mast, der nach dem in Aussicht genommenen Verfahren hergestellt war, der Druckprobe unterzogen. Das Stück war 6 Jahre

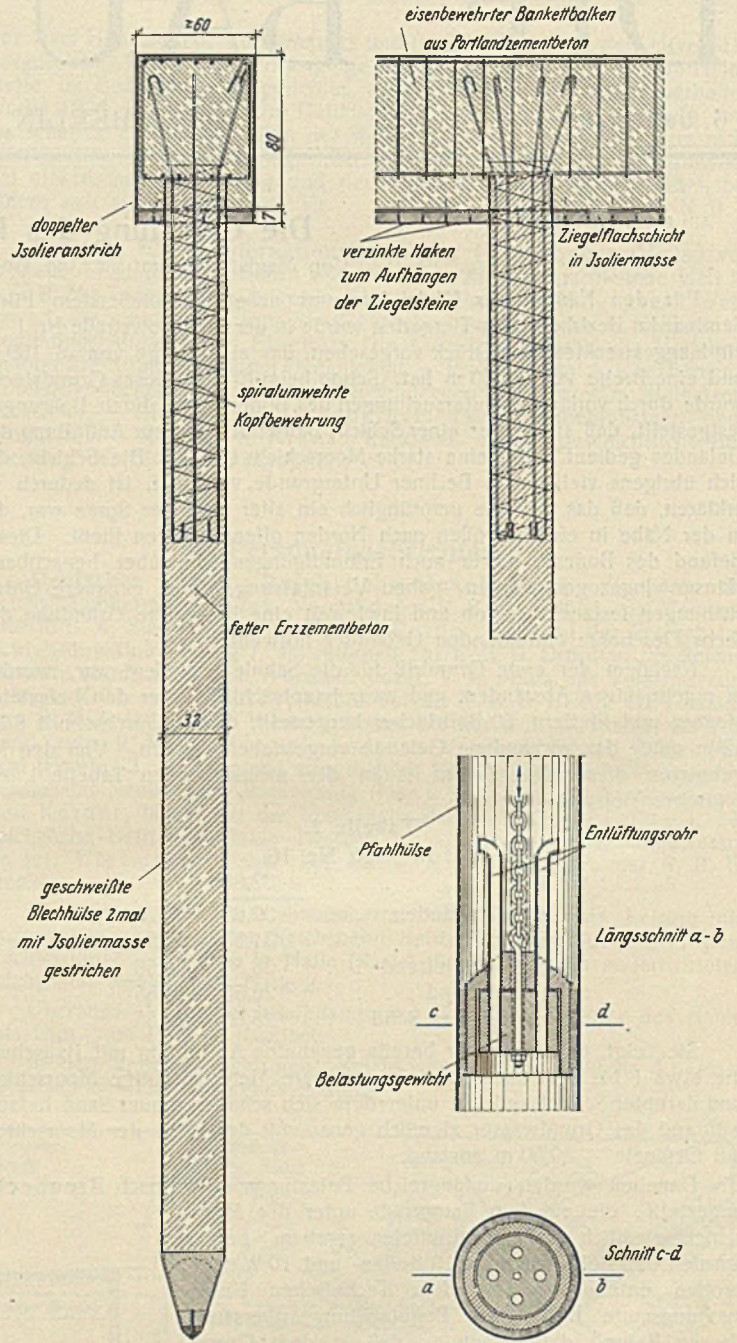


Abb. 4. Einzelheiten der Mastpfähle.

Tabelle 3.
Betonwürfel. Mischung 1:4. Druckfestigkeit.

Nr.	7 Tage		28 Tage		Sicherheit für max 40 kg/cm ² Beanspruchung	7:28 Tagen		90 Tage		Sicherheit für max 40 kg/cm ² Beanspruchung	Kontrollwürfel, hergestellt im Laboratorium			
	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
A. Erzzement.														
1	60,8		162,5		4,4	0,47:1	360,0	298,00	7,5	208,7	218,1	332,5	333,2	
2	103,4	82,3	186,3	174,4			237,5					227,5		333,8
3	82,8													
B. Portlandzement.														
1	56,3		150,5		3,8	0,35:1	177,5	175,7	4,4	118,9	136,1	216,3	215,7	
2	51,3	53,8	156,3	153,2			173,8					155,0		215,0

alt und hatte etwa 5 1/2 Jahre in einem ähnlichen betonschädlichen Boden gesteckt, die Druckprobe ergab eine Festigkeit von 485 kg/cm².

Das Wesen des Betonrammpfahles „Bauart Mast“ liegt bekanntlich darin, daß eine dünne Blechhülse mit patentierter Spitze mit Hilfe einer lose in der Hülse sitzenden Holzjungfer eingerammt, die Jungfer wieder herausgezogen und die im Boden verbleibende Hülse mit Beton einschließlic der etwa erforderlichen Rundeisenbewehrung ausgefüllt wird. Die Hauptvorzüge dieses Verfahrens sind, daß der Beton keinen Rammschlägen ausgesetzt wird, und man nicht auf das Erhärten der Betonpfähle zu warten braucht, sondern sofort mit dem Rammen beginnen kann. Die Anpassungsfähigkeit an wechselnde Tiefenlagen des guten Baugrundes ist

außerordentlich groß, da je nachdem nur ein Stück der Blechhülse autogen an- oder abgeschweißt zu werden braucht. Da ferner grundsätzlich nur mit leichtem Rammgerät (1 t Bärge wicht) gerammt wird, sind die Erschütterungen beim Bauvorgang, die auch noch durch das Luftpolster um die Jungfer herum gemildert werden, ungewöhnlich gering. Ein vorzüglicher, durch Versuche erprobter Schutz des Betons gegen Moorsäure usw. ist durch den ebenfalls patentierten Innenanstrich der Hülse zu erzielen, der erst nach dem eigentlichen Rammen eingebracht wird und somit vor Beschädigungen vollkommen gesichert ist. Verschiedene Besichtigungen auf Baustellen mit Mastpfählen, sowie auch ausgezogener Pfähle haben die Angaben, daß der Anstrich der Hülse fest am Beton haftet, bestätigt.

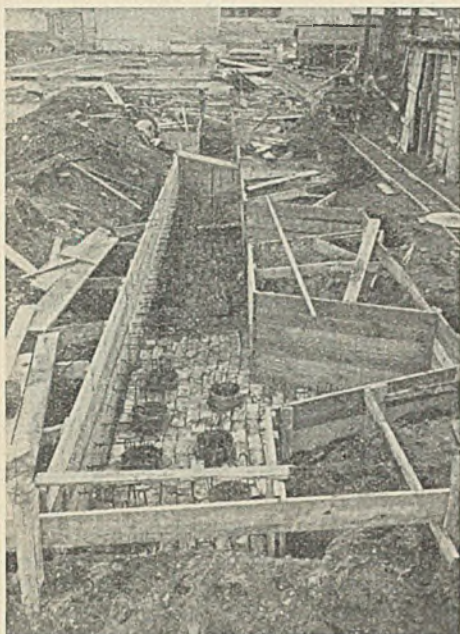


Abb. 5. Aufsicht auf die Pfahlköpfe und die Ziegelflachsicht.

Dieser Befund deckt sich also mit dem, der bereits von Baurat Saltzmann und Baurat Vogel, Geestemünde, gemacht worden ist.¹⁾ Es ist also für die Pfahlgründung ein dreifacher Schutz gegen Säuren vorgesehen:

1. die Verwendung von Erzzement im Pfahl,
2. der doppelte, am Beton festhaftende Innenanstrich des Pfahles,
3. die Blechhülse mit der patentierten Spitze²⁾.

Die Pfähle selbst wurden mit 32 cm Durchm. in der bekannten Weise mit zweimaligem Innenanstrich (davon einer nach dem Rahmen der Hülsen) ausgeführt, wobei in dem oberen Teil zur Verbindung mit den Betonbanketten ein Eisengerippe

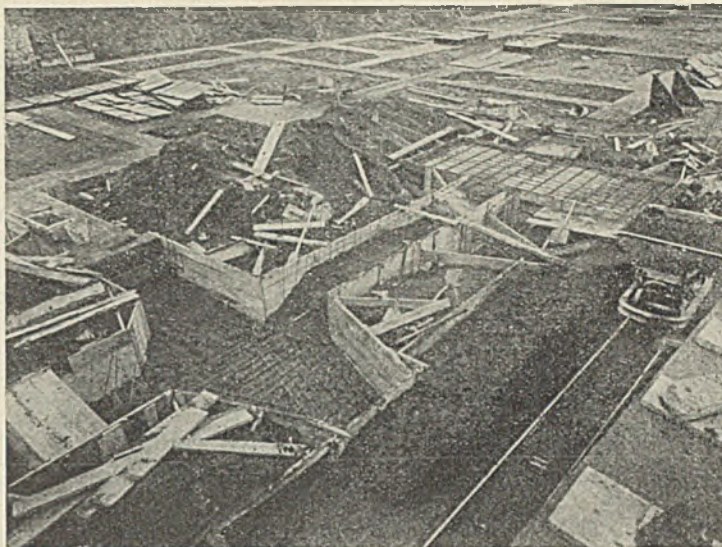


Abb. 6. Einzelheiten der Betonbankette.

Bankette bei steigendem Grundwasser wurde eine Sohle aus flach verlegten Klinkern mit einer darauffolgenden Kaltasphaltschicht angebracht, wobei die Flachsicht durch verzinkte Haken mit dem Beton der Bankette verbunden wurde.

Die Pfahlreihen selbst wurden teils einreihig, teils zweireihig im Zickzack mit einem Mindestabstande von 3 Pfahldurchmessern ausgeführt und so berechnet, daß die einzelnen Abschnitte der Mauern eine gleichmäßige Belastung darstellen. Gegenüber einer Anordnung der Pfähle unter den Pfeilern wurde hierdurch erheblich an Anzahl der Pfähle gespart; nur unter den großen Pfeilern des Aula- und Turnhallenbaues, sowie des Seitenflügels wurden die Pfähle der Belastung entsprechend gruppenweise angeordnet. Bei der verwickelten Grundrißlösung und der starken Belastung einzelner Pfeiler ergab sich eine zum Teil recht schwierige statische Berechnung, mußten doch unter einigen Pfeilern ganze Gruppen von Pfählen geschlagen werden. Während des Baues, der unter der Oberleitung des Stadtbaurates Kolwes vom Bezirksamt Tiergarten im Herbst und Winter 1927/28 ausgeführt wurde, stellte sich heraus, daß der Schliefsand, der sich unter der Moorschicht befand, weit weniger tragfähig war, als man ursprünglich angenommen hatte. Es mußten indessen verschiedentlich die Pfähle, um den beiden eingangs gestellten Forderungen zu genügen, erheblich länger geschlagen werden. Dabei trat die Eigenschaft der Pfahlbauweise hervor, daß die Hülsen, die aus einzelnen 2 bis 4 m langen Rohrstücken bestehen, je nach Bedürfnissen in entsprechender Länge zusammengesweißt wurden; ferner aber war es auf einfache und bequeme Art möglich, bereits vollständig eingerammte Pfähle zu verlängern, und zu diesem Zwecke einfach Rohrstücke mit tragbaren Handschweißapparaten unter der Ramme anzuschweißen.

Andererseits war es möglich, die Pfähle an den 2 m starken Pfeilerbanketten auf ebenem Gelände mit der Ramme zu schlagen und erst später, nach Ausschachtung der Baugrube, die nicht bis oben hin verfüllten Blechhülsen entsprechend abzuschneiden, wodurch die Arbeit ebenfalls bedeutend beschleunigt und vereinfacht wurde.

Mit der Gründung war die Herstellung eines etwa 1,50 m vertieften Heizkellers verbunden, dessen Sohle ebenfalls auf Mastpfählen und Betonbanketten in der üblichen Weise aus etwa 30 cm starkem Beton mit unten liegender Dichtung aus doppelter Bitumenpappe hergestellt wurde.

angehängt wurde. Auf den Pfählen ruhten Eisenbetonbankette in wechselnder Breite und Stärke, die mit etwa 40 kg/m³ Eisen bewehrt sind.

Der Beton in den Pfählen ist aus Erzzement in Mischung 1:4, der Beton der Bankette mit gewöhnlichem Portlandzement in Mischung 1:5 hergestellt worden.

Für die Berechnung des Pfahles wurde angenommen, daß der Beton im Pfahlkopf mit nicht mehr als 40 kg/cm² beansprucht werden darf, und daß die Pfähle selbst eine Tragfähigkeit von 31 t haben; dabei gilt nach den Vorschriften der Berliner Baupolizei, daß der Pfahl

- a) zur Erzielung der zweifachen Sicherheit nach der Brixschen Rammformel bei den letzten 10 Schlägen nicht mehr als 4 cm einsinken darf, und daß
- b) die Pfahlspitze mindestens 2 m im guten Baugrunde stecken mußte.

Für die Berechnung der eisenbewehrten Bankette, die auf Biegung und besonders in den Pfeilern auf Schub beansprucht werden, galten die amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Bauten aus Eisenbeton.

Für die Gründung waren folgende Höhenzahlen maßgebend:

1. Bankettoberkante auf Ordinate + 32,55,
2. Stärke der Bankette normal 80 cm, unter den Pfeilern höchstens 2,1 m,
3. Pfahlkopfoberkante normal + 31,90,
4. Grundwasserstand:
 - a) höchster + 31,40,
 - b) mittlerer + 30,50.

Da während des Baues der Grundwasserstand durchschnittlich + 30,50 betrug, konnten sämtliche Arbeiten, auch die Herstellung selbst der stärksten Bankette im Trockenem ausgeführt werden. Zum Schutze der

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 46, und 1926, Heft 55.

²⁾ Die Pfahlhülsen zeigten sich bei der Ausführung vollkommen wasserdicht.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuzeitliche Fördertechnik.

Von John Wolff, Sterkrade.

Die bisherige Form der Schachtfördergerüste im Ruhrkohlengebiet bietet einen wenig schönen Anblick in der Landschaft. Diese Gerüste werden für gewöhnlich heute noch so ausgebildet, wie es bereits vor Jahrzehnten üblich war, und bilden ein wirres Durcheinander von Streben und Stäben; auch sind sie unkonstruktiv, in der Kräftewirkung unklar und lassen im übrigen auf den ersten Blick die Kohlenzeche erkennen.

Um geeignete Entwürfe für Fördergerüste ihrer Schachtanlagen zu bekommen, schrieb die Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G. in Oberhausen Rhld. im Jahre 1923 einen Ideen-Wettbewerb unter ihren Beamten aus, bei dem 13 Entwürfe eingingen. Von diesen 13 Entwürfen kamen 8 in die engere Wahl. Die beiden besten Entwürfe waren „Zeitempfinden“ (Abb. 1) und „Schlägel und Eisen“ (Abb. 2). Der Entwurf „Zeitempfinden“, bei dem jedes den Gesamteindruck störende Beiwerk ausgeschaltet worden ist, war der bessere; da er aber von den Ausschreibungsbedingungen

etwas abwich, konnte ihm eigentlich der erste Preis nicht zuerkannt werden. Um jedoch beiden Entwürfen gerecht zu werden, wurde jedem ein erster Preis zugesprochen.

Die Idee des Entwurfes „Zeitempfinden“, der sich durch ruhige Linienführung, den gut durchgebildeten Gerüstkopf und wohl abgewogene Verhältnisse der ganzen Anlage auszeichnete, wurde dann dem Entwurf für eine Schachtanlage der Gewerkschaft Baden, Kalisalzbergwerk in Buggingen (Baden), zugrunde gelegt, denn bei der Aufstellung dieses Entwurfes ging das Bestreben dahin, die gesamten Werkbauten nicht nur als reine Zweckbauten zu errichten, sondern sie auch architektonisch schön und in Harmonie mit der Umgebung zu gestalten. Besonderer Wert wurde darauf gelegt, für die eisernen Fördertürme, die bekanntlich jeder Schachtanlage ein besonderes Gepräge verleihen, eine Ausführungsform zu finden, die geeignet ist, sich der ruhigen Wirkung der andern



Abb. 1. Entwurf „Zeitempfinden“.

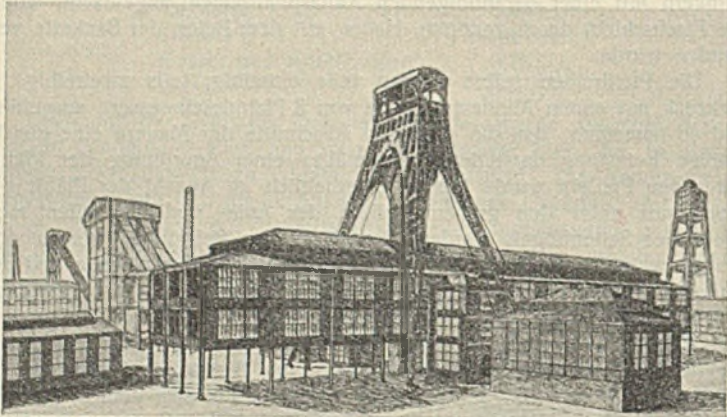


Abb. 2. Entwurf „Schlägel und Eisen“.

Bauten anzupassen. Mit den bisher gebräuchlichen Formen der Fördergerüste war eine solche Wirkung nicht zu erzielen. Die vielen senkrecht, wagrecht und schräg verlaufenden Stäbe eines solchen Gerüsts geben dem Bauwerk stets ein sehr unruhiges Aussehen, das manchmal im krassen Gegensatz zu den ruhigen Wand- und Dachflächen der übrigen Bauten steht. Das Fördergerüst wurde deshalb in nur wenige, aber kräftige vollwandige Stäbe zergliedert. Die Lichtbildaufnahme Abb. 3 läßt erkennen, inwieweit durch die Gestaltung der beabsichtigte Zweck erreicht wurde.

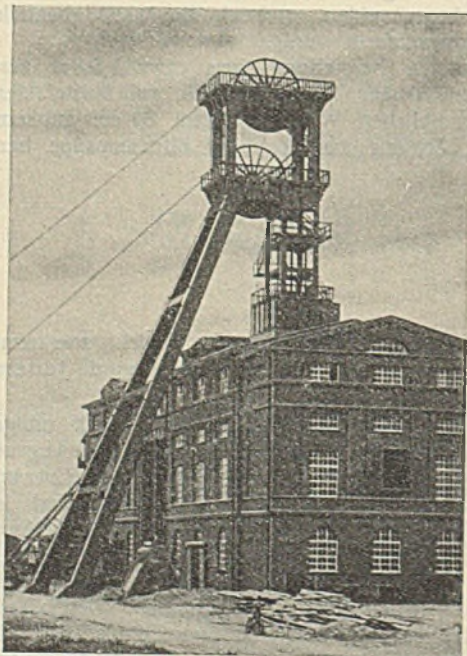


Abb. 3.

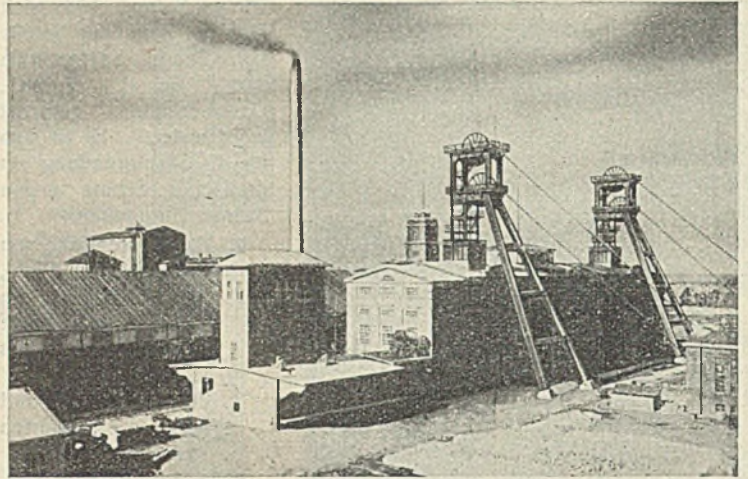


Abb. 5.

Auf Grund dieses von der Gutehoffnungshütte, Abteilung Brückenbau, aufgestellten Entwurfes wurde dieser im Sommer 1925 von der Gewerkschaft Baden der Auftrag auf die Ausführung der Anlage erteilt. Daraufhin wurde zunächst des Gerüst für Schacht I sowie das anschließende Maschinenhaus im Jahre 1925 gebaut. Durch die Erstellung des Gerüsts für den angrenzenden Schacht II wurde dann die Anlage im Jahre 1927 ergänzt. Die ganze Anlage besteht also aus zwei Einstrebengerüsten mit den dazu gehörenden Bauten. In Abb. 4 sind Gerüst und Schachthalle im Aufriß dargestellt. Abb. 5 zeigt die Lichtbildaufnahme der fertigen Schachtanlage.

Die technische Durcharbeitung dieses Förderturmes hat ergeben, daß die Vollwandausführung bei richtiger Wahl und Bemessung der Einzelquerschnitte einen Mehraufwand an Eisen gegenüber der bisher üblichen Fachwerkausführung durchaus nicht erfordert. Das Gewicht des Eisenbauwerks beträgt 160 t bei einer Seilbruchlast von 215 t und einer Teufe von 900 m. Dabei ist Seilbruch in beiden Seilen angenommen. Das Gerüst ist also nicht schwerer als ein Gerüst mit Strebenfachwerk. Neben dem besseren Aussehen hat diese Art der Ausführung auch den Vorteil einer einfacheren Aufstellung (infolge der wenigen Stäbe) sowie einer bequemeren und besseren Ausführung und Instandhaltung des Anstrichs.

Über die Betriebsverhältnisse ist folgendes zu sagen:

Der lichte Durchmesser des Schachtes I beträgt 6,5 m, der des Schachtes II 4,5 m. Beide Schächte wurden für einfache Förderung mit Förderkörben eingerichtet, deren Bodenfläche mit zwei hintereinander stehenden Wagen bestellt werden kann.

Die Förderung geschieht mit einer im Abstände von etwa 44 m vom Schacht zu ebener Erde liegenden elektrischen Fördermaschine mittels

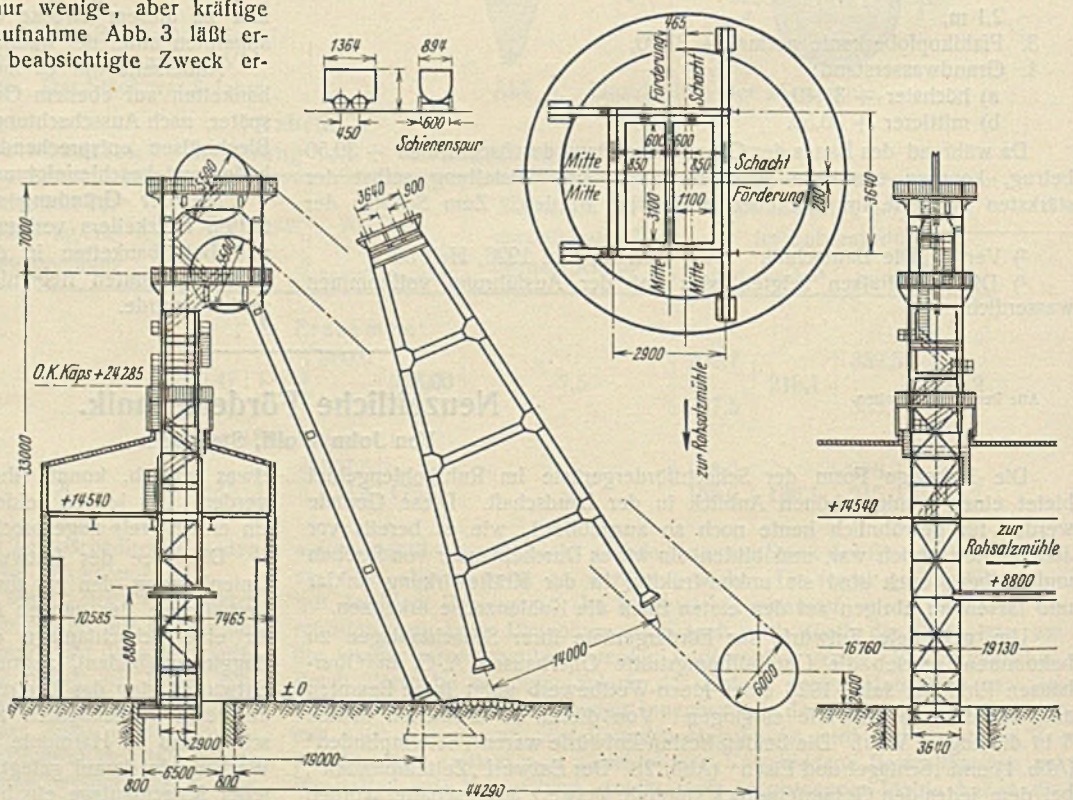


Abb. 4.

Treibscheibe. Der Durchmesser des Förderseils beträgt 58 mm, der der Treibscheibe 6 m. Die mit ihren Achsen 33 m und 40 m über Rasenhängebank übereinander im Förderturm verlagerten schmeldeisernen Seilscheiben haben einen Durchmesser von 5,5 m. Gefördert wird aus einer Teufe von 900 m. Die Betriebslasten sind folgende:

Dreistöckiger Förderkorb für 2 Wagen hintereinander in jedem Stockwerk mit Zwischengeschirr und Unterseilaufhängung	6 350 kg
6 leere Wagen, je 475 kg	2 850 "
6 Ladungen Kali, je 1000 kg	6 000 "
930 m Förderseil, je m 12,1 kg	11 250 "
	<u>26 450 kg</u>

oder bei Seilfahrt:

Förderkorb mit Zwischengeschirr und Unterseilaufhängung	6 350 kg
6 Türen, je 25 kg	150 "
36 Personen, je 75 kg	2 700 "
930 m Förderseil, je m 12,1 kg	11 250 "
	<u>20 450 kg.</u>

Bei der Betrachtung des Lichtbildes fällt das Fehlen der sonst üblichen Kranbahn mit Bedachung über den Seilscheiben auf. Bestimmend für das Fortlassen dieser Teile war zunächst ihre unschöne Wirkung, dann aber auch die Tatsache, daß die Krananlage selten zur Auswechslung oder Ausbesserung der Seilscheiben benutzt wird, das Anlagekapital von etwa 6000 bis 7000 R.-M. in der Zwischenzeit also vollkommen brach liegt, während es andererseits keine Schwierigkeiten macht, das Hochziehen und Einbauen der Seilscheiben mit einer bereitgehaltenen schnell einzubauenden Vorrichtung auszuführen. Im vorliegenden Falle ist ein ganz einfacher, leicht zerlegbarer Schwenkkran mitgeliefert worden, der bei plötzlich eintretendem Seilscheibenbruch in kürzester Zeit betriebsfertig aufgestellt werden kann. Dieser Schwenkkran wurde auch zum Einbau beider Seilscheiben benutzt; seine Festpunkte sind bei der oberen und unteren Seilscheibenbühne vorgesehen. Der Kran lagert verwendungsbereit auf einer der beiden Seilscheibenbühnen und stört so in keiner Weise das gute Aussehen des Förderturmes.

Das recht großzügig angelegte Werk hat eine rein landwirtschaftliche, landschaftlich schöne Umgebung, in die das außerordentlich ruhig und geschmackvoll wirkende Bauwerk trefflich hineinpaßt.

Eine weitere neuzeitlich eingerichtete Förderanlage stellt die Turmförderanlage dar, die von der Gutehoffnungshütte für den Schacht IV ihrer Zeche Osterfeld errichtet wurde. Die Gutehoffnungshütte war gezwungen, im nördlichen Grubenfeld der Zeche Osterfeld, einer der ältesten Tiefbauzechen des Ruhrkohlengebiets, infolge des von der vorhandenen Tagesanlage mit drei dicht nebeneinander liegenden Förderschächten sich immer weiter nach Norden hin ausbreitenden Untertageabbaues einen vierten Schacht niederzubringen, um

1. den Bergleuten den Weg zum Schacht zu verkürzen und sie schneller an ihre Arbeitsstätte zu bringen,
2. die Bewetterung des Grubenfeldes zu verbessern.

Um einerseits einen möglichst großen Lufteinflaß zu schaffen und andererseits den vorläufig nur für Mannschafsförderung vorgesehenen Schacht späterhin auch als Förderschacht für Doppelförderung einrichten zu können,

erhielt der neue Schacht einen lichten Durchmesser von 6,1 m. Der Schacht wurde in unmittelbarer Nähe der Antonihütte, einer Gegend, in der vor etwa 100 Jahren der erste Betrieb der Gutehoffnungshütte in Gestalt einer Schmelzhütte vorhanden war, abgeteuf. Die Umgebung des Schachtes ist landschaftlich recht ansprechend; man konnte daher, da eine Kohlenförderung vorläufig doch nicht in Frage kommt, bei der Ausbildung der Betriebsanlage weitgehende Rücksicht auf die Umgebung nehmen und einen ausgeprägten Zechencharakter vorläufig vermeiden. Aus diesem Grunde wurde die in Abb. 6 dargestellte Form vorgesehen, die nicht im geringsten das Vorhandensein einer Kohlenzeche erkennen läßt, da für den Seilfahrtbetrieb eine unmittelbar über dem Schacht in einem ringsum geschlossenen eisernen Turm liegende elektrische Fördermaschine gewählt wurde. Der Querschnitt des Turmes ist rechteckig; die Längsseite hat eine Länge von 13,5 m, die Querseite eine solche von 12 m. Die Höhe des Turmes beträgt 42 m.

Bei der Wahl der Fördermaschine ging man davon aus, daß bei ihrer alleinigen Benutzung zur Mannschafsförderung infolge des nur zeitweisen Gebrauches eine Dampfkesselanlage nicht ausgenutzt werden kann und unwirtschaftlich sein würde.

Die elektrische Fördermaschine ist in dem auf etwa 27 m Höhe liegenden Maschinenraume untergebracht. Sie besteht in der Hauptsache aus dem rd. 630-PS-Fördermotor mit einer Treibscheibe von 5 m Durchmesser. Die Mitte der Fördermaschinen-Treibscheibe liegt in 27,5 m Höhe über Rasenhängebank. Das Förderseil läuft von der einen Seite der Treibscheibe senkrecht zum Förderkorb, während das Seil auf der anderen Seite über eine im Umformerraum unter der Fördermaschine liegende Leitscheibe (21 m über Rasenhängebank) von 4 m Durchmesser zum zweiten Förderkorb geführt wird. Der Seildurchmesser beträgt 54 mm, die Seilgeschwindigkeit höchstens 12 m/Sek. Das Förderseil ist für eine Seilbruchlast von 165 t bemessen. Das Gewicht der Eisenbauwerkteile beträgt rd. 320 t.

Gefördert wird aus einer Teufe von 600 m. Die zweistöckigen Förderkörbe sind für die Aufnahme von 50 Mann — gegebenenfalls auch zwei hintereinander stehenden Wagen in jedem Stockwerk — eingerichtet. Die Betriebslasten sind folgende:

Zweistöckiger Förderkorb mit Zwischengeschirr und Unterseilaufhängung	4 800 kg
4 Türen, je 37,5 kg	150 "
50 Personen, je 75 kg	3 750 "
625 m Förderseil, je m 10,1 kg	6 300 "
	<u>15 000 kg.</u>

Der Förderkorb kann gleichzeitig von der Rasenhängebank und einer 2 m über dieser liegenden Bühne bestiegen werden, so daß ein Umsetzen des Korbes nicht erforderlich ist.

Alle zur Fördermaschine gehörenden Nebenaggregate sind in einem unter dem Maschinenraume liegenden Raume untergebracht. Der Maschinenraum wird von einem zur Aufstellung und Auswechslung von Maschinenteilen bestimmten Handlaufkran mit 10 t Tragfähigkeit bestrichen. Sämtliche Räume und Bühnen sind durch bequeme eiserne Treppen zugänglich.

Die auftretenden Belastungen werden durch vier miteinander gespannte Haupttragsäulen an den Turmecken auf die Fundamente übertragen. Die Füße der Haupttragsäulen sind so auf den Fundamenten gelagert, daß es bei eintretenden ungleichmäßigen Bodensenkungen ohne große Vorbereitungen möglich ist, jede Turmsäule mittels Druckwasserpumpen hochzudrücken und so auszurichten, daß die für den Betrieb der Fördermaschine unerläßliche genaue wagerechte Lage der Maschinenbühne gewahrt bleibt.

Die Gesamtanlage wurde von dem Baubureau der Bergwerks-Abteilung der Gutehoffnungshütte in Oberhausen entworfen; sie paßt sich infolge ihrer ausgezeichneten Formgebung der Landschaft gut an. Das Tragwerk mit den Pfosten, Verspannungen, Querriegeln und Schrägstäben ist von außen unsichtbar. Die Um-

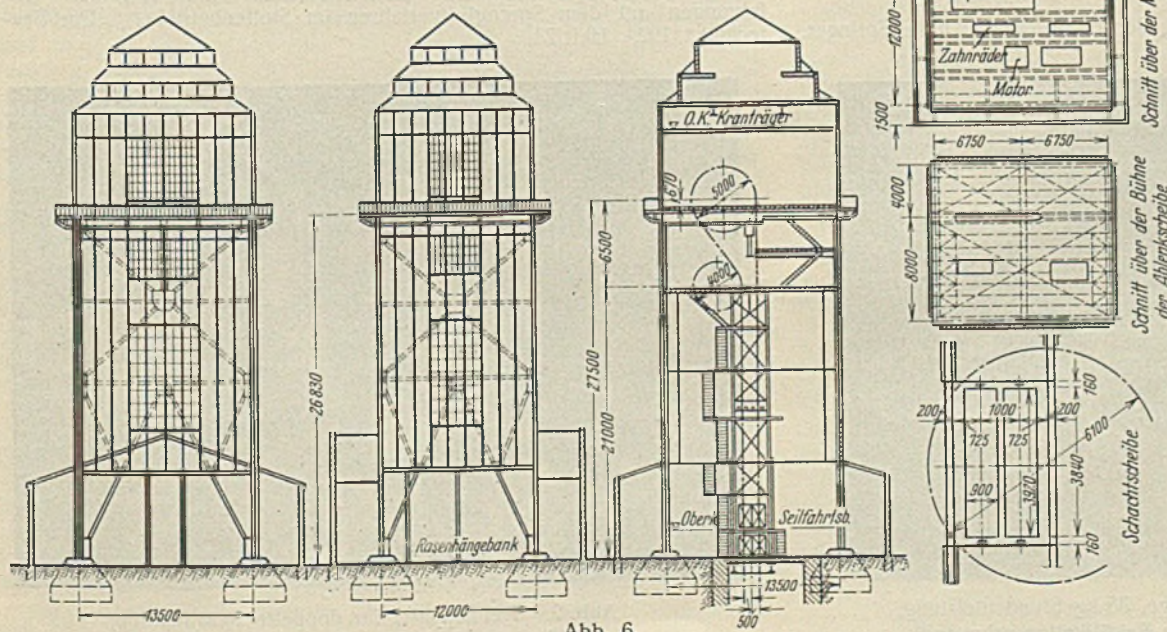


Abb. 6.

kleidung besteht aus Eisenfachwerkwänden, die mit Ziegeln von $\frac{1}{2}$ Stein Stärke ausgemauert sind. In einer Höhe von 27 m ist ein Laufsteg vorgesehen, von dem aus auch die Fenster gereinigt werden können.

Die Räume für die den Übertagedienst versiehenden Leute sowie die

Waschkaue, die Räume für elektrische Einrichtungen, Umkleieräume und die sonstigen Betriebsräume sind im Fuße des Turmes untergebracht und von außen nicht als solche zu erkennen.

Die Anlage ist seit dem Jahre 1924 im Betrieb und hat bisher stets einwandfrei gearbeitet.

Alle Rechte vorbehalten.

Sprengen mit flüssigem Sauerstoff.

Von Sprengingenieur Grunow, Herdecke, Hochspeicherwerk.

Das Sprengluftverfahren hat im Laufe der letzten Jahre ein erweitertes Anwendungsgebiet gewonnen, so daß heute allein in Deutschland jährlich etwa 2 400 000 kg handfertige Sprengstoffe durch Sprengluft ersetzt werden. Es dürfte sich deshalb empfehlen, einige praktische Anwendungsgebiete und die neuesten Verbesserungen im „Sprengluftverfahren“ zu erörtern, die insbesondere seine Wirtschaftlichkeit wesentlich steigern.

Das Sprengen mit flüssigem Sauerstoff beruht bekanntlich darauf, daß man Kohlenstoffträger (Oxyliquitpatronen) mit flüssigem Sauerstoff durch Tränken in innige Berührung bringt. Bei geeigneter Zündung verwandelt sich dann $C + O_2$ in CO_2 , wobei plötzlich erhebliche Gasmengen frei werden, die eine Sprengkraft besitzen, die bei zweckmäßiger Wahl der Oxyliquitpatronen der Sprengkraft des Dynamits gleichwertig ist. Solche Sprengluftpatronen gehören zu den kräftigsten Sprengstoffen, die wir bis heute kennen, doch ist andererseits die Zusammensetzung der Oxyliquitpatronen derart möglich, daß eine schwächere, schiebende Wirkung (wie etwa bei der Pulvergruppe) erzielt wird. Über das Wesen des Sprengluftverfahrens besteht bereits genügend einschlägige Literatur, so daß es sich erübrigt, hier näher darauf einzugehen. Eine leichtverständliche Einführung in das Verfahren und Auskunft über alle sprengtechnischen Fragen dieses neuzeitlichen Sprengstoffes gibt das Buch „Das Sprengluftverfahren“.¹⁾ Daß der Sprengluftstoff bezüglich der Sprengleistung das hält, was er theoretisch verspricht, ist durch die heute vielfach geübte Verwendung bestätigt worden. Das zunehmende Interesse für das Sprengluftverfahren im In- und Auslande beweist, daß man die deutsche Pionierarbeit auf diesem Gebiete aufmerksam verfolgt und würdigt.

Zur Einführung neuer Verfahren gehören bekanntlich vor allem der Nachweis technischer Durchführbarkeit und Vollkommenheit sowie wirtschaftliche Vorzüge gegenüber den bisher angewendeten älteren Verfahren. Bekanntlich werden bei Anwendung des Sprengluftverfahrens wertmäßig $\frac{2}{3}$ des Flüssiglufthausprengstoffes in Gestalt des flüssigen Sauerstoffes in betriebseigenen Anlagen erzeugt, während wertmäßig nur $\frac{1}{3}$ des Sprengstoffes „Sprengluft“ in Gestalt der Kohlenstoffträger (Oxyliquitpatronen) bezogen werden müssen. Demgegenüber fließen bei Anwendung handfertiger Sprengstoffe die gesamten Kosten in fremde Betriebe (Sprengstofffabriken). Mit der Herstellung des flüssigen Sauerstoffes in eigenem Betriebe ist das Werk somit Sprengstoffselbstversorger geworden, ein großer Teil des sonst zu den Sprengstoffaufkäufen aufgewandten Geldes verbleibt im eigenen Betriebe.

Erfahrungsgemäß verteilen sich nach Lisse a. a. O. S. 79 früher die bei einer mittelgroßen Sprengluftherzeugungsanlage entstehenden Kosten etwa wie folgt: Stromkosten 71 %, Lohn 11 %, Betriebsmittel 6 %, Gefäße 7 %, Abschreibung 5 %.

Der demnach $\frac{2}{3}$ betragende Sprengluftherzeugungskostenanteil lag in den Stromkosten für die Antriebsmaschine der Anlage. Es lag daher nahe, auf Herabsetzung dieser Kosten hinzuwirken, was neuerdings tatsächlich

¹⁾ Lisse, Das Sprengluftverfahren. Berlin. Verlag von Julius Springer.

durch Einführung der doppelten Rektifikation in hervorragender Weise gelungen ist. Infolge dieses Vorganges wird es möglich, aus derselben vom Kompressor angesaugten Luftmenge bedeutend größere Sauerstoffmengen herauszuholen als früher. Es bedürfen heute die Trennapparate zur Herstellung von 1 kg Sauerstoff einer angesaugten Luftmenge von nur etwa 5,6 m³ gegen früher 7,5 bis 8 m³, so daß die Leistung an Sauerstoff bei der doppelten Rektifikation, gemessen an der angesaugten Luftmenge, um über 40 % größer ist als bei den Anlagen nach dem System der einfachen Rektifikation. Abb. 1 zeigt die Hauptmaschinen einer neuzeitlichen Sprengluftherzeugungsanlage wie vierstufiger Hochdruckluftkompressor, Expansionsmaschine, Kohlensäureabscheider. Infolge dieser wesentlichen Erhöhung der Erzeugungsanlage beträgt auch der Stromverbrauch gegenüber früher 3,5 bis 4 kW für 1 kg flüssigen Sauerstoff heute nur noch 1,4 bis 1,8 kW. Abb. 2 zeigt den Trennapparat mit Armaturen, Kohlensäureabscheider sowie Expansionsmaschine (Energiegewinnung 6 PS).

Die Transport- und

Aufspeichermöglichkeit

der Sprengluft ist neuerdings durch Aufstellung großer Tanks wesentlich verbessert worden. Diese Tanks werden fahrbar oder stationär gebaut und verdampfen in der Stunde noch nicht 0,2 % ihres Inhaltes. Die vom Tank abziehenden Sauerstoffgase werden dem Trennapparat zur Erhöhung der Leistung der Sprengluftherzeugungsanlage zugeführt oder aber in einem Ballongasbehälter aufgespeichert und durch einen kleinen Sauerstoffgaskompressor in Stahlflaschen mit 150 at gepreßt und zu autogenen Schweißungen verwendet. Weiterhin können die abziehenden kalten Sauerstoffgase zur Kühlung der Oxyliquitpatronen sowie der Tränkgefäße herangezogen werden, wodurch man die Tränkverluste erheblich herabmindern kann. Abb. 3 zeigt den 4000-l-Sprenglufttank, aus dem der flüssige Sauerstoff in die Tränkgefäße abgezapft wird.

Stollenbau. Besondere Beachtung verdienen u. a. die Flüssiglufthausprengarbeiten in Italien²⁾, wo beim Bau von Wasserstollen die härtesten

²⁾ Fellner, Bohr- und Sprengtechnik im Stollenbau unter Berücksichtigung des Sprengluftverfahrens. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 36. — Erfahrungen mit dem Sprengluftverfahren im Stollenbetriebe. „Die Bautechnik“ 1924, Heft 23.

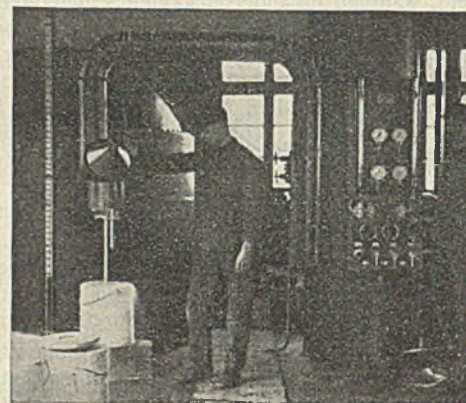


Abb. 3. Abzapfen des flüssigen Sauerstoffs vom 4000-l-Tank.

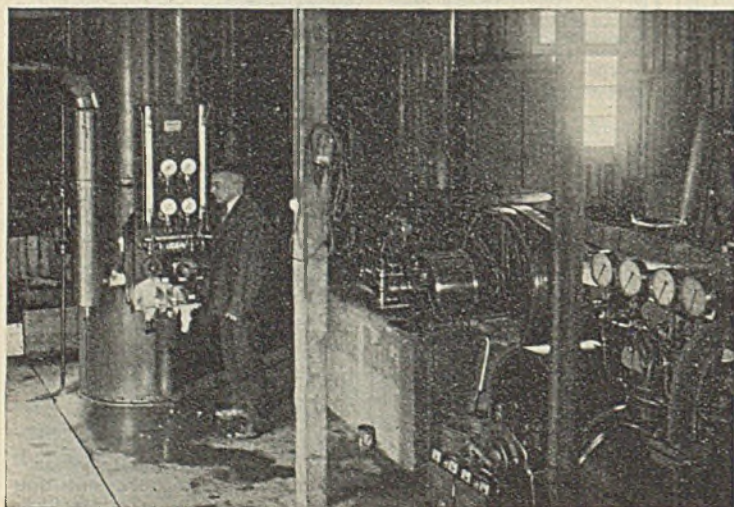


Abb. 1. Sprengluftherzeugungsanlage, 35 kg Stundenleistung, nach dem System der doppelten Rektifikation arbeitend.

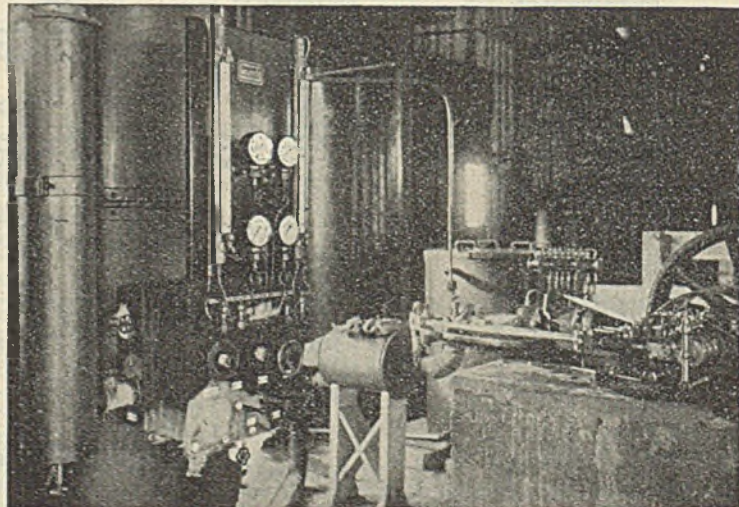


Abb. 2. Trennapparat für doppelte Rektifikation, Kohlensäureabscheider, Expansionsmaschine.

Gesteinsarten Granit, Gneis, Hornblende durchfahren wurden. Die Sprengkosten für 1 m³ Ausbruch erforderten bei Anwendung des Sprengluftverfahrens 44,50 Lire gegenüber 70 (79) bei den Vergleichsprengungen an den gleichen Angriffspunkten des gleichen Stollen mit handfertigen Sprengstoffen. Der Preis des Dynamits stellte sich auf 24 Lire/kg, und es wurden durchschnittlich 3,6 kg Dynamit für 1 m³ verbraucht. Der Vortrieb blieb mit 1,40 m je Angriff dem mit festen Sprengstoffen gleich. Diese Werte gaben einen Beweis dafür, daß man in der Lage ist, Stollen im Hochgebirge selbst bei langdauernden Auto- und Seilbahntransporten des flüssigen Sauerstoffes, bei härtestem Material mit Sprengluft sprengtechnisch einwandfrei aufzufahren und hierbei wesentliche Ersparnisse gegenüber handfertigen Sprengstoffen zu erzielen. Diese Erfahrungen, die bereits 1922 und 1923 gesammelt wurden, bestätigen sich neuerlich durch die Mitteilungen des italienischen Ingenieurs Ciampi über Anwendung des Sprengluftverfahrens beim Bau des Wasserkraftwerkes am La Marmore, der sich wie folgt äußert: Das Anwendungsgebiet des Sprengluftverfahrens liegt überall dort, wo es sich um härteres Gestein handelt und ein schneller Vortrieb notwendig ist. Abb. 4 zeigt das Tränken der Oxyliquitpatronen im runden Vaku-Tauchgefäß und Herausheben der Patronen mittels eines Kupfereinsatzes, Abb. 5 das Besetzen der Bohrlöcher im Stollenvortrieb mit Sprengluftpatronen.

Kalibergbau. Da auf Kaliwerken die Schießarbeit einen erheblichen Anteil an den Gewinnungskosten ausmacht, hat man auch hier die zwei in Deutschland in Anwendung stehenden Sprengverfahren, dasjenige mit flüssigem Sauerstoff (Sprengluftverfahren) und das mit handfertigen Sprengstoffen, darauf untersucht, welches Verfahren wirtschaftlicher arbeitet. Zur Untersuchung³⁾ dieser Frage hat man im Werragebiet sechs Gruben befahren, von denen drei mit Sprengluft und drei mit handfertigen Sprengstoffen schossen. In Mitteldeutschland waren zwei Gruben befahren, von denen die eine mit Sprengluft, die andere mit handfertigen Sprengstoffen schoß.

Die Betriebskosten einschließlich Zündmaterial mit Sprengluft betragen 1926:

Fall 1: 3,16 Pf./dz

Fall 2: 2,74 Pf./dz.

Die Schießkosten mit handfertigen Sprengstoffen waren bei einem mittleren Sprengstoffpreise von 0,78 R.-M. je kg 4,93 Pf./dz. Es würde sich die Ersparnis gegenüber handfertigen Sprengstoffen im ersten Fall um 22 %, im zweiten Fall mit 39 % ausgewirkt haben.

Der Schießeffekt betrug damals 17,3 dz/kg bei handfertigen Sprengstoffen, 16,8 dz/kg bei Sprengluft.

Bei der kostentechnischen Gegenüberstellung handelte es sich um Werke, die mit Sprengluftherzeugungsanlagen nach dem System der einfachen Rektifikation arbeiten; die Ergebnisse würden sich zugunsten des Sprengluftverfahrens verändern, wenn der flüssige Sauerstoff in Anlagen nach dem System der doppelten Rektifikation erzeugt würde. Aus diesem Grunde sind auch bereits manche Kaliwerke dazu übergegangen, ihre Anlagen durch einen Trennapparat mit doppelter Rektifikation zu verbessern, wodurch ohne Vergrößerung der Antriebsmotoren die Leistungen der Maschinen um über 50 % erhöht werden. Dementsprechend war es dort möglich, die Schießkosten mit Sprengluft auf etwa nur 75 % der früheren herunterzudrücken. Gleichzeitig wurde der Schießeffekt mit Sprengluft durch Verbesserung des Tränkverfahrens erhöht, so daß er dieselbe Höhe erreicht wie der mit handfertigen Sprengstoffen.

Kohlenbergbau. In Steinkohlenbergwerken Oberschlesiens (ohne Schrämmen) schwankt der Sprengmittelverbrauch⁴⁾ je Tonne Förderung je nach den örtlichen Verhältnissen zwischen etwa 70 und 180 g bei handfertigen Sprengstoffen. Ohne Berücksichtigung der Zündmittelkosten entfällt also ein Sprengmittelanteil von etwa 14 Pf. auf 1 t Förderung, falls man mit einem durchschnittlichen Kilopreise des Wettersprengstoffes von 1,40 R.-M. rechnet. Die Sprengmittelkosten bei Sprengluft zur Förderung von 1 t Steinkohlen stellen sich dagegen gegenüber 14 Pf. je t bei handfertigen Sprengstoffen wie folgt:

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \text{ Patrone } 30 \times 300 \text{ mm zu } 9 \text{ Pf.} &= 3 \text{ Pf./t} \\ \frac{1}{6} \text{ kg fl. O}_2 \text{ zu } 24 \text{ Pf./kg} & \dots = 4 \text{ Pf./t} \\ & \dots = 7 \text{ Pf./t.} \end{aligned}$$

Ersparnis gegenüber 14 Pf. = 43 bis 59 %.

Tiefbaustellen. Fast ausschließlich Anwendung fand das Spreng-

³⁾ Beysen, Wie wird die Wirtschaftlichkeit der Schießarbeit mit Sprengluftpatronen beeinflusst gegenüber handfertigen Sprengstoffen auf Kaligruben? „Kali“. Halle a. Saale 1926, Heft 7, 8, 10, 12.

⁴⁾ Stephan, Sprengluft im oberschlesischen Bergbau. Kohle und Erz 1926, Nr. 14/15.



Abb. 4. Tränken der Oxyliquitpatronen im runden Tauchgefäß; Herausheben der Patronen mittels eines Kupfereinsatzes.

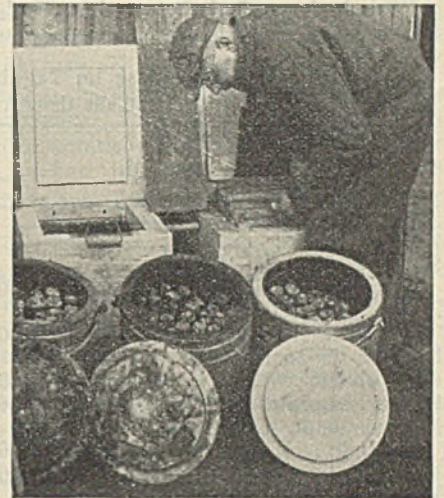


Abb. 6. Tränken im muldenförmigen Tauchgefäß, Umsetzen der getränkten Patronen mittels Kupferwälbendes in das Traggefäß.



Abb. 5. Besetzen der Bohrlöcher mit Oxyliquitpatronen im Stollenvortrieb.

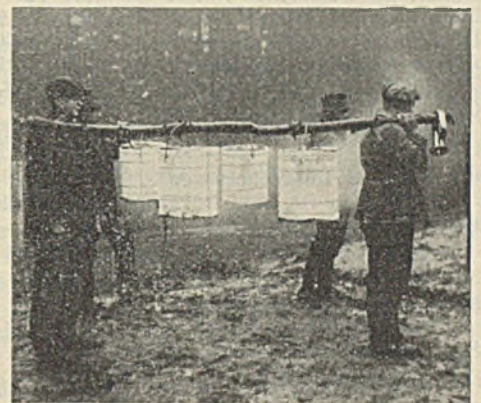


Abb. 7. Transport der getränkten Oxyliquitpatronen in Traggefäßen.

luftverfahren beim Ausbau der Schwarzenbachtalsperre⁵⁾, einem Wassergroßkraftwerk des Badenwerkes. Hier wurden in 2 1/2-jähriger Bauzeit über 500 000 kg Sprengluft in eigenen Anlagen erzeugt und mit gutem Sprengenerfolg abgeschossen. Gesprengt wurde im Stollen, der härtesten Schwarzwaldgranit durchfuhr, beim Bodenaushub für die Gründungsarbeiten der Talsperre, wobei 140 000 t Abraum sowie 100 000 t Granitstein abgetragen wurden, beim Bau einer Förderbahn, der Rohrbahn, bei Stubbenrodungen, Fundamentsprengungen, im Steinbruch, wo in zwei-jähriger Betriebszeit 500 000 t Gestein sowie 160 000 t Abraum mit Sprengluft hereingewonnen wurden. Der flüssige Sauerstoffbedarf je t vom Gebirge abgeschossenen Gesteins betrug hierbei 140 g einschl. Gesamtverdunstungsverlusten. Der Herstellungspreis je kg flüssigen Sauerstoffes betrug etwa 23 Pf., die Kosten von 1 kg schußfertiger Sprengluft 62 Pf. einschl. sämtlicher Abschreibungen und Verdunstungsverluste. Die ausgeführten Sprengarbeiten haben bewiesen, daß der Sprengluftsprengstoff zu allen vorkommenden Sprengarbeiten einer Großbaustelle erfolgreich herangezogen werden kann. Die Verdunstungsverluste des flüssigen Sauerstoffes konnten beim Bau der Schwarzenbachtalsperre von 50 % auf 25 % herabgedrückt, und dadurch die Wirtschaftlichkeit nicht unerheblich gesteigert werden. Die Unfallziffern hielten sich bei allen diesen Arbeiten beim Sprengluftverfahren sehr niedrig.

Steinbruch. Für Steinbruchbetriebe liegen bereits eine große Anzahl praktischer Erfahrungen für alle vorkommenden Gesteinsarten und die verschiedensten Abbaufahren vor, die nachstehend im Auszug wiedergegeben sind und erkennen lassen, daß sich gerade bei den neuzeitlichen Abbaufahren das Sprengluftverfahren in technischer und wirtschaftlicher Beziehung bewährt hat, obgleich bei diesen Arbeiten die eingangs erwähnten Verbesserungen in diesem Verfahren noch nicht berücksichtigt werden konnten. Abb. 6 zeigt das Tränken der Oxyliquitpatronen in muldenförmigen Tauchgefäßen, in denen die Patronen wagrecht liegen und durch ein eingelegtes Kupferband gewälzt werden können, wodurch der im Tauchgefäß befindliche Sauerstoff voll ausgenutzt wird. Abb. 7 zeigt den Transport der getränkten Oxyliquitpatronen in Trag-

⁵⁾ Grunow, Erfahrungen mit Sprengluft beim Bau einer Wasserkraftanlage. Deutsche Tiefbau-Zeitung 1926, Nr. 17.

gefüßen, in denen die Patronen ohne flüssigen Sauerstoff auch auf größere Entfernungen zum Schießort gebracht werden.

Sprengluftbeschüsse im Tagebau und Steinbruch.
(Bericht aus dem Auslande.)

		Gesteinsart				
		Kalkstein	Kalkstein	Elsenerz	Porphyr	Sandstein
Zahl der Bohrlöcher	Stück	4	12	16	1	30
Seitlicher Abstand der Bohrlöcher voneinander	mm	3700	3700	3 000	—	versch.
Abstand der Bohrlöcher von der freien Abschlagfläche	mm	4600	3700	3 040	9 100	versch.
Ladezeit bis zum Schuß	Min.	30	95	32	30	35
Bohrlochtiefe	mm	3550	8240	12 800	22 800	6700
Bohrlochdurchmesser	mm	156	156	156	209	110
Beschuß hätte erfordert an Dynamit	kg	226	462	805	680	1040
Verbrauch an fl. Sauerstoff	kg	146	460	680	640	860
Verbrauch an ungetränkten Sprengluftpatronen	kg	22	89	151	113	229

	Myerstown U.S.A. ¹⁾	Sorey in Frankreich ¹⁾
Anzahl der Bohrlöcher	12	10
Tiefe der Bohrlöcher	30 Fuß (10 m)	39 Fuß (9,12 m)
Durchmesser der Bohrlöcher	5 1/2 Zoll (140 mm)	6 Zoll (152 mm)
Anzahl der Sprengluftpatronen	60 Stück	120 Stück
Trockengewicht der Patronen	195 Pfd. = 88,442 kg	684 Pfd. = 310,162 kg
Gesamtgewicht der benötigten Sprengluft	906 Pfd. je 453,6 g = 410 kg	1780 Pfd. = 807,418 kg
Gewicht des losgeschossenen Gesteins	4500 (4961 kg)	10 140
Wesentliche Vergleichsdaten je Bohrlochfuß	12,5 t oder 37,5 t	26 t oder 78 t
Sprengstoffkosten bei Sprengluft je t	5,37 Pf.	4,08 Pfd.
Sprengstoffverbrauch je t	72 g	72 g

¹⁾ Lisse, Deutsche Tiefbau-Zeitung 1926, Nr. 35.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Nebenspannungen im Rhombenfachwerk.

Von Prof. Dr.-Ing. Friedrich Hartmann, Wien¹⁾.

In der „Bautechnik“ 1927, Heft 46 u. 47, bringt Reichsbahnoberrat Krabbe eine Beschreibung der neuen Rheinbrücke bei Wesel, einer doppelgleisigen Eisenbahnbrücke, für den N-Zug berechnet und als durchgehender Träger mit zwei Doppelfeldern in Rhombenfachwerk ausgeführt (Abb. 1). Der zur Stabilität erforderliche lotrechte Verbindungsstab liegt hier über der Mittelstütze des Balkens. Das Rhombenfachwerk gehört bekanntlich zu jenen Trägerarten, die bei gelenkigen Knotenpunkten sich durch starke Beweglichkeit auszeichnen; die Einflußlinien und die Biegelinien verlaufen zickzackförmig. Nach der üblichen Berechnungsweise der Nebenspannungen ergeben sich diese für das Rhombenfachwerk im allgemeinen sehr groß, weil die Annahme gemacht wird, daß die Nebenspannungen selbst auf die Verschiebungen der Knotenpunkte nur einen sehr geringen Einfluß haben, der vernachlässigt wird. Nun habe ich schon in meinem Aufsatz in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1919, der zum ersten Male praktisch brauchbare Näherungsformeln zur Ermittlung von Nebenspannungen bringt, erwähnt, daß bei Fachwerken mit stark zickzackförmiger Biegelinie die Gurtsteifigkeit die Zacken vermindern dürfte, wodurch die

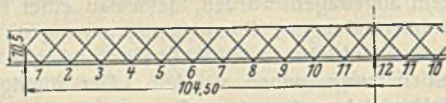


Abb. 1.

Sprengluftbeschüsse.
(Auszug aus dem Schießprotokoll eines deutschen Sprengluftbetriebes.)

	Gesteinsart Granit			
	10	10	7	8
Bankhöhe	10	10	7	8
Bankbreite	3,5	3,5	2,5	3
Banklänge	14	12	8,0	14
Zahl der Bohrlöcher	40	35	11	40
Bohrlochtiefe	162	122,5	35,5	120,5
Bohrlochdurchmesser	44 bis 60	—	—	—
Patronensorte	D ₆	—	—	—
Patronenanzahl	270	180	63	175
Patronendurchmesser	42 bis 46	—	—	—
fl. Sauerstoffverbrauch	126,5	90	30	76,0
Abwurfmasse	490	—	140	336
Sprengluftanteil je m ³ Fördergut:		420		
fl. Sauerstoff	0,26	0,21	0,21	0,22
Patronen	0,55	0,43	0,45	0,52
Bohrloch	0,33	0,30	0,24	0,36
Ladezeit	18	15	9	13

Sprengluftschießkosten für 1 m³ Förderstein.

- a) flüssiger Sauerstoff 0,300 kg (1 kg zu 25 Pf.) . . . 8,5 Pf. (8,3)
- b) Sprengluftpatronen 0,5 Stück (1 Stück 15 Pf.) . . . 7,5 Pf.

Sprengluftkosten je 1 m³ Granit . . . 16,0 Pf.

Der Verbrauch an flüssigem Sauerstoff ist an der Sprengluft-Erzeugungsanlage, also brutto, gemessen; der Bedarf von 0,300 kg je 1 m³ Fördergut versteht sich:

1. das Abwerfen des Gesteins von der Wand,
2. für das Zerkleinern der größten angefallenen Blöcke,
3. für Beseitigung eines Teiles des überlagernden Abraumes durch Erdschüsse.

Die Verwendung des Sprengluftverfahrens verbürgt nicht nur die Sicherheit der Arbeiten in großem Maße, sondern schließt auch den Mißbrauch des Sprengstoffes zu ungesetzlichen oder verbrecherischen Zwecken aus. Die vorstehenden Mitteilungen über das Sprengen mit flüssigem Sauerstoff lassen deutlich die Fortschritte erkennen, die auf diesem Gebiet in jüngster Zeit gemacht wurden. Eine günstige Zukunft für das Sprengluftverfahren läßt sich jedenfalls im Verein mit den günstigen praktischen Erfolgen auf sprengtechnischem und wirtschaftlichem Gebiete voraussehen.

Nebenspannungen kleiner werden. In einem späteren Aufsatz in derselben Zeitschrift vom Jahre 1923 über „Die großen Arbeiten der Schweizer Brückenbauingenieure auf dem Gebiete der Nebenspannungen“ habe ich den Einfluß der Gurtsteifigkeit auf die Nebenspannungen bereits für die

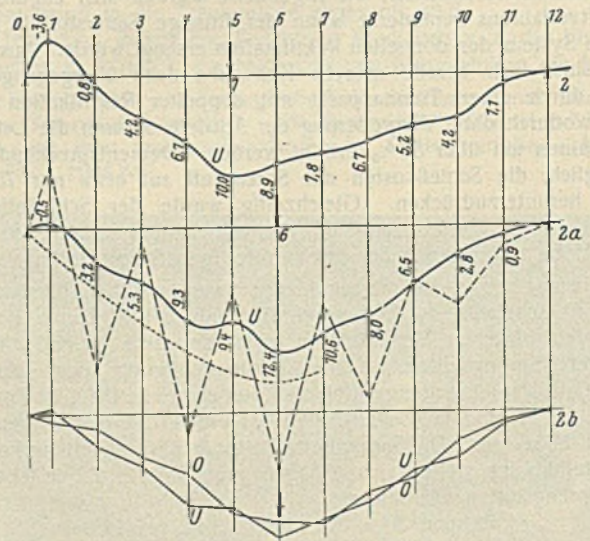


Abb. 2.

praktisch so wichtigen Fachwerke mit Hilfsständern behandelt und einfache Näherungsformeln zur Berechnung der herabgeminderten Nebenspannungen angegeben.²⁾ In der ersterwähnten Arbeit wurde auch auf den günstigen Einfluß von lotrechten Verbindungsstäben bei mehrfachen Fachwerken hingewiesen, der sich ebenfalls in einer Verminderung der Nebenspannungen äußert, ebenso auf den wichtigen Umstand, daß die Größe der Nebenspannungen in Fachwerken mit zickzackförmiger Biegelinie sehr von dem

¹⁾ Vergl. hierzu die Zuschriften des Verfassers in der „Bautechnik“ 1927, Heft 55, S. 814 und 1928, Heft 5, S. 67. Die Schriftleitung.

²⁾ Herr Krabbe bezeichnet in Heft 5, S. 68, diese Näherungsformeln als grob, weil darin die Zugkraft des Untergurtes nicht berücksichtigt ist. In einer Näherungsformel wird man nicht alles berücksichtigen, sonst wäre sie eine genaue Formel. Der Einfluß der Zugkraft ist übrigens bedeutungslos. Wenn aber meine Näherungsformel als grob bezeichnet wird, wie soll man dann die „genaue“ Berechnungsweise der Nebenspannungen bezeichnen, die doch heute noch allgemein für Fachwerke mit Hilfsständern üblich ist und die nicht einmal den von mir in der Näherungsformel berücksichtigten Einfluß der Biegesteifigkeit des Untergurtes auf die Senkung \downarrow des Knotenpunktes k (s. die Abb. auf S. 68) berücksichtigt?

Verhältnis der Knotenweite zu den Achsabständen der Lastenzüge abhängt, und endlich, daß in solchen Fachwerken die Nebenspannungen mit der wachsenden Spannweite abnehmen, weil der Einfluß des wachsenden Eigengewichtes als einer gleichmäßigen Belastung die Zacken der Biegelinie sehr mildert.³⁾ So ist wohl bei der Weseler Brücke, bei der alle hier erwähnten günstigen Umstände zutreffen, zu erwarten, daß die Nebenspannungen nicht allzu groß sein werden. Die Brücke wurde versuchsweise im Punkte 5 und dann im Punkte 6 angehoben. Durch Nivellement wurden die lotrechten Verschiebungen der Knotenpunkte gemessen. Die Ergebnisse wurden mir in dankenswerter Weise von Herrn Reichsbahnoberrat Krabbe zur Verfügung gestellt. Sie sind in Abb. 2 bis 2b wiedergegeben. In Abb. 2 u. 2a wurden die gemessenen Verschiebungen aufgetragen und durch einen stetigen vollen Linienzug verbunden, der also annähernd die Biegelinie der Untergurte wiedergibt. Die Hubkraft konnte nur annähernd ermittelt werden, und für diese wurde unter Voraussetzung gelenkiger Knotenpunkte die stark gestrichelte Biegelinie der Abb. 2a ermittelt, aus deren Lage man den Schluß ziehen darf, daß die Hubkraft tatsächlich etwas kleiner war, da die punktierte Mittelwertlinie eigentlich auch in die volle Linie fallen sollte. Da bei diesen Biegelinien die Wirkung des großen Eigengewichtes der Brücke ausgeschaltet ist, erscheint die Abminderung der Sprünge in der Lage der aufeinanderfolgenden Knotenpunkte doch erstaunlich. Es muß hier nach weiteren Ursachen für diese Erscheinung gesucht werden, da mir die eingangs angeführten zur Erklärung nicht auszureichen scheinen. Es ist dies um so notwendiger, als aus dem günstigen Verhalten dieser einen Brücke sich leicht eine Überschätzung des Rhombenfachwerkes ergeben könnte, um so mehr als auch auf andere Fälle verwiesen wurde, in denen Rhombenfachwerke sich günstig verhalten haben sollen. Eine Überschätzung dieser Trägerart aber halte ich für gefährlich. Zugunsten des Rhombenfachwerkes wurden verschiedene Dinge ins Treffen geführt, die hier besprochen werden sollen.

Man hat darauf hingewiesen, daß die rhombenförmige Ausfachung besser als die irgend eines anderen Fachwerkes dem Zuge der Spannungstrajektorien eines vollwandigen Balkens angepaßt sei. Wenn diese Ähnlichkeit eine Berechtigung hätte, müßte das Rhombenfachwerk auch selbst als reines Gelenkfachwerk statisch besser wirken als beispielsweise ein einfaches Ständerfachwerk, was doch bestimmt nicht der Fall ist. Während im Ständerfachwerk Gurt- und Strebenkräfte bei jeder Belastung einen ähnlichen Verlauf zeigen wie Normal- und Schubspannungen im vollwandigen Träger, und zwar auch hinsichtlich des Vorzeichens, ist beim Rhombenfachwerk wenig davon zu sehen. Jede Gesetzmäßigkeit ist hier verschwunden. Abb. 3 zeigt ein Fachwerk, ähnlich dem der Weseler Brücke, nur einfeldrig und statisch bestimmt. Man sehe sich den merkwürdigen Verlauf der Strebenkräfte für diesen und den um ein Feld verschobenen Lastenzug der Abb. 3a an. (Die gedrückten Stäbe sind stärker gezeichnet.) Sogar in den Gurten kommen Zeichenverschiedenheiten vor, die sich besonders kraß zeigen, wenn man etwa im Knotenpunkte 1 allein eine Einzellast annimmt. Dann wechseln in aufeinanderfolgenden Gurtstäben von Feld zu Feld die Vorzeichen der Kräfte. Auch Vollbelastung bringt noch keine Gesetzmäßigkeit in die Strebenkräfte (Abb. 3b). Die Einflußlinien gehen zickzackförmig auf und ab. Die Ähnlichkeit des Rhombenfachwerkes mit den Spannungstrajektorien ist also wohl nur eine sehr äußerliche.

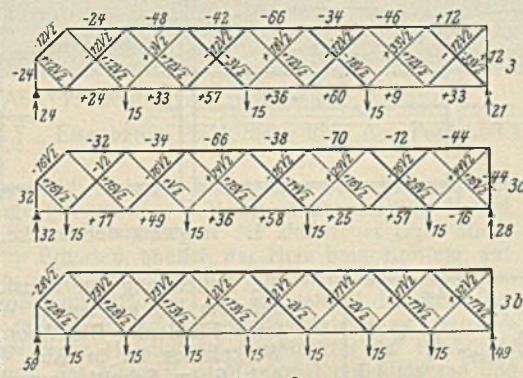


Abb. 3.

Als zweiter Beweis für die Güte des Rhombenfachwerkes werden die Messungen an der Rheinbrücke bei Thusis herangezogen, einem Rhombenfachwerk von 82 m Stützweite mit oberliegender Fahrbahn. Dabei haben sich wesentlich geringere Spannungen ergeben, als die übliche Theorie lieferte. Gemessen wurde nur rechts und links des Obergurtnotenpunktes 3, und zwar für zwei um ein Feld verschobene Stellungen des Lastenzuges. Der Obergurt hat die für 82 m Stützweite gerade nicht übermäßige Höhe von 550 mm. Die Steifigkeitsziffer des Obergurtes ist aber dennoch sehr groß, weil die Feldweite von 6,30 m im Obergurt durch Hilfsständer in den Kreuzungspunkten der Streben auf 3,15 m herabgemindert ist. Die Theorie ergibt daher auch nur im Obergurt besonders große Nebenspannungen. Die im Untergurt mit der doppelten Feldweite sind kaum halb so groß als im Obergurt (Tafel 24 des Schweiz. Berichtes). Es darf daher nicht verwundern, wenn die große Obergurt-

steifigkeit tatsächlich wesentlich kleinere Nebenspannungen ergibt, als für die Formänderungen des Gelenkfachwerkes berechnet wurden. Trotzdem aber ergab die Messung im Stab O_{3-4} an der rechten Unterkante des Querschnittes für Laststellung 1 eine Drucknebenspannung von 50% (Tafel 77 der Schweiz. Veröffentlichung)! Ferner zeigte sich auch für die zwei Laststellungen der theoretisch ermittelte Wechsel im Vorzeichen der Nebenspannungen, d. h., daß z. B. an der eben erwähnten Stelle bei Verschiebung des Lastenzuges um nur ein Feld die Gurtrandspannung plötzlich auf ein Zehntel (nicht um ein Zehntel) ihres Betrages herabfällt. Solche Verhältnisse kann man wohl nicht günstig nennen!

Als drittes Beweismittel für die günstige Wirkung des Rhombenfachwerkes wird die bereits in meinen Zuschriften an die Schriftleitung erwähnte Arbeit des Herrn Christiani herangezogen, der ein Rhombenfachwerk als Rahmen berechnet hat, wodurch er auch wieder kleinere Biegungsspannungen erhält als nach der üblichen Berechnungsweise. Aus dieser Arbeit auf ein günstiges Verhalten der Rhombenfachwerke überhaupt zu schließen, erscheint nicht angängig. Es ist immer sehr gewagt, aus einem Sonderfalle Schlüsse auf die Allgemeinheit zu ziehen, das tut aber Christiani in seiner Abhandlung selbst. Er nimmt eine 28 m weit gespannte doppelgleisige Eisenbahnbrücke an, die für den N-Zug berechnet wurde (Abb. 4), wobei die Gurte die für eine so kleine Brücke ungewöhnliche Höhe von 600 mm mit einem größten Trägheitsmoment von 191,000 cm⁴ haben. Bei der in der „Bautechnik“ 1927, Heft 28, erwähnten doppelgleisigen Murgbrücke mit 29,5 m Spannweite, die auch für den N-Zug berechnet ist, sind die Gurte nur 450 mm hoch; ihr größtes Trägheitsmoment ist 116,000 cm⁴. Bei der eingleisigen Oderbrücke bei Cüstrin („Die Bautechnik“ 1927, Heft 39) mit 80 m Spannweite (N-Zug) aber sind die Obergurte auch nur 450 mm hoch, und das größte Trägheitsmoment ist erst 160,000 cm⁴ (8 m Feldweite)! Die von Christiani gewählten Gurte sind so steif, daß sie, alle vier allein nebeneinandergelegt, eine gleichmäßige Belastung von 60 t tragen könnten, wobei die Beanspruchung nicht viel über 1000 kg/cm² und die Durchbiegung nur rd. 15 cm betrüge. Daß sich ein so steifer Gurt nicht so leicht in starke Gegenkrümmungen wird zwingen lassen, ist begreiflich. Christiani erhält aber als Ergebnis seiner Rechnung, daß die Zickzacklinie völlig verschwindet und einer einheitlich gekrümmten Biegelinie Platz macht. Das ist ein überraschendes Ergebnis, das sich aber sofort erklärt, wenn man sich den Belastungsfall näher ansieht. Das Rhombenfachwerk von Christiani ist symmetrisch und hat in der Mitte den zur Stabilität erforderlichen lotrechten Verbindungsstab. Gerade an diesem Stabe wirkt eine Einzellast, und hierfür werden die Nebenspannungen berechnet. Nun ist aber bereits erwähnt, welcher großer verteilender Einfluß einem solchen Verbindungsstabe zukommt. Wenn man dem von Christiani er-

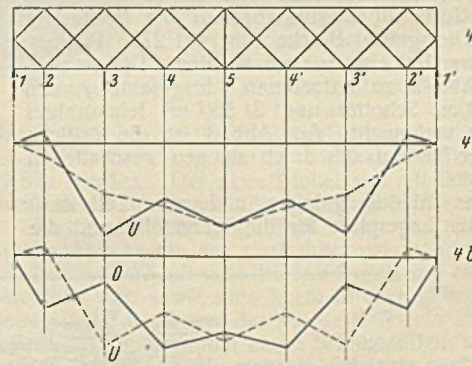


Abb. 4.

mittelten Verschiebungsplan die Gurtverschiebungen entnimmt, erhält man die in Abb. 4a gestrichelt dargestellte Biegelinie, die, obwohl sie für das Gelenkfachwerk ermittelt wurde, doch harmlos aussieht. Hätte man aber zwei Einzellasten symmetrisch in den Knotenpunkten 3 angenommen, dann hätte sich die in Abb. 4a voll ausgezogene Biegelinie ergeben, die auf gleiche Durchbiegung mit der früheren in Brückenmitte reduziert wurde. Diese Linie sieht ganz anders aus! Ob die genaue Berechnung auch hier noch eine einheitliche Krümmung der Gurtbiegelinie ergeben würde, scheint mir trotz der übergroßen Gurtsteifigkeit sehr zweifelhaft. Es ist auch interessant, für den gleichen Belastungsfall die Biegelinie des Obergurtes für das Gelenkfachwerk zu zeichnen. Sie ist in Abb. 4b dargestellt, und es zeigt sich, daß das Rhombenfachwerk ähnlich wie die bekannte Nürnberger Schere wirkt. Senkt sich ein Untergurtnotenpunkt, so geht der entsprechende Obergurtpunkt nach aufwärts und umgekehrt. In dieser merkwürdigen Erscheinung dürfte aber auch ein Grund mehr dafür liegen, daß tatsächlich die Nebenspannungen wesentlich geringer werden als beim Gelenkfachwerk. Die scherenartige Verformung wird nämlich nicht nur durch die Gurtsteifigkeit vermindert, sondern auch durch die Rahmensteifigkeit der Rhomben selbst, wenn die Streben verhältnismäßig steif sind und starke Knotenbleche aufweisen.

Bei der Weseler Brücke sind alle Stäbe sehr steif, schon deshalb, weil die Brücke doppelgleisig und für den schweren N-Zug berechnet wurde. Aber 900 mm Gurthöhe bei 9 m Feldweite ist bei 104 m Spannweite und durchlaufendem Träger doch sehr reichlich. Die ebenfalls

³⁾ Diese Dinge behandelt auch zum Teil mein kurzer Aufsatz in der „Bautechnik“ 1927, Heft 27.

doppelgleisige und für den N-Zug berechnete Brücke bei Hämerthen hat in der Hauptöffnung (106 m Spannweite) Gurte von nur 600 mm Höhe, obwohl die Feldlänge für die auf Knickung beanspruchten Obergurte hier gar 12,60 m beträgt. Die letztere Brücke sieht also zunächst einmal nicht unwesentlich schlanker aus als die Weseler Brücke. Die Wirkung der sehr steifen Gurte der Weseler Brücke wird noch unterstützt durch vier Stränge 900 mm hoher Längsträger, die die Verbiegungen der Gurte zum größten Teil mitmachen müssen und daher mildernd auf diese Verbiegungen wirken werden. Außerdem wirken auch hier, wie schon früher bemerkt, die sehr starken Streben mildernd auf die Verbiegungen. Die Rhomben sind hier besonders steif, weil die Trägerhöhe nur $\frac{1}{10}$ der Stützweite beträgt und die Gurte auch noch sehr hoch sind. Die Streben sind daher verhältnismäßig viel kürzer als bei anderen Brücken.

Es treffen also zur Verringerung der Nebenspannungen bei der Weseler Brücke eine Reihe günstiger Umstände zusammen. Ungünstig wirkt nur der Umstand, daß der lotrechte Verbindungsstab nicht im Felde, sondern über der Mittelstütze liegt. Tatsächlich zeigen die Biegelinien der Abb. 2 bis 2b trotz aller günstigen Verhältnisse doch immer noch Wellenformen. Interessant ist die Zusammenlegung der gemessenen gleichzeitigen Verschiebungen von Untergurt und Obergurt in Abb. 2b, wobei die Knotenpunkte einfach durch gerade Linien verbunden sind. Es zeigt sich auch hier die schon erwähnte scherenartige Verformung, nur stark gemildert durch die Steifigkeit der Rhomben. Wenn auch die Brücke niemals mit der so ungünstig wirkenden Einzellast belastet wird, so wäre es doch von Wert, mit einem Belastungszug auch genauere Messungen durchzuführen, und zwar auch Spannungsmessungen, in die die Streben mit ihren Knotenpunkten einbezogen werden sollten.

Im großen und ganzen kann man ja sicher sein, daß dank der großen Steifigkeit aller Stäbe sich bei der Weseler Brücke keine großen Nebenspannungen ergeben werden. Aber nicht jede Brücke ist zweigleisig, nicht jede Brücke wird auf so schwere Belastung gerechnet. Schließlich ist zu bedenken, daß der neue Si-Stahl ganz besonders schlanke Stäbe ergibt. Man sehe sich nur die Bilder der Drage-Brücke an (vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 46). Diese Brücke hat 38 m Stützweite, $\frac{1}{6}$ als Höhe (gegen $\frac{1}{10}$ der Weseler Brücke) und ist ebenfalls für den schweren N-Zug berechnet. Die Gurte sind bei 4,75 m Knotenweite nur 280 mm hoch! Eine solche eingleisige Brücke in Rhombenfachwerk ausgeführt, würde wohl andere Ergebnisse liefern als die andern hier erörterten Brücken. Bei schlanken Gurten und Streben wird deren Biegungswiderstand keine große Rolle mehr spielen, und die tatsächlich auftretenden Nebenspannungen werden den in üblicher Weise theoretisch berechneten bedenklich nahe kommen. Solange also nicht für schlanke Rhombenfachwerke nachgewiesen wird, daß sie sich hinsichtlich der Nebenspannungen günstig verhalten, darf man diese Trägerart nur sehr beschränkt verwenden, nämlich für sehr schwere, starksläbige Brücken. Aber wenn man mit dem Biegungswiderstand der Stäbe rechnet, dann sollte wohl auch die statische Berechnung darauf Rücksicht nehmen, damit man für alle Fälle vor unliebsamen Überraschungen sicher sei. Ich glaube nicht, daß es sich lohnt, die mühevoll Arbeit der Berechnung des Rhombenfachwerkes als Rahmen durchzuführen, nur um das Rhombenfachwerk wieder einzuführen, selbst wenn dessen ästhetische Wirkung die allerbeste wäre.

Vermischtes.

Eisenbeton-Pfahlbrücke über den Pontchartrain-See. (Aus Eng. News-Rec. vom 29. März 1928, S. 502 u. f.) Im Jahre 1927 wurde eine 7,6 km lange Pfahlbrücke über den Pontchartrain-See (Louisiana) in

maschinellen Einrichtungen zum Herstellen der Pfähle nach dem Orte Slidell gelegt. Von hier aus geschah

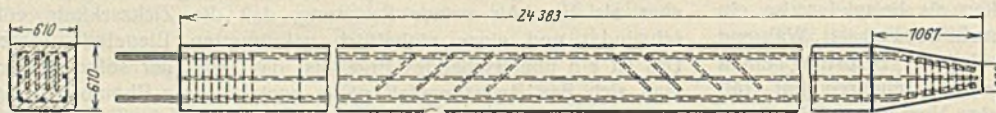


Abb. 2.

ungewöhnlich kurzer Bauzeit fertiggestellt. Abb. 1 zeigt die Abmessungen des durchlaufend gleichmäßig ausgeführten Tragwerkes. Auf 1 lfd. m entfallen durchschnittlich 7,65 m³ Beton und 1500 kg Eisenbewehrung. Die freie Spannweite zwischen den aus je vier Eisenbetonpfählen bestehenden Jochen beträgt 10,68 m. Die Breite des Fahrdammes ist 9,15 m. Die ganze Brücke ruht auf 2796 Pfählen, von denen wöchentlich etwa 100 eingetrieben wurden. Die Bewehrung der Pfähle ist aus Abb. 2 zu entnehmen. Insgesamt wurden 65 360 kg Zement, 48 900 m³ Schotter und 31 530 m³ feinkörniges Material sowie 8575 t Eisen verbraucht. Aus Abb. 3 ist die örtliche Lage der Brücke sowie der Verlauf der durch sie neu geschaffenen Verkehrsstraße zu entnehmen.

Da die Ufer des Sees niedrig gelegen und zum Teil auch sumpfig sind, so wurden der Lagerplatz für die Werkstoffe und die

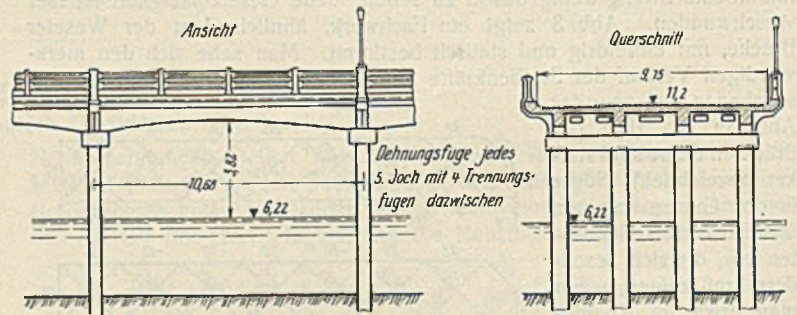


Abb. 1. Tragwerk der Brücke.

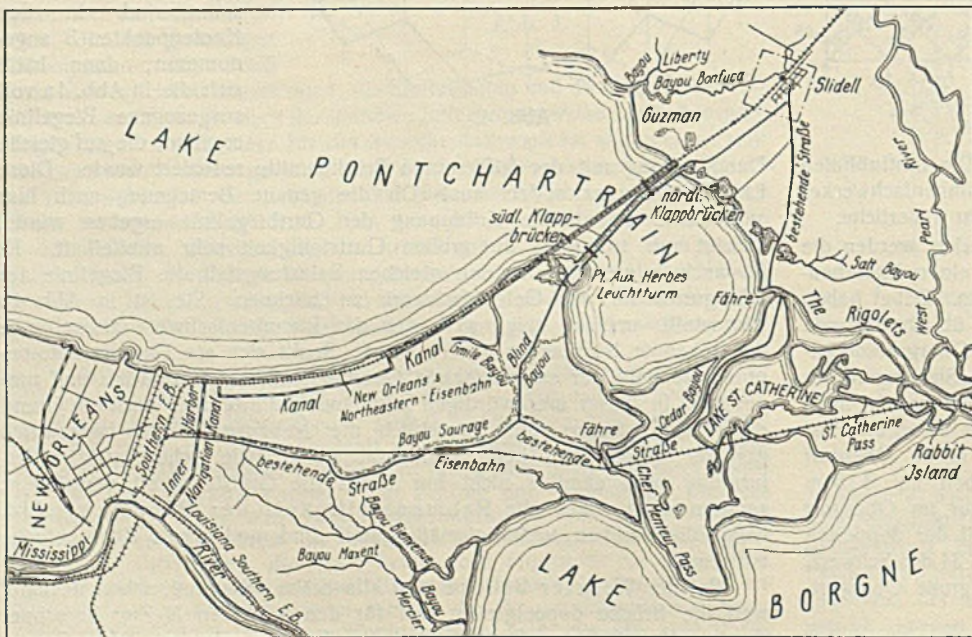


Abb. 3.

die Anlieferung der Baustoffe und fertigen Teile auf dem 18,3 km langen Wasserwege durch einen toten Flußlauf. Die Anordnung des Lager- und Werkplatzes ist in Abb. 4 im Grundriß und in Abb. 6 im Schnitt dargestellt. Die Pfahlformen sind in Abb. 5 und die Krananlage zum Stapeln der Pfähle in Abb. 7 veranschaulicht.

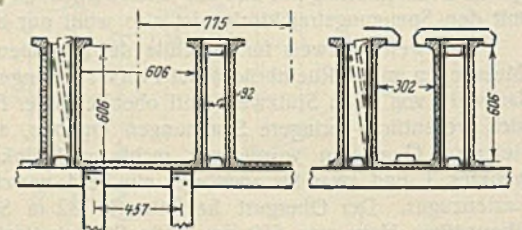


Abb. 5. Pfahlformen.

Die Pontchartrainbrücke ist eine Zollbrücke, die einschließlich der Zufahrtrampen zu beiden Seiten insgesamt eine 23,5 km lange neue Anlage darstellt. Die durch sie geschaffene neue Verkehrslinie ist um 13,7 km kürzer als die alte, in deren Zuge, wie aus Abb. 3 ersichtlich, außerdem noch zwei Fähren liegen. Z.

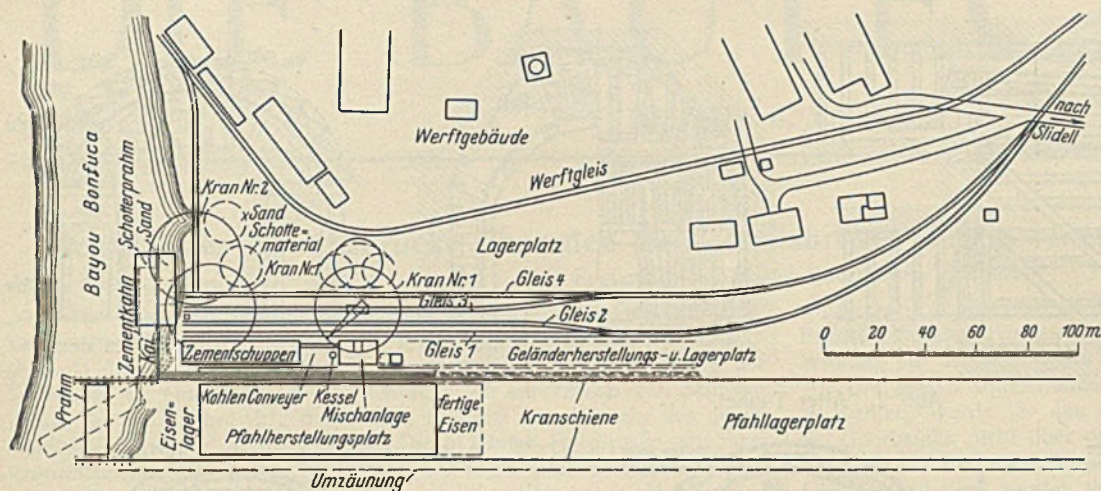


Abb. 4. Lager- und Werkplatz.

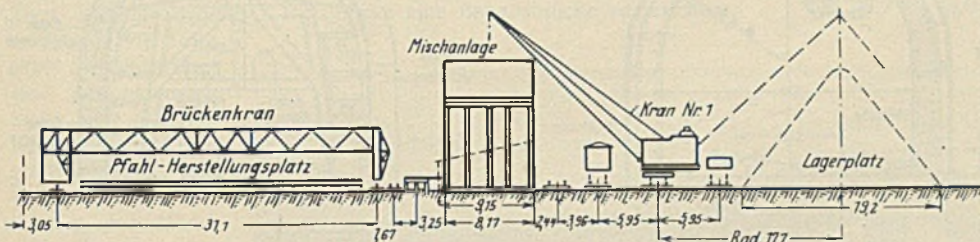


Abb. 6. Lager- und Werkplatz.

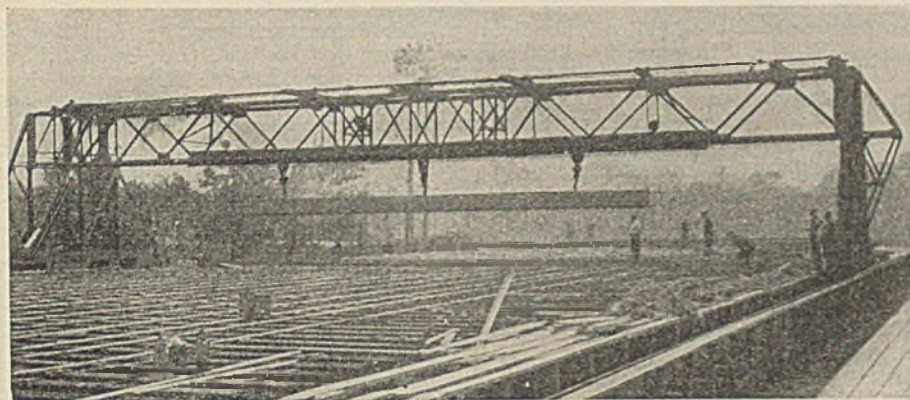


Abb. 7. Krananlage zum Stapeln der Pfähle.

Abb. 4, 6 u. 7. Eisenbeton-Pfahlbrücke über den Pontchartrain-See.

Gasbeton wird bekanntlich dadurch erzeugt, daß dem Betongemisch gewisse Chemikalien zugesetzt werden, z. B. Zinkstaub, Calcium-Carbid, Aluminium usw., die mit den Bestandteilen des Gemisches Gase bilden und das Material vor dem Erhärten, ähnlich der Hefe beim Brotteig, auf-treiben und es mit einer Unzahl von kleinen, in sich abgeschlossenen Zellen durchsetzen. Die Schwierigkeit bei der Herstellung des Gasbetons liegt darin, ein vollkommen gleichmäßig reagierendes Material zu erreichen, so daß bei einer fabrikmäßigen Herstellung die Struktur der Baukörper immer dieselbe bleibt und das Material nicht einmal mit kleineren und einmal mit größeren Poren durchsetzt ist. Vor ungefähr sechs Jahren hat man in Schweden begonnen, auf diesen Gebieten eingehende Versuche zu machen, die gezeigt haben, daß, um diese Gleichmäßigkeit zu erzielen, die oben angegebenen Chemikalien nicht genügen, sondern weitere Zusätze notwendig sind, die sich nach der Art der verschiedenen verwendeten Zemente richten. Um den Prozentsatz von Zement herabzudrücken, stellen in Schweden einige Fabriken den Gasbeton mit einem Zusatz von Schieferkalk her, der aus dem dort vielfach als Brennstoff verwendeten Ölschiefer gewonnen wird, ein Verfahren, das für Deutschland, wo Ölschieferasche als Abfallerzeugnis nicht vorhanden ist, keine Aussicht auf Erfolg hat.

Das „Aerokret“, das in seinem Aussehen einem versteinerten Gummischwamm ähnelt, hat nach einem in den „Mitteilungen der Reichsforschungsgesellschaft usw.“, Nr. 11, April 1928, veröffentlichten Vortrage des Reg.-Baumeisters Fraenkel folgende Eigenschaften:

Der normale Gasbeton, wie er in Schweden, England und seit kurzer Zeit auch in Deutschland zu Bauzwecken geliefert wird, hat ein spez. Gew. von 0,8. Für reine Isolierzwecke ist es möglich, einen Aerokret-Isolierstoff mit einem spez. Gew. bis 0,5 herzustellen. Infolge der vielen eingeschlossenen Poren, die keine Verbindung miteinander haben, ist die Isolierfähigkeit des Materials außerordentlich gut. Die in England und Schweden angestellten Proben haben eine nach dortigen Normen aufgestellte Wärmeleitfähigkeit von 0,24 gegenüber 1,3 von Ziegelstein bei einem spez. Gew. von 0,75 bis 0,8 ergeben. Der mit einem spez. Gew. von

0,4 hergestellte Stoff hat ein entsprechend höheres Isolationsvermögen. Versuche sind in Deutschland im Gange. Die vielen im Material enthaltenen und nicht in Verbindung miteinander stehenden Poren machen Aerokret auch zu einem schlechten Schalleiter. Genaue Zahlen liegen hierüber nicht vor, werden aber in nächster Zeit in Deutschland ermittelt werden. Die Druckfestigkeit von Aerokret (spez. Gew. 0,8) schwankt nach Versuchen in Schweden und England zwischen 30 und 40 kg/cm² nach 28 Tagen. Eine verhältnismäßig sehr hohe Festigkeitszunahme ist nach einer längeren Zeit festgestellt worden, wobei verschiedene Druckversuche, die nach sechs Monaten angestellt wurden, eine Festigkeit bis 60 kg/cm² zeigen. Die schlechte Wärmeleitfähigkeit von Aerokret macht dieses zu einem ausgezeichneten Werkstoff zur Ummantelung von eisernen Stützen und

Trägern. Bei Versuchen in der Mc. Gill University in Kanada zeigte eine an der Unterseite bis 800° C während vier Stunden erhitzte 7 cm dicke Aerokret-Dachplatte eines Probehäuses für Brandversuche an der Oberseite nicht mehr als 56° C. Wichtig ist die Unveränderlichkeit von Aerokret, die dadurch gewährleistet wird, daß ihm keine pflanzlichen oder den Beton schädigenden Stoffe beigemischt sind. Eine weitere sehr erwünschte Eigenschaft des Gasbetons ist seine Fähigkeit, an anderen Baustoffen zu haften und durch seine Dehnung, wenn er in flüssigem Zustande vergossen wird, alle Hohlräume bis auf den letzten Rest auszufüllen. Umkleidet man eine Stütze mit fertigen Aerokretplatten und vergießt den verbleibenden Hohlraum mit Aerokretmörtel, so verbindet dieser die einzelnen Platten zu einem untrennbaren Block, umkleidet das Eisen vollkommen dicht und scheidet an der Eisenoberfläche eine Art Haut aus, die das Durchdringen von Wasser unmöglich macht.

Der Bau des neuen Musconetcong-Tunnels.

In nur 40 m Entfernung neben dem alten, 1872 bis 1875 erbauten Musconetcong-Tunnel östlich von Phillipsbourg (New Jersey) wird zurzeit ein zweiter Tunnel hergestellt, der bei gleicher Länge und gleichen geologischen Verhältnissen ein anschauliches Beispiel gibt für die in der Zwischenzeit erreichten technischen Fortschritte.

Beide Tunnel sind nach Eng. News-Rec. vom 22. und 29. 12. 1927 etwa 1470 m lang, der ältere ist 7,92 m i. l. weit und 6,40 m i. l. hoch. Ursprünglich für zwei Gleise angelegt, kann er infolge des vergrößerten Lichtraumprofils nur noch eingleisig betrieben werden. Der neue Tunnel soll mit 9,14 m l. W. und 7,62 m l. H. zwei Gleise aufnehmen; die Bahnlinie ist bereits viergleisig ausgebaut.

Technische Schwierigkeiten boten vor allem die westliche Eingangsstrecke (Abb. 1), die aus stark drückendem und leicht zersetzbarem weißen Ton bestand und mit verwittertem Syenit und einzelnen Gieschieschichten durchsetzt war, sowie eine kurze Strecke gebräunten Felsens in der Mitte. Beim alten Tunnel war der poröse Kalkstein sehr stark wasserführend, so daß diese Strecke durch einen Schrägstollen und, als dieser aufgegeben werden mußte, durch mehrere Schächte und schließlich einen Parallelstollen umgangen werden mußte. Beim Bau des neuen Tunnels zeigte sich dagegen, daß das Gebirge inzwischen ziemlich trocken geworden war, dafür drückte es stärker als beim Bau des alten Tunnels.

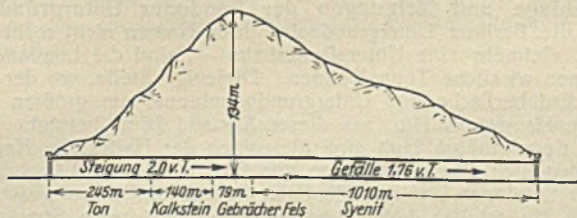


Abb. 1. Tunnellängsprofil.

Dieser konnte in englischer Tunnelbauweise, wenn auch in ziemlich kräftiger Auszimmerung errichtet werden (Abb. 2); beim neuen Tunnel versuchte man den Ausbruch von einem Firststollen und zwei Mittelstollen aus, unter Abstützung auf den Kern des Querschnittes, der zuletzt durch Schaufelbagger entfernt wurde (Abb. 3). Zuvor wurde die Stollenzimmerung durch die bogenförmige Zimmerung des Vollaubruchs ersetzt (Abb. 4), die in den druckreichen Stellen ungewöhnlich starke Abmessungen erhalten mußte. In standfestem Gebirge genügte eine leichte Abdeckung im Scheitel zum Schutze gegen Steinfall.

Geböhrt wurde im alten Tunnel mit Preßluft-Stoßbohrmaschinen auf Bohrwagen, im neuen Tunnel mit Preßluftpöhlern an Spannsäulen, gesprengt wurde bereits im alten Tunnel mit Dynamit. Das Wegräumen geschah im alten Tunnel von Hand, die Abförderung mittels Rollbahn; beim neuen Tunnel wurde im Vollausbruch mit druckluftgetriebenen Löffelbaggern in die Förderbahn verladen.

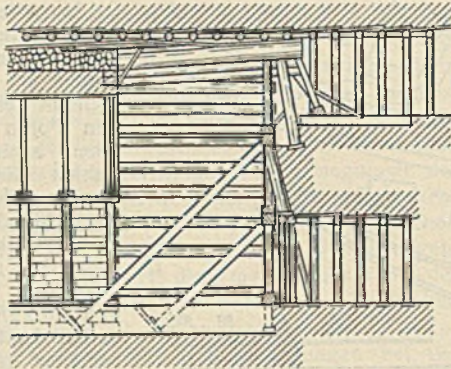


Abb. 2. Alter Tunnel.

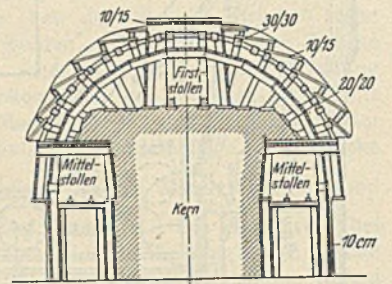
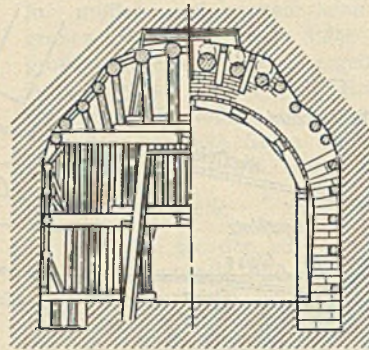


Abb. 3. Ausbruch des neuen Tunnels.

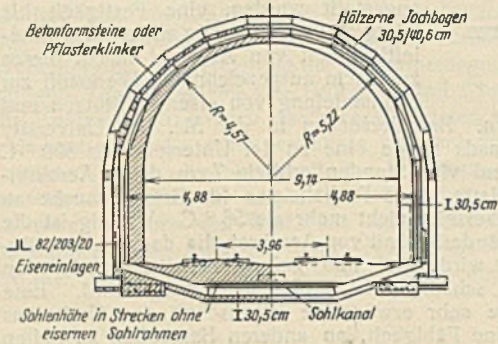


Abb. 4. Querschnitt des neuen Tunnels in Strecken starken Drucks.

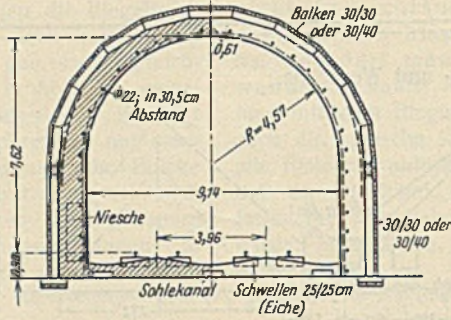


Abb. 5. Querschnitt des neuen Tunnels in Strecken geringeren Drucks.

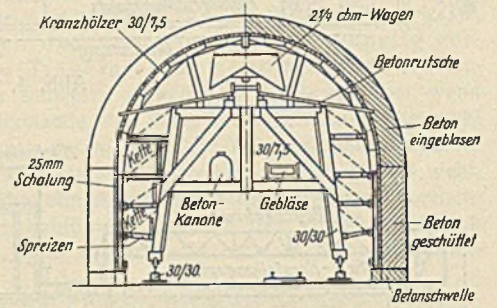


Abb. 6. Fahrbares Schalungsgestüst.

Die Voreinschnitte (etwa 283 000 m³ bei 22,8 m größter Tiefe beim neuen und ähnlich auch beim alten Tunnel) wurden in beiden Fällen durch Dampfschaufelbagger ausgehoben und die Massen durch Lokomotivbahn abgefördert. Es sind hier also schon 1872 die neueren technischen Hilfsmittel in bahnbrechender Weise ausgenutzt worden.

Der technische Fortschritt beim Bau des neuen Tunnels zeigt sich also weniger hierin und in der Entwurfsgestaltung, sondern hauptsächlich in der Verwendung der Hilfsmaschinen und infolgedessen auch in der Art der Ausmauerung, daneben in der Bewältigung der An- und Abfuhr von Baustoffen und Geräten.

1872 war man nur auf den Dampf als unmittelbare Antriebskraft und zur Erzeugung von Preßluft angewiesen; jetzt wird natürlich, soweit möglich, Elektrizität verwendet, auch für Nebenanlagen, wie z. B. elektrische Öfen zum Härten der Bohrer. Beim Bau des alten Tunnels sind rd. 1000 t Schmelzkohle und 27 000 t Anthrazit gebraucht worden; alles mußte nach dem westlichen Tunneleingang aus 1,6 km, nach dem östlichen sogar aus 8 km Entfernung von der nächsten Eisenbahnstation mit Geschirr angefahren werden. Dazu waren drei Jahre lang 24 vierspännige Geschirre erforderlich.

Die Ausmauerung beschränkte sich beim alten Tunnel auf die beiden Stellen stärkeren Druckes (236 m am Westende und 80 m in der Mitte der Strecke); sie besteht dort aus lagerhaften Bruchsteinen in Zementmörtel 1:1 an den Seiten und aus Klinkermauerwerk im Scheitel. Der Zement mußte damals noch aus England bezogen werden.

Der neue Tunnel ist dagegen durchgehend mit Beton verkleidet (Abb. 4 u. 5). In den druckreichen Strecken dienen die Eisenrahmen der Auszimmerung als Bewehrung, in Strecken geringeren Drucks, und im standfesten Gebirge ist die Betonverkleidung mit Rundeseisen bewehrt. Der Beton 1:2:4 wurde außerhalb des Tunnels bereitet, mit Rollbahn angefordert, mittels Schrägauffahrt 1:4 auf ein 40 m langes, fahrbares Schalungsgestüst (Abb. 6) gefahren und von dort aus nach dem Tunnel-scheitel mit Preßluft, nach den Widerlagern mittels Schüttrinne eingebracht.

R. Fischer.

Tiefenlage und Neigungen der Londoner Untergrundbahnen.

Während die Berliner Untergrundbahn ihren Namen nicht recht verdient — sie ist vielmehr eine Unterpflasterbahn —, sind die Londoner Untergrundbahnen wirkliche Tunnelbahnen. Diejenige Stelle, wo der Abstand zwischen Erdoberfläche und Untergrundbahntunnel am größten ist, liegt unter dem Hampstead Hill, wo dieser Abstand 76 m beträgt. Die Aufzüge mit dem größten Hub sind diejenigen der Haltestelle Hampstead; sie bewegen sich über eine Höhe von 63,5 m. — Der Längsschnitt der Gleise der Londoner Untergrundbahnen ist bekanntlich so gestaltet, daß sie in den Haltestellen höher liegen als auf der freien Strecke; durch die Steigung vor der Haltestelle wird das Anhalten, durch das Gefälle dahinter das Anfahren erleichtert. Im übrigen liegen aber die Untergrundbahnen in sehr verschiedener Höhe. Die steilste Neigung ist 1:48; sie kommt auf der Bakerloo-Strecke beim Übergang vom Tunnel zur Lage über Tag auf eine Länge von 610 m vor. An anderer Stelle findet sich eine Steigung von 1:50 auf 625 m Länge; sie wird an Länge noch übertroffen durch eine Steigung von 1:60 auf eine Strecke von 1320 m Länge. Bei der Haltestelle Elephant and Castle liegen die Schienen 23 m unter Themsehochwasser; bis Queenspark steigen sie um 52,5 m, und zwischen den Haltestellen Charing Cross der Hampstead-Strecke und Golders Green beträgt der Höhenunterschied 86 m.

Wkk.

Gebläse zum Reinigen der Betonzuschläge. Bei dem Bau einer Staumauer für die Wasserversorgung von Portland, Ore., ergab sich, nach einem Berichte in Eng. News-Rec. vom 12. April 1928, wegen des zu verwendenden, stark verunreinigten Flußsandcs eine neuartige Aufgabe. Verunreinigende Beimengungen besaßen eine geringe Festigkeit, sie ließen sich jedoch weder durch Waschen noch durch Sieben ausscheiden. Durch die Einschaltung besonders konstruierter Gebläse (Abb. 1 u. 2) wurde jedoch die Aufgabe gelöst.

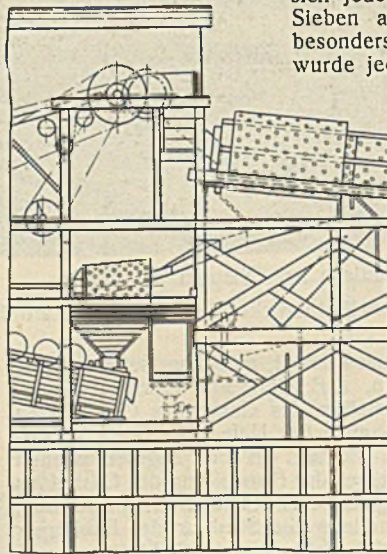


Abb. 1.

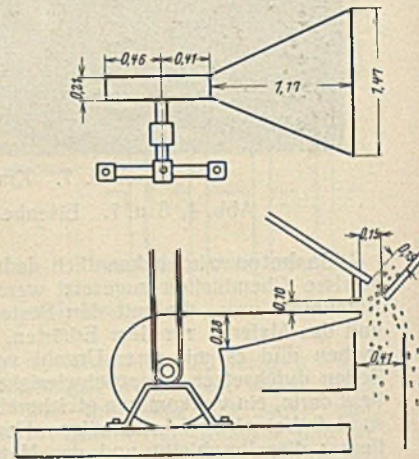


Abb. 2.

Durch die Gebläse ließ sich auch ein Überschuß an Wasser aus den mineralischen Bestandteilen austreiben. Ohne diese zu den Sieb- und Wascheinrichtungen hinzugefügten Gebläse wäre es nicht möglich gewesen, mehrere 1000 m³ nahe der Baustelle lagernden Sandes verwertbar zu machen.

Zs.

Technische Hochschule Hannover. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Ministerialdirektor im Reichsverkehrsministerium Johannes Gährs in Berlin, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung der maschinellen Bauverfahren im Wasserbau. Wir sprechen dem neuen Ehrendoktor, den wir auch zu den Mitarbeitern der „Bautechnik“ zählen dürfen, unseren aufrichtigen Glückwunsch zu der wohlverdienten Auszeichnung aus.

INHALT: Die Gründung des Kleist-Lyzeums in Berlin. — Neuzeitliche Fördertechnik. — Sprengen mit flüssigem Sauerstoff. — Über die Nebenspannungen im Rhombenfachwerk. — Vermischtes: Eisenbeton-Pfahlbrücke über den Pontchartrain-See. — Gasbeton. — Bau des neuen Musconetcong-Tunnels. — Tiefenlage und Neigungen der Londoner Untergrundbahnen. — Gebläse zum Reinigen der Betonzuschläge. — Technische Hochschule Hannover.

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