

# DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 8. Juni 1934

Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

## Neues Ausbauverfahren für Tunnel.

Von Bergassessor Dr.-Ing. Aurel Berg, Essen-Bredenev, und Reichsbahnbauführer Dipl.-Ing. Ernst Ewers, Gladbeck i. W.

Im Untertagebetrieb des rheinisch-westfälischen Steinkohlenbergbaues, beispielsweise auf Zeche Osterfeld der Gutehoffnungshütte Oberhausen AG, auf Schacht Fritz der Hoesch-Köln Neuessen AG für Bergbau und Hüttenbetrieb, auf der Stinnes-Zeche Friedrich Ernestine, Essen-Stoppenberg, ist seit einigen Jahren ein neuer Formsteinausbau mit gutem Erfolg auch bei großen Querschnitten angewandt worden. Da Auffahrung und Ausbau von Stollen, Querschlägen und Füllörter des Bergbaues vor allen Dingen bei großen lichten Abmessungen (Abb. 1) mit dem Tunnelbau viel Gemeinsames haben, erhält das neue Ausbauverfahren auch große Bedeutung für den Tunnelbau.



Abb. 1. Füllortanlage auf Zeche Osterfeld in Herzbruchschem Keilkranzausbau.

Das Neue und Eigenartige bei diesem Formsteinausbau, dem Herzbruchschen Keilkranzausbau (DRP. und Auslandpatente), ist, daß die einzelnen Steine nicht nur in den Lagerflächen, sondern auch in den Seitenflächen des Ausbaues keilförmig ausgebildet sind (Abb. 2). Damit bringt Herzbruch, da bei den bisherigen Formsteinen die senkrecht zur Streckenachse stehenden Flächen parallel verlaufen, durch das weitere Keilflächenpaar ein ganz neues Konstruktionsmittel in den Formsteinausbau.

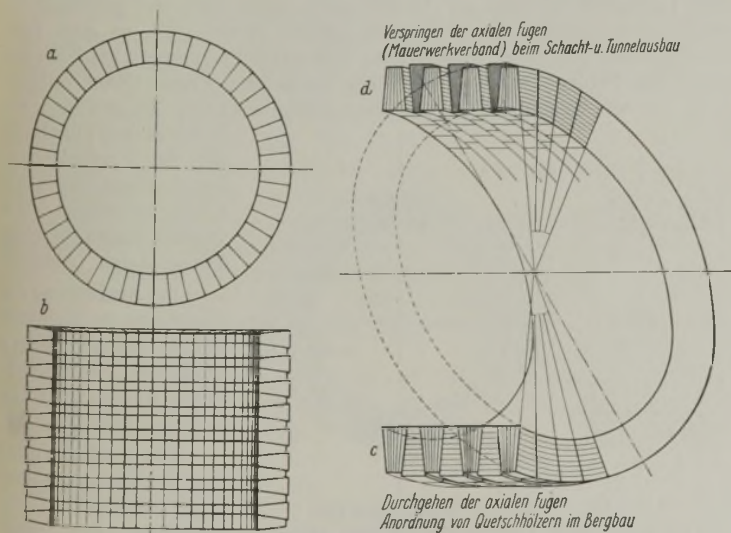


Abb. 2. Herzbruchscher Keilkranzausbau.

Diese Doppelkeilsteine werden, wie ebenfalls aus Abb. 2 hervorgeht, beim Einbau in der Weise zu Ringen zusammengesetzt, daß abwechselnd die schmalen und breiten Köpfe am Gebirge anliegen. Die mit dem breiten Kopf am Gebirge anliegenden Steine zeichnen sich noch besonders dadurch aus, daß sie in Richtung der Gewölbstärke länger als die

anderen Steine sind. Dadurch, daß sie auch breiter als die Nachbarsteine sind, entfällt auf sie (ihrer axialen Erstreckung entsprechend) 65 % und mehr der gesamten Außenmantelfläche des Ausbaues. Deshalb nehmen sie als erste den Gebirgsdruck auf. Dies tritt deshalb um so mehr ein, weil die Vorpfändhölzer, die in axialer Richtung verlaufen, nicht mehr entfernt werden und auch nach dem Einbringen des endgültigen Ausbaues liegen bleiben.

Den im Herzbruchschen Keilkranzausbau gegenüber dem gewöhnlichen Gewölbeausbau liegenden Fortschritt soll eine kurze Betrachtung und Gegenüberstellung der statischen Verhältnisse zeigen.

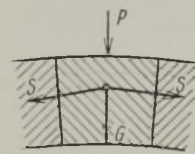


Abb. 3.

Umwandlung des Gebirgsdruckes in Stützkräfte bzw. Stützlinie.

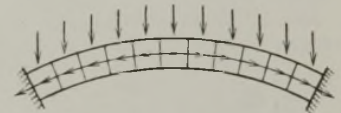


Abb. 4.

Beim normalen Gewölbe setzen sich bekanntlich die äußeren Kräfte — Gebirgsdruck  $P$  und Eigengewicht  $G$  — in Stützkräfte  $S$  um, die aneinandergereiht die sog. Stützlinie bilden (Abb. 3 u. 4).

Der Verlauf und die Lage der Stützlinie innerhalb des Gewölbes hängt von der Größe der äußeren Belastung und deren Angriffspunkten ab (Abb. 5 u. 6). Solange hierbei das mittlere Drittel bzw. der Kern des Gewölbes nicht verlassen wird, treten nur Druckspannungen auf, die vom Gewölbematerial — Naturstein, Ziegel, Klinker, Beton — ohne Zerstörung aufgenommen werden, sofern sie unter der jeweiligen Druckfestigkeitsgrenze bleiben.

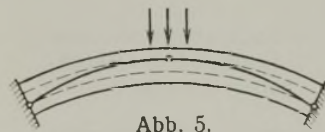


Abb. 5.

Grenzlagen der Stützlinie innerhalb des Gewölbes.

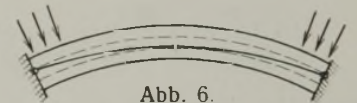


Abb. 6.

Anders dagegen, wenn die Stützlinie wegen zu großer örtlicher Belastung des Gewölbes oder auch zu geringer Gewölbstärke den Kern verläßt und nahe an die Rücken- bzw. Leibungsfläche gedrängt wird. Kantenpressungen (Abb. 7) und Fugenklaffen infolge nicht mehr aufnehmbarer Druck- und Zugspannungen verformen das Gewölbe und lassen es unter Umständen zu Bruch gehen (Abb. 8 u. 9).

Der Bergbau, der mit derartigen Verhältnissen zu rechnen gewohnt ist, begegnet diesen Gefahren bis zu einem gewissen Grade dadurch, daß er seine Streckenausbauten mittels Quetschholzeinlagen nachgiebig gestaltet

(Abb. 10), so daß Verformungsmöglichkeiten unter teilweiser Ausschaltung von Kantenpressungen fürs Gewölbematerial bestehen. Da aber durch die Quetschhölzer die Kantenpressungen nur teilweise ausgeschaltet werden, so werden trotz ihres Vorhandenseins in vielen Fällen die Bauwerke bei großem Druck zerstört. Aus diesem Grunde stellt die

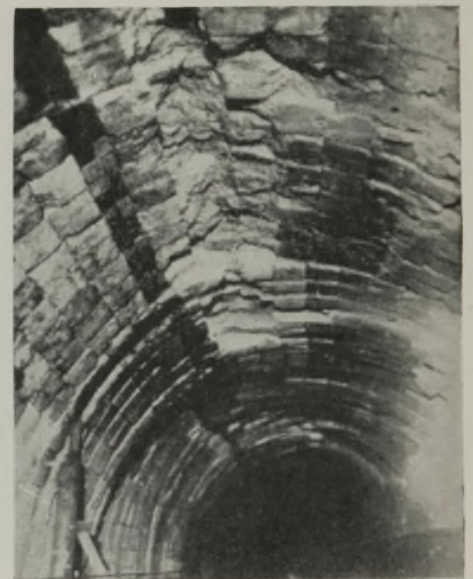


Abb. 7. Kantenpressungen beim gewöhnlichen Formsteinausbau.

Anwendung von Quetschhölzern beim gewöhnlichen Gewölbeausbau im Bergbau auch nicht immer eine befriedigende Lösung dar.

Weiterhin ist für den gewöhnlichen Gewölbeausbau kennzeichnend, daß die einzelnen Ringe unabhängig voneinander den beschriebenen Wirkungen ausgesetzt sind und keinerlei Entlastung in den Nachbarringen

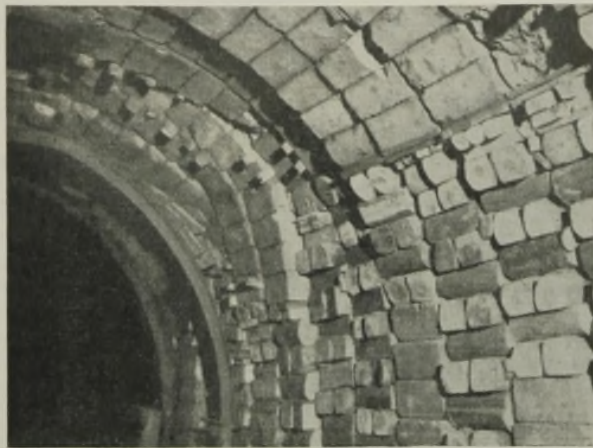


Abb. 9. Stark zerstörter gewöhnlicher Betonsteinausbau: Ausblick der ausgebrochenen Steine durch Holzklötze, Abstützung durch Eisenbogen.

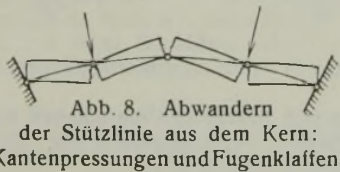


Abb. 8. Abwandern der Stützzlinie aus dem Kern: Kantenpressungen und Fugenklaffen.

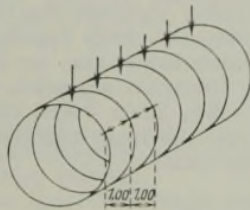


Abb. 12. Berechnungsgrundlage bei Gewölben: ebene Scheiben.

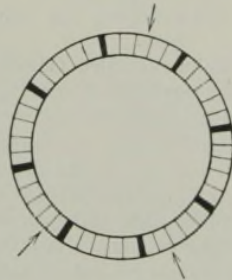


Abb. 10. Nachgiebiger Streckenausbaue durch Quetschholzeinlagen im Bergbau.

finden (Abb. 11). — Daher auch die Untersuchung und Berechnung von Brücken- und Tunnelgewölben unter Annahme von ebenen Scheiben (Abb. 12).

Der Gedanke, ebenfalls die Nachbarringe zum Mittragen heranzuziehen, hat zur Konstruktion des Keilkranzausbaues geführt.



Abb. 11. Gewöhnlicher Gewölbeausbau: Die einzelnen Ringe liegen unabhängig nebeneinander, daher zerstörende Kantenpressungen und starke Verformung der einzelnen Ausbauringe.

Infolge der keiligen Ausbildung der Wölbesteine auch in den Seitenflächen (Abb. 2) tritt neben der beim normalen Gewölbe auftretenden radialen Verkeilung auch noch eine axiale Verkeilung ein. Der auf den Ring mit breitem Kopf am Gebirge einwirkende Gebirgsdruck wird in zwei Komponenten zerlegt, in die

1. Ringkomponente und — wegen der keilförmigen Ausbildung der Seitenflächen — in die
2. Axialkomponente (Abb. 13).

Die letztere überträgt den Druck auf die Nachbarringe, wo er wieder teils in Ringspannung umgesetzt, teils in die anschließenden Ausbauringe weitergeleitet wird: Daher Druckübertragung von Ring zu Ring.

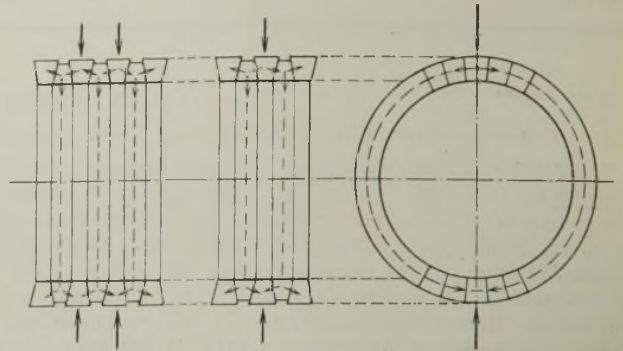


Abb. 13. Zerlegung des Gebirgsdruckes beim Keilkranzausbau in Ring- und Axialkomponente.

Hierdurch wird es erreicht, daß heftige, örtlich auftretende Gebirgsdrücke sich nicht ausschließlich den unter ihrer unmittelbaren Einwirkung stehenden Ausbauringen mitteilen, sondern zum Teil in dem anschließenden Ausbaue ihre Stützung finden. Die Gefahr der Überlastung einzelner Ausbauringe und der dadurch hervorgerufenen Verdrängung der Stützzlinie aus dem Kern mit den zerstörenden Folgen von Kantenpressungen wird vermieden.

Die beschriebene Wirkungsweise des Keilkranzausbaues tritt natürlich nur dann ein, wenn die mit dem breiten Kopf am Gebirge anliegenden Steine den einsetzenden Gebirgsdruck aufnehmen. Um dies zu erreichen, sind, worauf oben schon besonders hingewiesen wurde, die mit dem breiten Kopf am Gebirge anliegenden Steine überhöht, außerdem nehmen sie einen größeren Teil der Außenmantelfläche des Ausbaues als die anderen Steine ein, und schließlich werden die langen Vorpfändhölzer beim Einbringen des endgültigen Ausbaues bekanntlich nicht entfernt.

Der Gebirgsdruck wird demnach ausschließlich von den überhöhten und am Gebirge breiten Ringen aufgenommen.

Durch die Belastung werden zunächst die im Bergbau üblichen (und in einer durchgehenden Ebene liegenden) Quetschhölzer dieser Ringe gepreßt, Ringachse und Umfang schrumpfen, ohne daß eine Deformation des Ausbaues eintritt: Die Ringe keilen sich ineinander, wodurch die günstige axiale Verspannung bzw. eine Längung der Ausbauröhre eintritt.

Wenn auch beim Tunnelbau die Anordnung von Quetschhölzern kaum in Frage kommt, so bleibt dennoch die Anwendungsmöglichkeit des Herzbruchschen Keilkranzausbaues bestehen, da dadurch an der statischen Wirkungsweise nichts geändert wird. Um aber auch diese beim Tunnelbau günstig zu beeinflussen, wird statt des gewöhnlichen Mörtels zweckmäßig ein plastischer (zäher) Mörtel, wie es auch beim Schachtausbaue geschieht, angewandt. Außerdem verspringen bei letzterem wegen des Fehlens der Quetschhölzer die axialen Fugen (Mauerverband) (Abb. 2d), wie es auch beim Tunnelbau geschehen kann. Im gewöhnlichen Strecken- und Füllortausbau des Bergbaues gehen dagegen wegen der Quetschholzeinlagen die axialen Fugen in einer Ebene durch (Abb. 2c).

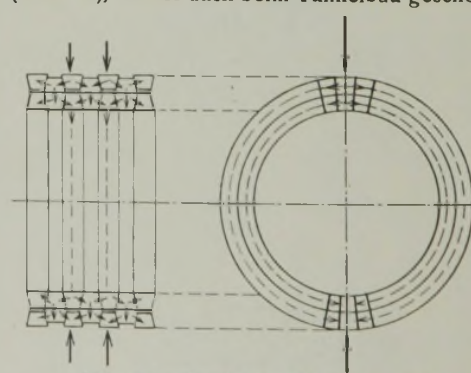


Abb. 14. Statische Wirkungsweise beim Keilkranzausbau bei mehreren gleichachsigen Ringen.

Bei Ausführung des Gewölbes in mehreren konzentrischen Ringen wird die gekennzeichnete Wirkungsweise aufrechterhalten (Abb. 14).

Ein großer Vorteil des Keilkranzverfahrens liegt zunächst in der Erhöhung der Standdauer und Standfestigkeit des Ausbaues.

Erhöhung der Standfestigkeit und Standdauer des Ausbaues sind für den Tunnelbau, vor allen Dingen was die Standdauer angeht, noch wichtiger als für den Bergbau. Denn während die Grubenbaue für eine gewisse Anzahl von Jahrzehnten den Abbaueverhältnissen entsprechend berechnet sind, müssen Tunnel sozusagen ewig halten.

Die Erhöhung von Standfestigkeit und Standdauer ist in erster Linie darauf zurückzuführen, daß statt der gefährlichen Kantenpressungen, welche die größten Feinde des Ziegelstein- und Betongewölbeausbaues sind, Flächendruck auftritt. Infolge dieses axialen und radialen, also allseitigen Flächendrucks ist auch die Druckaufnahmefähigkeit der Steine, für sich betrachtet, viel größer, um so mehr, da sie sich bei einsetzendem Gebirgsdruck auch in axialer Richtung noch fester verspannen und gegenseitig abstützen. Folgender Vorgang bestätigt dieses sehr anschaulich: Bei der Betonwürfeldruckprobe werden bekanntlich nur zwei Flächen zwischen Amboß und Druckstempel bis zur Höchstbelastung gedrückt, wobei der Würfel Risse zeigt (Würfelstandfestigkeit). Diese Risse verlaufen in Druckrichtung bauchartig und verursachen an den vier ungedrückten Seitenflächen des Betonwürfels ein Abplatzen von Betonschalen (Abb. 15). Würden bei dem Druckversuch auch diese vier Seitenflächen verspannt, wie es im Gewölbe des Keilkranzausbaues der Fall ist, dann würden die bauchartigen Betonrisse und Aushöhlungen an den vier Seitenflächen des Betonwürfels verhindert. Damit läge auch die gefundene Druckfestigkeitsgrenze bedeutend höher. Da bei dem Keilkranzausbau fünf Flächen statt nur zwei, wie bei der Betonwürfeldruckprobe, gedrückt werden, ist es natürlich, daß dieser Ausbau einen größeren Druck aufnehmen kann als ein Ausbau, bei dem statt des zweiten Keilflächenpaares zur Streckenachse senkrechte und parallele Flächen vorhanden



Abb. 15.  
Betonwürfel nach der Druckprobe.

sind, wie es bei dem gewöhnlichen Gewölbeausbauverfahren der Fall ist.

Infolge dieser verschiedenen Eigenarten braucht die Stärke des Doppelkeilkranzausbaues gegenüber der bisherigen Verfahren naturgemäß nicht mehr so groß zu sein. Damit ist auch der auszuschließende Gebirgsquerschnitt kleiner. Dies hat verschiedene Vorteile: Zunächst sind wegen des verminderten Gebirgsaushubes die bergmännischen Arbeiten geringer, auch schreiten sie schneller fort. Dadurch werden die Anlagekosten niedriger gehalten. Das bessere Vorwärtkommen der bergmännischen Arbeiten hat weiterhin den Vorteil, daß das Gebirge nicht so sehr beunruhigt wird. Denn durch den dann schneller eingebrachten endgültigen Ausbau bekommt es auch schneller wieder einen festen Halt. Überhaupt wird der Gebirgsdruck wegen des kleineren auszuschließenden Gebirgsquerschnitts geringer gehalten, so daß der Druck, der auf den endgültigen Ausbau ausgeübt wird, ebenfalls kleiner ist (Abb. 16).

Wegen der möglichen geringeren Wandstärke des Keilkranzausbaues ist auch nicht soviel Ausbaumaterial wie bei dem gewöhnlichen Gewölbeausbauverfahren einzubringen. Dies hat den Vorteil, daß einmal die Materialkosten und damit auch die Anlagekosten geringer sind. Weitere finanzielle Vorteile ergeben sich zum anderen daraus, daß wegen des geringeren Anlagekapitals und der schnelleren Herstellung des Ausbaues die Zinsen auch geringer sind. Die schnellere Herstellung des Ausbaues hat außerdem noch den betrieblichen Vorteil, daß das Gebirge in weiterem Maße schneller endgültig ausgebaut ist.

Neben den geringeren Aufwendungen für die Anlage ergeben sich noch weitere wirtschaftliche Vorteile bei der Anwendung des beschriebenen Verfahrens dadurch, daß die Ausbesserungskosten ausfallen. An den bisher nach dem Herzbruchschen Verfahren ausgebauten Grubenräumen waren trotz großer Querschnitte und stärksten Gebirgsdruckes noch keine Ausbesserungen erforderlich! Dies muß in Anbetracht der Druckverhältnisse des Bergbaues und in Anbetracht der Erfahrungen, die mit den verschiedensten Ausbaurverfahren im Grubenbetrieb gemacht sind, als ein sehr beachtlicher Erfolg beurteilt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

## Über Sandprellböcke.

Von Reichsbahnoberrat Fahl, Salzwedel.

Zunächst sollen einige leichtere Prellbockbauarten beschrieben werden, und aus diesen Konstruktionen sollen dann solche für schwerere Prellböcke, die zum Aufhalten ganzer Züge dienen können, entwickelt werden.

### 1. Prellbock „Form S“ mit senkrechter Platte für verschiedene Zwecke.

Der Prellbock nach Abb. 1 ist für Rangiergleise bestimmt. Eine aus vier übereinander liegenden hölzernen Schwellen bestehende senkrecht

Zu dem Keilkranzausbau werden im Steinkohlenbergbau Betonformsteine verwendet. Diese erhalten besondere Festigkeiten durch das Herzbruchsche Härtebadverfahren (DRP. und Auslandpatente). Es besteht darin, daß die Steine in besonderen Becken gestampft werden. Einen Tag nach dem Stampfen wird in die Becken Wasser eingelassen, unter welchem die Steine, ohne daß sie umtransportiert werden, in den ersten vier bis sechs Tagen stehenbleiben und erhärten. Daraufhin wird das Wasser aus den Becken herausgelassen, so daß die Steine an der Luft weiter erhärten können. Dieses Verfahren hat den Vorteil, daß die einzelnen Formsteine genügend Wasser erhalten, das tief in die Steine eindringt. Die Betonformsteine erhalten dadurch große und vor allen Dingen gleichmäßige Festigkeiten. Auf diese wirkt sich auch der Umstand, daß die Steine vom Stampfen während der Erhärtung etwa innerhalb der ersten acht Tage an derselben Stelle stehenbleiben und nicht umtransportiert



Abb. 16. Ersatz eines zerstörten Ziegelmauerwerks durch Keilkranzausbau, ohne Mehrausbruch von Gebirge.

werden, weiterhin günstig aus. Daß infolge des Härtebadverfahrens die Festigkeit der Betonformsteine bedeutend erhöht wird, beweisen folgende Zahlen: Es ergaben sich z. B. an zwei aus gewöhnlichem Betonkies und Hochofenzement (Mischung 1:4) hergestellten Steinen — also nicht an den Druckprobewürfeln — bei dem gewöhnlichen Druckprobeverfahren (also ohne daß die Steine an ihren sämtlichen Seitenflächen eingespannt sind, wie es in der Praxis der Fall ist) nach drei bis vier Wochen bei zehenseitiger Probenahme Druckfestigkeiten von 680 und 724 kg/cm<sup>2</sup>.

Während im Bergbau als Material für die Herzbruchschen Keilsteine Beton unter Anwendung des genannten Härtebadverfahrens verwendet wird, braucht die Herstellung der Steine auf dieses Material natürlich nicht beschränkt zu bleiben. Vielmehr würden sich nach den guten Erfahrungen, die man mit Ziegelsteinen und Klinkern im Tunnelbau gemacht hat, auch diese, in entsprechende Form gebracht, was technisch keine Schwierigkeiten bereitet, für den Tunnelbau nach dem Keilkranzausbauverfahren eignen. Ist bei einem Tunnel der Gebirgsdruck so groß, daß für die Tunnelwandung eine einzige Steinstärke nicht genügt, so können, worauf oben schon hingewiesen wurde, verschiedene Steinlagen in der in Abb. 14 dargestellten Weise eingebaut werden, ohne daß die Wirkungsweise des Ausbaues irgendwie ungünstig beeinflußt wird.

Zusammenfassend ist also zu sagen, daß mit dem Keilkranzausbau ganz neue Wege im Gewölbeausbau beschritten sind. Die besondere Bedeutung dieses Ausbaurverfahrens liegt darin, daß infolge seiner statisch konstruktiven Lösung gefährliche Kantenpressungen vermieden werden. Dadurch erhalten die Bauwerke bedeutend größere Festigkeit und Standdauer. Weiterhin kommt man mit geringeren Mauerstärken aus. Hierdurch ergeben sich auch besondere finanzielle und betriebliche Vorteile. Diese Erwägungen erhalten ihre praktische Bestätigung und damit ihre praktische Bedeutung dadurch, daß sich der Herzbruchsche Keilkranzausbau bei jahrelanger Standdauer trotz großer Querschnitte und starken Gebirgsdruckes im Steinkohlenbergbau gut bewährt hat. Damit sind auch die Voraussetzungen für seine Anwendung im Tunnelbau gegeben.

stehende Platte wird gegen einen Sandhaufen gedrückt. Diese Schwellen sind an zwei eisernen Böcken befestigt, die aus einer im rechten Winkel gebogenen Schiene und aus einer als Strebe dienenden Schiene bestehen, die an die erstgenannte Schiene angeschweißt ist. Dieser Prellbock ist dem in der Bautechn. 1932, Heft 16, S. 214, Abb. 9 dargestellten ähnlich, aber von verstärkter Bauart. Abb. 2 zeigt denselben Prellbock in normalem Zustande, Abb. 3 nach dem probeweisen Gegenfahren einer Rangierabteilung.



Abb. 2.

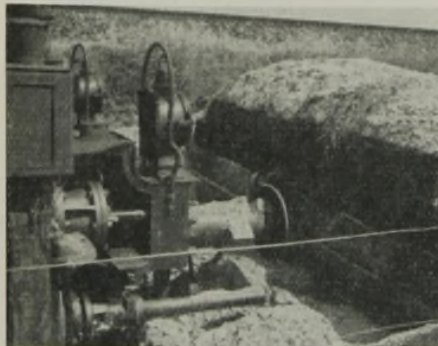


Abb. 3.

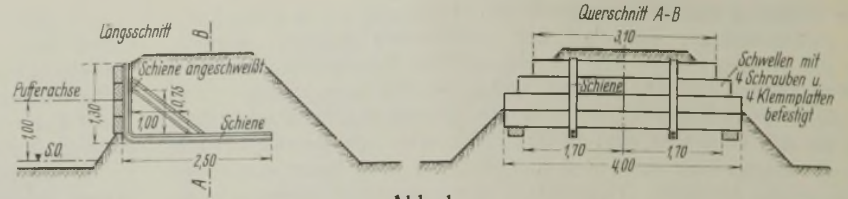


Abb. 1.

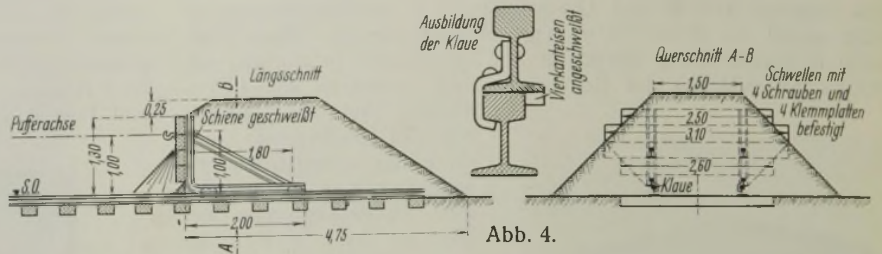


Abb. 4.

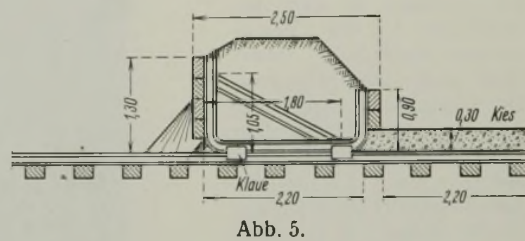


Abb. 5.

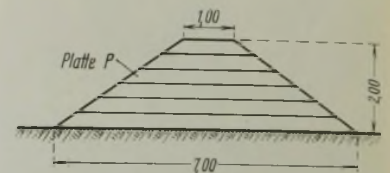


Abb. 6.

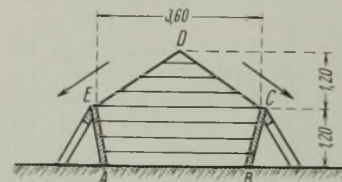


Abb. 7.

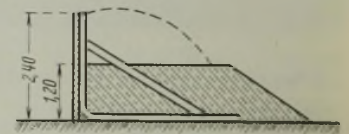


Abb. 8.

Abb. 4 und 5 sind Varianten dieser Konstruktion. Sie weichen insofern von ihr ab, als der Prellbock tiefer gesetzt ist, so daß er auf den Fahr-schienen gleitet. Zur Führung dienen die in Abb. 4 dargestellten Klauen, die unter den Kopf der Fahrachse greifen. Abb. 4 ist eine Konstruktion von normaler Länge. Dieser Prellbock kann auch als Rampenprellbock dienen.<sup>1)</sup> Abb. 5 ist eine Bauart mit verkürzter Baulänge. Für die Konstruktion schwererer Prellböcke ist zu berücksichtigen, daß die durch den Prellbock zu vernichtende lebendige Kraft eines Zuges gleich dem Produkt aus dem Widerstande des Prellbocks multipliziert mit dem Verschiebeweg ist. Um eine größere Vernichtung lebendiger Kraft zu erzielen, als das mit den vorgenannten Bauarten möglich ist, muß sowohl der Widerstand als auch der Verschiebeweg vergrößert werden. Es soll dabei von der Konstruktion nach Abb. 4 ausgegangen werden. Zur Erzielung eines größeren Widerstandes wird die senkrechte Schwellenplatte von 4 m<sup>2</sup> Größe auf 7 bis 8 m<sup>2</sup> vergrößert. Die Schwellenplatte muß daher höher und breiter gemacht werden. Würde man die Sandschüttung nach den beiden Seiten hin in natürlicher Böschung abfallen lassen, so würde die Platte P unten eine sehr große Breite erhalten (Abb. 6). Daher ist es zweckmäßig, zur seitlichen Begrenzung der Sandschüttung seitliche Stützwände nach Abb. 7 herzustellen. Die Platte P würde dann die Form ABCDE erhalten. Die Sandschüttung würde sich beim Verschieben in die Höhe schieben, und

ein Teil des Sandes würde in den Pfeilrichtungen über die Punkte C und E abstürzen. Abb. 8 zeigt einen Längsschnitt durch den Prellbock in der Gleisachse. Die punktierte Linie stellt die Oberkante der Sandschüttung dar, wie sie sich während der Verschiebung einstellen würde. Ausgeführt ist diese Bauart bisher nicht.

2. Der Pflugprellbock.

Den Pflugprellbock denke man sich als einen Pflug, der den Sand nach beiden Seiten wirft und so eine Furche schafft, in die der Eisenbahzug auf eine Länge von etwa 20 m hineinfährt. Abb. 9 stellt den auf dem Bahnhof Salzwedel ausgeführten und durch Rennversuche erprobten Prellbock dar. Der Widerstand des Sandes wird auf zwei im Winkel von 60° zueinander stehende, aus 5 cm dicken Bohlen gebildete 2 m hohe Platten (Abb. 10a) und von diesen auf drei waagerechte Binder übertragen, von denen einer, in Höhe der Pufferachsen liegend, als Fachwerk nach Abb. 10b und die anderen beiden, oben und unten liegend, nach Abb. 10c ausgebildet sind. Der Druck der Puffer wird durch die Stäbe 1 und 2 (Abb. 10b) nach den Punkten A und B und von diesen durch die aus Abb. 9 ersichtlichen Streben zum Teil auf den oberen und unteren Binder übertragen. Die Zugstange 3 (Abb. 10b) ist aus einem Rundisen, die übrigen Stäbe sind aus alten Kanthölzern hergestellt. Der Prellbock gleitet auf den Fahr-schienen und einer in der Gleisachse liegenden Mittelschiene. Zur Führung dienen Klauen, die unter den Kopf der Mittelschiene fassen (Abb. 9).

Die Rennversuche hatten folgendes Ergebnis. Von den Rennversuchen am 7. Juli 1933 sind u. a. folgende Lichtbildaufnahmen gemacht worden: Abb. 11, der zu den Versuchen benutzte aus einer Lokomotive und vielen Personenwagen bestehende Zug,

<sup>1)</sup> Bautechn. 1933, Heft 17, S. 231.

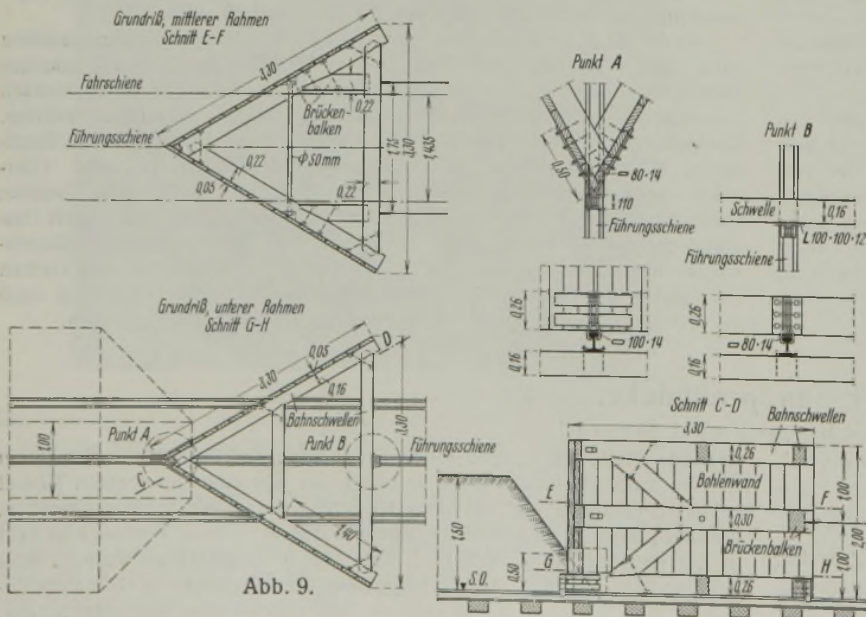


Abb. 9.

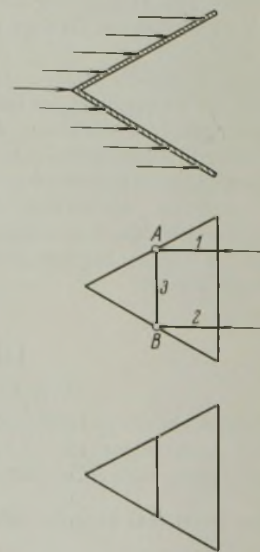


Abb. 10a bis c.

Ver- such	Belastung		Ge- schwindig- keit km/Std.	Ver- schlebung des Prellbocks m	Lebendige Kraft $G v^2 = A$ 254 = A tm	Vernichtung an lebendiger Kraft auf 1 m Ver- schlebung $\frac{A}{s}$	Mittlere Bremsver- zögerung $\frac{p}{26 s}$ m/sek <sup>2</sup>
	Zahl der Fahrzeuge	Gesamt- gewicht der Fahrzeuge t					
Nr.	n	G	v	s	A	$\frac{A}{s}$	p

1. Probe am 9. Dezember 1932, Witterung trocken, Lufttemperatur 0°.

1	2 Lok. mit Tender	220	11	7,00	104	15	0,7
2	"	220	15	9,10	195	21	0,8
3	3 Lok. mit Tender	310	15	11,40	275	23	0,8

2. Probe am 7. Juli 1933, Witterung Sonnenschein.

1	1 Lok. u. 4 Personenwagen	170	8,3	2,90	48	16,5	0,90
2	"	170	11,1	4,62	85	18,4	1,01
3	"	170	17,15	9,00	202	22,5	1,26

Abb. 12, der Prellbock vor der Probe,

Abb. 13, nach den Berennungen,

Abb. 14, der Zug ist nach einer Berennung zurückgezogen, so daß man die von dem Pflug gezogene Furche sieht,

Abb. 15, die zum Zurückholen des Prellbocks angebrachte Kette,

Abb. 16, die Wiederherstellung der Sandschüttung.

Man sieht aus Abb. 13, daß ein kleiner Teil des Sandes nicht zur Seite geworfen, sondern in die Höhe geschoben und in der Richtung des Stoßes mitverschoben ist. Wenn man nun statt des Winkels von 60°, den die beiden senkrechten Platten miteinander bilden, einen stumpferen Winkel, z. B. 120° wählt, so wird ein erheblich größerer Teil des Sandes in der Richtung des Stoßes mit fortgedrückt und ein geringerer Teil zur Seite geworfen werden. Man würde daher mit einer geringeren Sandmasse auskommen. Für diesen Prellbock würde man statt der Bezeichnung „Pflugprellbock“ besser die Bezeichnung „Keilprellbock“ anwenden. Es würde für ihn auch ein anderer Konstruktionsgedanke nach Abb. 17 in Frage kommen. Die senkrechten Platten würden an drei waagrecht liegenden, im Winkel von 120° gebogenen I-Eisen befestigt werden. Diese würden den Widerstand auf zwei senkrechte in den Schienenachsen stehende und aus den Stäben 1 bis 7



Abb. 12.



Abb. 13.



Abb. 14.



Abb. 15.



Abb. 16.

bestehende Binder übertragen. Der Stab 5 würde den Druck des Puffers aufnehmen. Eine Mittelschiene ist bei dieser Bauart nicht erforderlich.

Der auf Bahnhof Salzwedel aufgestellte Pflugprellbock hat bei dem dritten Versuch am 9. Dezember 1932 bei einer Verschiebung von 11,4 m ein Vernichtung an lebendiger Kraft von 275 tm erzielt. Bei einer Verschiebung von 20 m würde er, da der Widerstand, je länger der Weg ist, um so stärker wird, vielleicht eine lebendige Kraft von 550 tm vernichten.

3. Der Kastenprellbock.

Ein Kastenprellbock ist in der Bautechn. 1932, Heft 16, S. 215 in Abb. 11 dargestellt. Ähnliche Prellböcke verschiedener Bauarten sind inzwischen ausgeführt worden. Ein solcher ist in Abb. 18 dargestellt. Er besteht aus der Vorderwand, die die Pufferdrücke auf den Sandhaufen überträgt, und zwei Seitenwänden. Boden, Deckel und Rückwand des Kastens fehlen. Der in den Kasten eingeschlossene Sand wird mit dem Kasten verschoben. Am 7. Juli 1933 sind mit diesem Prellbock Rennversuche gemacht, die folgendes Ergebnis hatten:

Nr. des Ver- suchs	Zahl der Wagen	Gesamt- gewicht der Wagen t	Geschwindigkeit		Brems- arbeit $G v^2$ 19 tm	Ver- schlebung des Prell- bocks m	Mittlere Brems- kraft $\frac{A}{s}$ t	Mittlere Ver- zögerung $\frac{p}{2s}$ m/sek <sup>2</sup>
			m/sek	km/Std				
	n	G	v	V	A	s	B	p
1	1	23	1,035	3,72	1,30	0,075	17,3	7,1
2	1	23	1,99	7,2	4,80	0,36	13,3	5,5
3	1	23	3,27	11,8	13,0	0,98	13,2	5,5
4	1	23	3,93	14,5	18,8	1,78	10,6	3,56

Abb. 19, die Vorbereitung des Prellbocks für die Probe,

Abb. 20 ist nach dem Gegenfahren eines beladenen Wagens auf-  
genommen,

Abb. 21 zeigt die Wiederherstellung des zurückgeholten Prellbocks.



Abb. 11.

Dieser Prellbock ist nur für Rangiergleise bestimmt. Wenn man diese Bauart für das Aufhalten ganzer Züge verwenden will, muß man den Prellbock größer ausführen. Die Wände sind tiefer herabzuführen, so daß der Kasten auf den Fahrschienen gleitet. Einen Entwurf zu einem solchen Prellbock zeigt Abb. 22. Die Vorderwand ist aus alten eisernen Bahnschwellen gebildet, die beiden Seitenwände sind als Blechträger ausgebildet. Ausgeführt ist ein solcher schwerer Prellbock bisher nicht. Es sind aber bereits Versuche mit Modellen für eine solche Konstruktion gemacht. Nach dem Ergebnis der Rennversuche kann man bei dem nach Abb. 18 ausgeführten Prellbock bei stärkerer Hinterfüllung mit einem Widerstande von etwa 14 t rechnen. Der größere Prellbock nach Abb. 22 könnte daher einen Widerstand von mindestens 20 t erzielen. Damit der höchste Widerstand nicht sofort eintritt, sondern der Widerstand anfangs gering ist und im Laufe der Verschiebung immer größer wird, wird man den Kasten



Abb. 19.

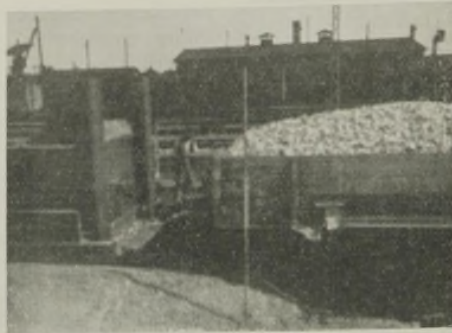


Abb. 20.



Abb. 21.

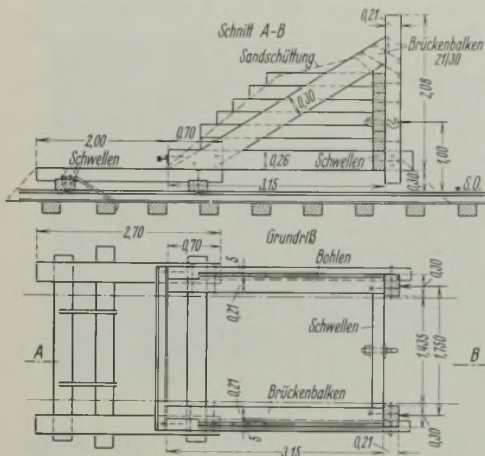


Abb. 18.

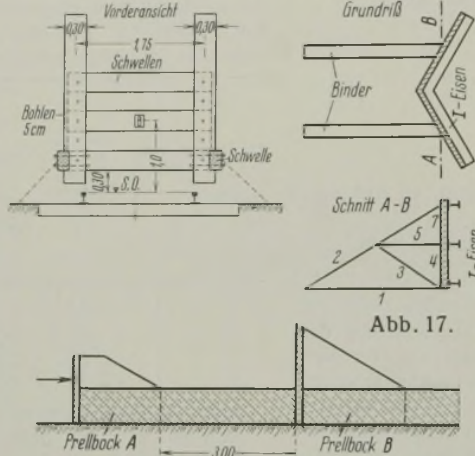


Abb. 23.

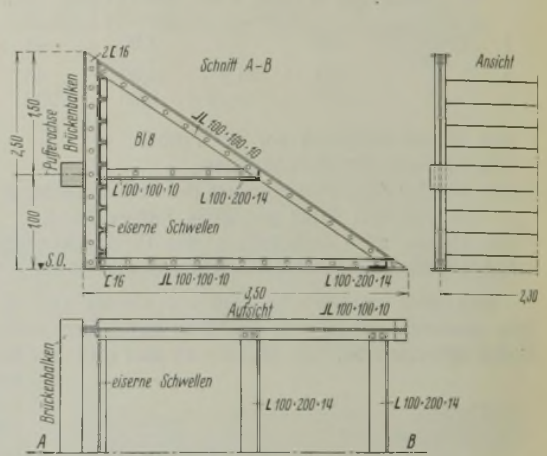


Abb. 22.

nicht ganz mit Sand anfüllen, sondern nur bis zur halben Höhe, und die Sandschüttung dafür in den Raum hinter dem Prellbock verlängern, so daß der Sand zum Teil erst während der Verschiebung in den Kasten hineingedrückt wird. Ferner kann man auch statt eines einzigen Kastens zwei Kästen A u. B nach Abb. 23 verwenden, zwischen denen ein Spielraum von etwa 3 m bleibt.

Der kleinere Kasten A, etwa in der Größe nach Abb. 18, wird von den Puffern zuerst in Bewegung gesetzt und nimmt nach einer Ver-

schiebung von etwa 3 m den größeren Kasten B, etwa in der Größe nach Abb. 22, mit. Nimmt man an, daß der Widerstand der beiden Kästen zusammen 34 t ist, so würde bei einer Verschiebung von 20 m mit einer Ver-nichtung an lebendiger Kraft von etwa 600 tm zu rechnen sein.

Welche der vorstehend beschriebenen Konstruktionen für den Be-trieb am geeignetsten sind, kann nur durch eingehendere Versuche fest-gestellt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

### Eisenbeton-Rahmenbrücke über die Sawitz.

Von Dr.-Ing. Wingerter, Hoch- und Tiefbau G. m. b. H., Königsberg (Pr.).

In den Monaten September bis Dezember 1933 baute die Hoch- und Tiefbau G. m. b. H., Königsberg (Pr.), die Sawitzbrücke in Willenberg für den Kreis Ortelsburg nach ihrem Entwurfe. Die Brückenstelle liegt auf dem Wege vom Bahnhof zur Stadt. Ehemals stand hier eine Holzbrücke von rd. 16 m Länge auf vier Pfahljochen, die nun durch eine Eisenbeton-konstruktion ersetzt wurde. Diese war als Straßenbrücke 1. Klasse mit 12 m lichter Weite, bei 6 m Fahrbahnbreite und beiderseitigem 1,5 m breitem Fußgängersteg auszubilden. Erschwerend wirkte die beschränkte Konstruktionshöhe; die Unterkante der Brückenträger durfte bis 20 cm über dem Wasserspiegel ruhen, während die Oberkante der fertigen Fahr-bahn in Brückenmitte höchstens 25 cm über der anschließenden Straßen-krone liegen sollte. Dadurch stand in der Brückenachse eine Gesamt-konstruktionshöhe von 84 cm zur Verfügung, die sich nach Abzug des Be-lages, bestehend aus: Kleinpflaster 6/8 Kubus, 2 cm festem Sandbett,

4 cm Betonschutzschicht für die Isolierung, der Isolierung selbst und 6 cm Aufbeton für das Quergefälle der Fahrbahn, auf 64 cm für den Mittelträger verminderte.

Die Wasserverhältnisse des Sawitzflusses, der unmittelbar hinter Willenberg in den Omulewfluß mündet, sind ziemlich gleichmäßig. Von der Mündung der Sawitz in den Omulew bis zur Grenze an Polen ist eine Entfernung von etwa 10 km in der Luftlinie gemessen, während sich der Flußlauf mit ungefähr 25 km Länge dahinschlängelt. Durch diese lange Vorflut im Flachlande und die damit verbundene träge Strömung ist das Flußbett sehr verschlammte. Reinigungsarbeiten, verbunden mit Ausbaggerungen zur Regulierung und Begradigung des Omulew sind im Gange. Dabei ist zugleich beabsichtigt, den Wasserspiegel zu senken und damit auch eine Entsäuerung des anstehenden Weidelandes herbei-zuführen. Durch diese Maßnahmen wird eine spätere Senkung des Wasserspiegels an der Brückenstelle um 0,75 bis 1,0 m erreicht.

Die beschränkte Konstruktionshöhe sowie die Angaben über die Boden-beschaffenheit laut Bohrergebnissen und nicht zuletzt das in der Nähe zu beschaffende Kiesmaterial, das nahe der Feingrenze der Fullerkurve lag und somit einen recht dichten Beton zu geben versprach, führten zur Wahl eines Eisenbetonrahmens als Tragsystem, weil eben gerade in diesem Falle bei den kurzen Rahmenstielen durch ein großes Einspann- bzw. Eckmoment eine wesentliche Entlastung der Feldmitte zu erwarten war. Nachdem auch das Wasser als dem Beton unschädlich erkannt war, sowie durch geeigneten Schutz die im Wasser stehenden

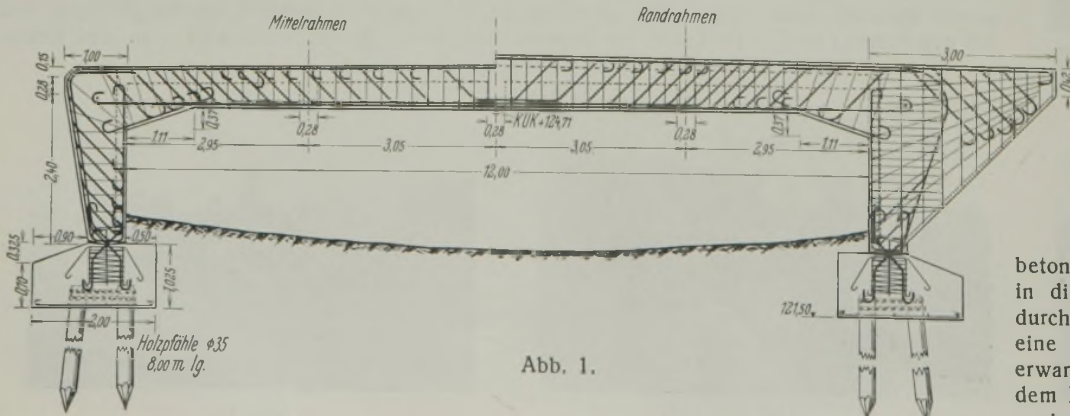


Abb. 1.

Eisenbetonteile hinreichend gesichert werden konnten, bestanden keine Bedenken mehr gegen den Eisenbetonrahmen.

Aus Abb. 1 bis 3 ist die Brückenkonstruktion ersichtlich. Die Fahr-  
bahnplatte ist kreuzweis bewehrt, und zwar erhielt sie ein oberes und  
ein unteres Netz. Das obere Netz zur Aufnahme der negativen Feld-  
momente hat die gemäß DIN 1075 § 8 vorgeschriebene Mindestbewehrung  
gleich einem Drittel der statisch erforderlichen Feldbewehrung. Die Geh-

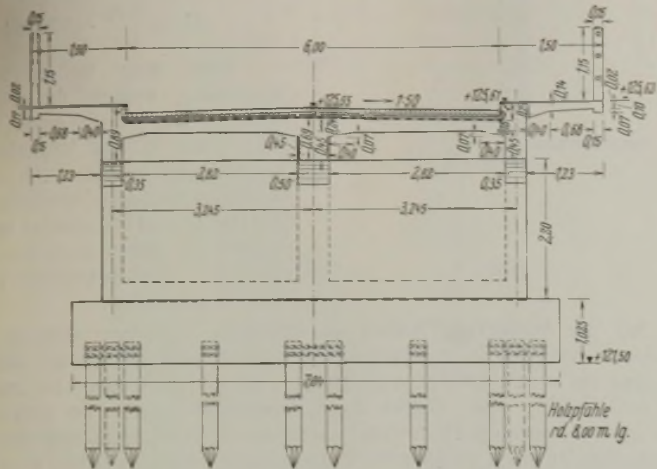


Abb. 2.

wegplatte krägt aus dem um Bordsteinhöhe vergrößerten Randbalken  
aus; ihre Bewehrung ist aber noch in der Fahrbahnplatte verankert. Durch  
die Ausbildung der Fahrbahn als kreuzweis bewehrte Platte haben die  
Querträger nicht nur versteifenden Charakter, sondern sie sind auch als  
Tragbalken auszubilden.

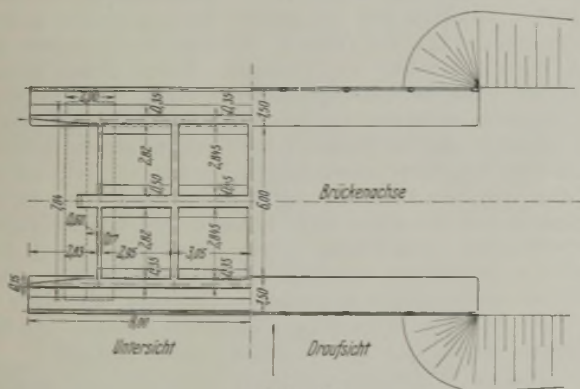


Abb. 3.

Die Längsträger sind als Zweigelenrahmen bemessen und durch-  
konstruiert. Bei der Berechnung wurde die Veränderlichkeit der Trägheits-  
momente sowohl im Riegel wie auch im Stiele berücksichtigt. Während  
dies für den Mittelrahmen infolge seiner eindeutigen Gestalt ohne weiteres  
möglich war, mußten bei den Randrahmen einige Annahmen gemacht  
werden, weil der Rahmenstiel zugleich die Flügelwand bildet (s. unten).

Die Stirnwände sind ebenfalls als kreuzweis bewehrte Platten aus-  
gebildet, die sich von Rahmen bzw. von Fahrbahnplatte zur  
Fußgelenkschwelle spannen. Sie sind für den Erddruck und für die an-  
fallenden Verkehrslasten bemessen. Außerdem war in waagerechter  
Richtung der Einfluß der Flügelwände, die gemeinsam mit den Stirn-  
wänden einen offenen Rahmen ausmachen, zu beachten.

Die Berechnung des Mittelrahmens geschah in der Weise, daß der  
Verlauf der Trägheitsmomente einmal für den Stiel und ein andermal für  
den Riegel durch Parabeln angenähert wurde. Die Trägheitsmomente sind  
gemäß Abb. 4 bezeichnet:

$$\begin{aligned} J_1 &= J \text{ am Fußgelenk,} & \vartheta_1 &= J_c : J_1; \\ J_2 &= J \text{ am Stielkopf,} & \vartheta_2 &= J_c : J_2; \\ J_3 &= J \text{ an der Riegelwurzel,} & \vartheta_3 &= J_c : J_3; \\ J_4 &= J \text{ in Riegelmitte,} & \vartheta_4 &= J_c : J_4; \\ J_c &= \text{mittleres } J, \text{ gewählt } = J_2. \end{aligned}$$

Es ist dann für die  $J_c : J$ -Funktion angesetzt worden:

$$\begin{aligned} \text{a) für den Stiel} & \vartheta_s = \alpha_1 y^2 + \gamma_1; \\ \text{b) für den Riegel} & \vartheta_r = \alpha_2 x^2 + \beta_2 x + \gamma_2. \end{aligned}$$

Daraus lassen sich bestimmen

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{1}{h^2} (\vartheta_2 - \vartheta_1) & \gamma_1 &= \vartheta_1 \\ \alpha_2 &= -\frac{\beta_2}{l} & \beta_2 &= \frac{4}{l} (\vartheta_4 - \vartheta_3) & \gamma_2 &= \vartheta_3. \end{aligned}$$

Wird als überzählige Größe der Horizontalschub gewählt, so ist dieser  
bekanntlich

$$H = -\frac{[a m]}{[a a]},$$

und die Verschiebungen sind

$$EJ_c [a m] = \int M_a \mathfrak{M}_0 \vartheta ds \quad \text{und} \quad EJ_c [a a] = \int M_a^2 \vartheta ds.$$

Für diese Integrale findet man bei symmetrischer Gestalt des Rahmens  
die einfachen Formeln

$$EJ_c [a a] = \frac{2}{5} \cdot h^3 (\vartheta_2 + \frac{2}{3} \cdot \vartheta_1) + \frac{h^2 l}{3} (2 \vartheta_4 + \vartheta_3),$$

bei gleichmäßig verteilter, senkrechter Last  $q$ :

$$EJ_c [a m]_q = q \cdot \frac{h l^3}{6} (4 \vartheta_4 + \vartheta_3).$$

Die senkrechte Einzellast  $P$  im Riegel in  $x$  erzeugt die Verschiebung

$$EJ_c [a m]_P = \frac{P h}{l} \left\{ b \left( \alpha_2 \cdot \frac{a^4}{4} + \beta_2 \cdot \frac{a^3}{3} + \gamma_2 \cdot \frac{a^2}{2} \right) + a \left( \alpha_2 \cdot \frac{b^4}{4} + \beta_2 \cdot \frac{b^3}{3} + \gamma_2 \cdot \frac{b^2}{2} \right) \right\}.$$

Daraus kann man leicht die Einflußlinie für  $H$  bestimmen. Deren Ordinaten  
sind  $\eta = -\frac{[a m]}{[a a]}$  für wanderndes  $P = 1$ .

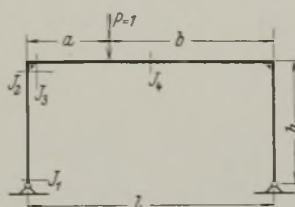


Abb. 4.

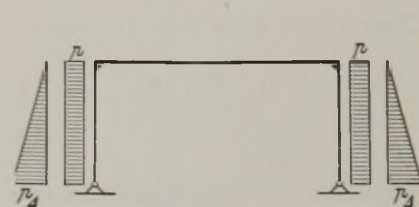


Abb. 5.

Bezeichnet man mit  $\eta' = [a a] \eta$ , so ist

$$\begin{aligned} \text{in } l/8: & \eta'_1 = \frac{h l^2}{512} (20,71 \vartheta_4 + 7,29 \vartheta_3); \\ \text{in } l/4: & \eta'_2 = \frac{h l^2}{512} (38 \vartheta_4 + 10 \vartheta_3) = \frac{h l^2}{128} (9,5 \vartheta_4 + 2,5 \vartheta_3); \\ \text{in } 3/8 l: & \eta'_3 = \frac{h l^2}{512} (49,375 \vartheta_4 + 10,625 \vartheta_3); \\ \text{in } l/2: & \eta'_4 = \frac{h l^2}{512} (53,5 \vartheta_4 + 10,7 \vartheta_3) = \frac{h l^2}{48} (5 \vartheta_4 + \vartheta_3). \end{aligned}$$

Auch für dreieckige, symmetrische, waagerechte Stielast (z. B. Erddruck),  
vgl. Abb. 5, gewinnt man einen einfachen Ausdruck

$$EJ_c [a m]_J = \frac{p h^4}{42} (5 \vartheta_2 + 2,7 \vartheta_1) + \frac{p h^3 l}{9} (2 \vartheta_4 + \vartheta_3)$$

und ebenso für die gleichmäßig verteilte, symmetrische, waagerechte Stiel-  
last  $p$ :

$$EJ_c [a m] = \frac{p h^4}{6} \left( \vartheta_2 + \frac{\vartheta_1}{2} \right) + \frac{p h^3 l}{6} (2 \vartheta_4 + \vartheta_3).$$

Mit Hilfe dieser Formeln wurden für die einzelnen Lastfälle die Horizontal-  
schübe und damit die ungünstigsten Momente für die Bemessung be-  
stimmt.

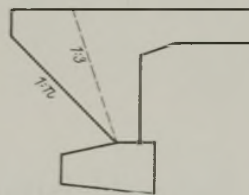


Abb. 6.

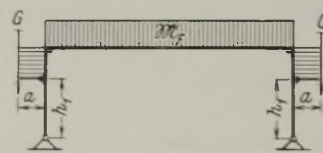


Abb. 7.

Bei den beiden Außenrahmen fanden die gleichen Formeln Anwendung.  
Weil hier aber der Stiel zugleich Flügelwand ist, so wurde angenommen,  
daß gemäß Abb. 6 der Stiel von einer rückwärtigen Leibung, unter der  
Neigung 1 : 3 vom Gelenk aus hochgehend, umrissen wird. Ferner wurde  
der nun überladene Flügel als Kraggewicht eingesetzt, das im Schwer-  
punkte des Flügels angreift. Auf diese Weise entstand für den Einfluß  
des Flügels das Belastungsschema der Abb. 7, d. h. ein aus dem Gewichte  
des Flügels im Abstände  $a$  in der Höhe  $h_1$  angreifendes Moment  $\mathfrak{M}_F$ . Hier-  
für ergibt sich die Verschiebung

$$EJ_c [a m]_F = \mathfrak{M}_F \left\{ \frac{1}{2} (\vartheta_2 - \vartheta_1) \left( h^2 - \frac{h_1^4}{h^2} \right) + \vartheta_1 (h^2 - h_1^2) + \frac{h l}{3} (2 \vartheta_4 + \vartheta_3) \right\}.$$

Die Flügelwände werden nicht nur in lotrechter, sondern auch in  
waagerechter Richtung auf Biegung beansprucht, weil sie ja monolith  
mit den Stirnmauern verbunden sind. Dieser offene Rahmen (Trog) steht  
unter Innendruck, hervorgerufen durch den Erddruck und durch die Ver-  
kehrslast. Die Beanspruchungen aus diesen Belastungen ergeben sich:

a) aus dem Erd-  
druck:

Mit der üblichen  
Bezeichnungsweise ist  
der Erddruck

$$p_x = \gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) x = \gamma x,$$

und mit den Bezeich-  
nungen der Abb. 8 läßt  
sich der Gesamterd-  
druck auf die Flügel-  
wand, deren untere Lei-  
bung der Neigung 1:n  
folgt, bestimmen. Der  
Inhalt des Druckdia-  
gramms beträgt

$$F_x = \frac{1}{2} p_x x,$$

und da  $x = \frac{n}{z-a}$ , so ist

$$F_x = \frac{\gamma}{2n^2} (a-z)^2.$$

Alsdann wirkt in der Ecke das Gesamtmoment

$$\Sigma M = \int_0^z z df = \int_0^z F_x z dz = \frac{\gamma}{2n^2} \int_0^z (a-z)^2 z dz = \frac{\gamma}{2n^2} \left( \frac{a^2 z^2}{2} - \frac{2}{3} a z^3 + \frac{z^4}{4} \right) [\text{tm}].$$

Wie in der Plattentheorie darf auch dieses Moment gleichmäßig über die  
ganze Höhe  $h = \frac{a}{n}$  in der Trogecke verteilt werden, so daß

$$M = \frac{\gamma}{2n} \left( \frac{a^2 z^2}{2} - \frac{2}{3} a z^3 + \frac{z^4}{4} \right) [\text{tm/m}].$$

Verzichtet man auf die genaue Erfassung der trapezförmigen Wand und  
nimmt man diese von dreieckiger Gestalt an, so ist

$$\Sigma M = \frac{\gamma}{n^2} \cdot \frac{a^4}{24} [\text{tm/m}]$$

bzw. auf die ganze Ausdehnung der Ecke verteilt

$$M = \frac{\gamma a^3}{24n} = \frac{\gamma}{24} \cdot h a^2 [\text{tm}].$$

b) aus der Verkehrslast:

Der gleichmäßig verteilte waagerechte Druck aus der Auflast wird

bekanntlich dargestellt durch  $p = \frac{\gamma p_0}{\gamma}$ ,

wo  $\gamma$  = spezifisches Gewicht des Schüttbodens und  
 $p_0$  = Auflast in t/m<sup>2</sup> ist.

In ähnlicher Weise wie unter a) ist dann:

$$F_x = p x,$$

und bei trapezförmiger Wand ist das Gesamtmoment

$$\Sigma M = \frac{\gamma}{n} \cdot \frac{p_0}{\gamma} \int_0^z (a-z) z dz = \frac{\gamma}{n} \cdot \frac{p_0}{\gamma} \left( \frac{a z^2}{2} - \frac{z^3}{3} \right) [\text{tm}].$$

Wiederum auf die ganze Mauer verteilt

$$M = \frac{\gamma p_0}{\gamma} \left( \frac{z^2}{2} - \frac{z^3}{3a} \right) [\text{tm/m}].$$

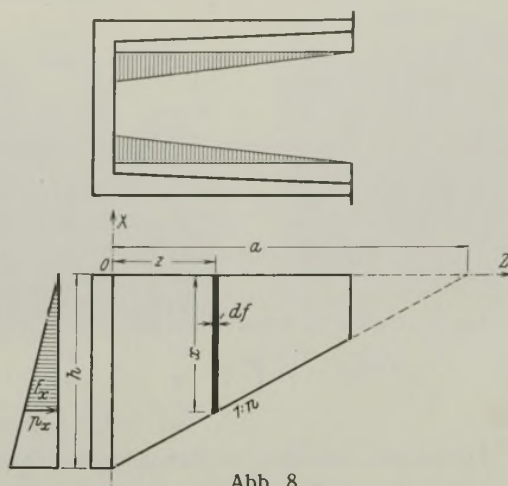


Abb. 8.

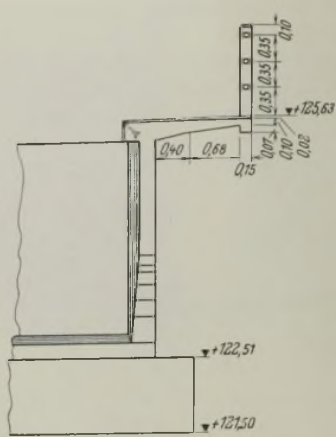


Abb. 9.

Vernachlässigt man die Trapez-  
form und begnügt sich mit der  
Dreieckgestalt, dann ist das Ges-  
amtmoment

$$\Sigma M = \frac{\gamma p_0}{n \gamma} \cdot \frac{a^3}{6} [\text{tm}]$$

bzw. bei der üblichen Verteilung

$$M = \frac{\gamma p_0}{6 \gamma} \cdot a^2 [\text{tm/m}].$$

Noch eine weitere Bean-  
spruchung erfährt die Flügel-  
wand. Der auskragende Geh-  
weg (Abb. 9) ruft Verdrehungs-  
spannungen hervor. Für diese  
drei verschiedenen Momente, die  
sich leicht und klar erfassen lassen,  
wurde die Wand bemessen und  
bewehrt. Die Bewehrung ist in  
Abb. 1 erkennbar.

Bei der Ausführung wurde das nördliche Widerlager viereckig um-  
spundet. Während die 4 m langen Spundwände gerammt wurden, drangen  
sie etwa im ersten Drittel ihrer Länge „normal“ ein, dann aber „zogen“  
sie sehr rasch. Man konnte dieses Eindringen auch in der Umgebung  
sehr gut verspüren. Zu Anfang waren die Bodenschwingungen aus den  
Rammschlägen noch in größeren Entfernungen deutlich spürbar, dann aber  
nahm man kaum noch Schwingungen wahr. Man mußte also eine andere  
Bodenschicht und wahrscheinlich eine weniger tragfähige angeschnitten  
haben. In der Tat stellte sich beim Öffnen der Baugrube in der Tiefe  
Triebsand heraus. Darauf war natürlich eine Gründung der Brücke nicht  
möglich, um so weniger, als der Auftrieb den Boden in der Baugrube  
quellen ließ. Dies ließ auf eine Sandschicht größerer Mächtigkeit schließen.  
Schon beim Rammen der Spundwand ergaben sich noch sehr viele  
Schwierigkeiten, insofern man auf größere Steine und eine große Anzahl  
alter Pfahlstümpfe stieß, ein Zeichen, daß hier eine alte Furt, die auch  
schon mehrfach überbrückt war, bestand. Unter diesen Verhältnissen  
kam jetzt nur mehr eine Pfahlgründung in Frage. Das Rahmensystem  
bzw. die Brückenkonstruktion wurde beibehalten und die Anordnung der  
Pfähle so bestimmt, daß die Stützlinie des Rahmens mit der Resultierenden  
der Pfahldrücke möglichst zusammenfiel, wobei ein Teil des Rahmen-  
schubes dem passiven Erddruck zugemutet werden kann, da die rück-  
wärtige Spundwand, die später nicht gezogen wird und im Wasser steht,  
lastverteilend wirkt. Die Pfähle hatten eine Länge von rd. 8 m, und  
etwa bei 6 m Rammtiefe unterhalb der Fundamentsohle spürte man  
wieder Rammerschütterungen in größerem Umkreise, die Pfähle drangen  
schwerer ein. Man war in tragfähigen Baugrund geraten. Die Tragfähig-  
keit der Pfähle wurde nach der Brixschen Formel bestimmt.

Beim südlichen Widerlager wurde die Baugrube enger umspundet als  
beim nördlichen und nur an den Flügelwänden nach rückwärts abgewinkelt,  
um die untere Leibung der Flügel hochführen zu können. Die vordere  
Spundwand, die unmittelbar im Flusse stand, wurde von vornherein  
4,5 m lang geschlagen. Durch diese beiden Maßnahmen sollte ein  
Aufquellen des Bodens der Baugrube tunlichst vermieden werden, was  
auch gelang.

Die Wasserhaltung selbst und der übrige Brückenbau boten weiter  
keine nennenswerten Schwierigkeiten mehr. Der ausgeschalte Beton zeigte  
die erwartete Festigkeit und dichte Struktur.

Alle Rechte vorbehalten.

## Über die Bodenwiderstände hohl ausgebildeter Lastplatten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Prof. O. Colberg, Hamburg.

Von dem Gedanken ausgehend, daß ein Sohlengewölbe, also ein  
Gewölbe mit Stich nach unten, vermöge seiner Form ein seitliches Aus-  
weichen der Bodenmassen bei zunehmender Belastung und damit zu-  
nehmender waagerechter Teilkraft begünstigen muß, hat Verfasser schon  
auf S. 36 des Kapitels Grundbau, Bd. III des Handbuches für Eisenbetonbau,  
im Jahre 1922 darauf hingewiesen, daß umgekehrt eine Sohlenplatte mit  
einer inneren Hohlwölbung nach oben dem Abfließen des Bodens  
mehr Widerstand entgegensetzen dürfte als eine ebene Platte und daß  
daraus auf eine vermehrte Tragfähigkeit einer so ausgebildeten Gründungs-  
platte zu schließen wäre. Verfasser hatte bereits damals dahin zielende  
Vorschläge gemacht, die offenbar auch schon in der Praxis verwertet  
wurden, da die Sohlenplatten der Tankanlage in Belawan (Niederländisch-  
Indien) nach dem Querschnitt in Abb. 4 der Bautechn. 1933, Heft 12, der-  
artig geformte Sohlenplatten zeigen. Allerdings sind diese Platten im  
Sinne der damaligen Vorschläge des Verfassers außen mit einem breiten  
waagerechten Rande versehen, was nach seiner früheren Ansicht günstig  
wirken sollte, da er von einer Durchführung der Wölbung bis zum senk-  
rechten Rande der Platte eine Art Schneidwirkung an diesem Rande, eine

Keilwirkung annahm. Nach seinem heutigen Dafürhalten wird aber gerade  
die Wirkung des breiten waagerechten Randes geeignet sein, die günstige  
Wirkung der Wölbung mit ihren nach innen weisenden Teilkräften herab-

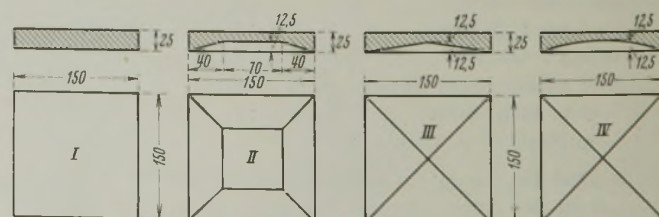


Abb. 1.

zusetzen. Verfasser hat in der Versuchsanstalt der Technischen Staats-  
lehranstalten zu Hamburg einschlägige Versuche durchgeführt, indem er  
die Senkungserscheinungen von besonders geformten Lastplatten in ge-  
schüttetem Sandboden beobachtete. Das Versuchsgefäß zur Aufnahme des



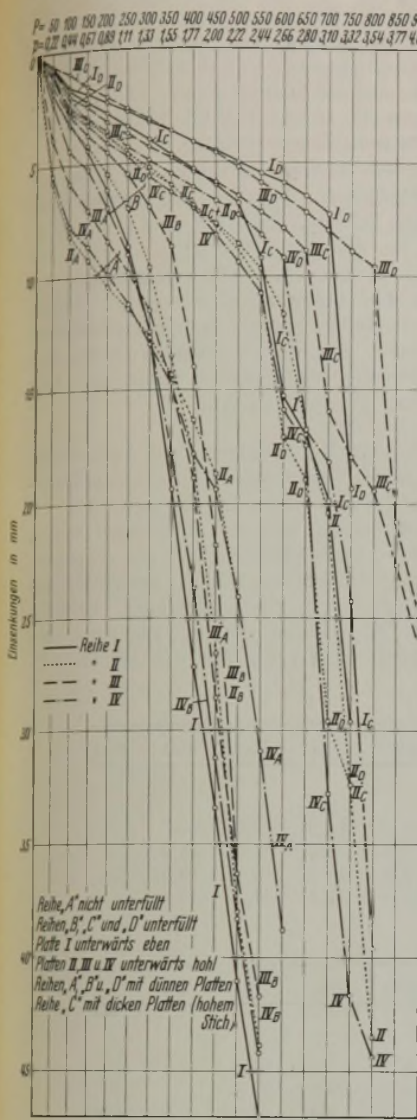


Abb. 2

Sandbodens bestand aus einer Holzkiste von 30 cm Tiefe i. L. und einem geviertförmigen lichten Querschnitt von 35,2 cm Seitenlänge, dem ein Inhalt von 37,2 l entsprach. Als Sand wurde ein durch ein 2-mm-Rundlochsieb gefallener Elbtravesand verwendet. Zur Ausübung der Drücke diente eine 50-t-Universalmaschine von Spies, bei der die Senkungen mittels eines Tasters in doppeltem Maßstabe abgelesen werden konnten. Leider ließ die Maschine eine größere Ausbildung der Kiste nicht zu. Dementsprechend mußten auch kleine Druckplatten Verwendung finden, und zwar vier Eichenholzplatten von der Form und den Abmessungen, wie sie aus Abb. 1 hervorgehen. Während die Platte I somit eben verlief, zeigte die

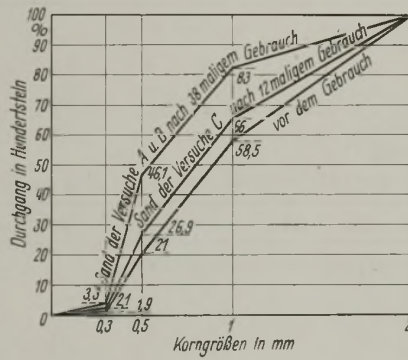


Abb. 4.

dieser rohen, aber für diese Vorversuche genügend erachteten Tastvorrichtung festzustellen war. In dieser Weise wurden zunächst 2 mal 4 gleich 8 Versuche durchgeführt, deren Ergebnisse aus der Kurvenschar A in Abb. 2 ersichtlich sind. Dem Verfasser kamen nun nach diesen ersten acht Versuchen Bedenken, ob nicht das Aufsetzen der Platten II, III und IV ohne Ausfüllung des zwischen Platte und Sandfläche befindlichen Hohlraums ungünstig wirken könne, indem die Plattenränder zu Anfang nach Art einer Schneide stärker eindringen. Infolgedessen wurde bei allen weiteren Versuchen angestrebt, diese Hohlräume auszufüllen. Ein erster Versuch hierzu bestand darin, daß man die Hohlplatte mit der Hohlung nach oben herumwendete, den Hohlraum mit Sand ausfüllte, die Füllung abstrich und auf den Abstrich eine dünne Metallplatte legte. Das Ganze wurde dann wieder herumgewendet, um es nunmehr auf die Sandoberfläche aufzusetzen und die dünne Metallplatte unterwärts herauszuziehen. Hierbei zeigte sich aber, daß mit der Metallplatte größere Mengen von Sandkörnern durch Reibung mitwanderten, so daß ein nur teilweises Füllen erreicht wurde. Daher wurde ein anderes Verfahren eingeschlagen, indem der Hohlraum der nach oben umgekehrten Platten zunächst wie vorher ausgefüllt und abgestrichen, der im Hohlraum verbliebene Sand aber nur innerhalb des auf der Sandoberfläche aufgerissenen Gevierts ausgegossen und mittels eines Lineals ungefähr dem Hohlraum der betreffenden Platte entsprechend verzogen und abgestrichen wurde. Auf die so gebildeten Pyramidenstümpfe bzw. Pyramiden oder Klostergewölbe wurden dann behutsam die zugehörigen Platten aufgelegt, um hierauf mit dem Druckversuch zu beginnen. In dieser Weise wurden weitere 38 Versuche durchgeführt, nämlich je zehn mit den Platten II, III und IV, und dann acht Versuche mit Platte I. Bei dieser Platte waren ja schon aus der Reihe A zwei Versuche erhalten worden, ohne daß eine Unterfüllung bei ihr in

Frage kam. Die Ergebnisse dieser Versuche zeigt die Kurvenschar B. Um nun festzustellen, wie bei anders gestalteten Hohlräumen, besonders bei höherem Stich der Hohlräume, also steilerem Anlauf der Seitenwände der Hohlkörper bei den Formen II, III und IV, sich die Verhältnisse gestalten würden, wiederholte Verfasser in einer Versuchsreihe C die gleichen Versuche, aber nur je dreimal, mit doppelt so dicken Platten nach Abb. 3. Während nun bei den Reihen A und B der jeweilige Stich des Hohlraums 12,5 mm als der Hälfte der Plattendicke von 25 mm betrug, wurde bei der Reihe C mit 50 mm Plattendicke der Stich auf  $\frac{50}{2} = 25$  mm erhöht. Der Arbeitsvorgang blieb unverändert derselbe wie bei B, die Platten II, III und IV wurden in gleicher Weise unterfüllt. Die Kurvenschar C zeigt die Ergebnisse der Versuche mit den dicken Platten, aber mit einer neuen Entnahme von Sand, der vor Beginn der Versuchsreihe die unterste Siebkurve lieferte (s. Abb. 4).

In Abb. 4 sind nun die Siebergebnisse mit den verwendeten Sanden dargestellt, und zwar zeigt die oberste Kurve die Siebergebnisse nach 38 maligem Gebrauch des ersten Sandes für die Versuchsreihen A und B. Leider war unterlassen worden, diesen Sand vor Beginn der Versuchsreihe Siebversuchen zu unterwerfen. In der untersten Kurve sind nun, wie erwähnt, die Siebergebnisse des Sandes für die Versuchsreihe C vor

Platte II unterwärts einen Hohlraum nach oben in Gestalt eines Pyramidenstumpfes, die Platte III eine Hohlpyramide und die Platte IV ein flaches Klostergewölbe (etwa die Gießform eines Malzbonbons). Da der Sand in seiner Körnung bei früheren Versuchen eine überraschende Gleichmäßigkeit gezeigt hatte, wurde von Einzelsiebungen, also Trennung nach kleineren Korngrößen, zunächst abgesehen. Jeder Versuch wurde dreimal wiederholt unter gleichen Bedingungen, d. h. unter Verwendung desselben Sandes, der aber natürlich jedesmal neu umgefüllt wurde. Um aber die unvermeidlichen Zermahlungen der Sandkörner infolge öfterer Wiederverwendung des Sandes in ihren Auswirkungen auf alle vier Platten möglichst gleichmäßig zu verteilen, wurden die Versuche nicht nacheinander mit derselben Platte vorgenommen, sondern jeweils einmal mit den Platten I bis IV nacheinander und dann in derselben Reihenfolge wiederholt. Auf diese Weise konnte eine verschleiende Wirkung der allmählichen Verfeinerung des Sandkorns etwas ausgeglichen werden.

Arbeitsvorgang.

Zum Füllen der Kiste wurde ein 3-mm-Rundlochsieb von gleichen Grundabmessungen wie die der Kiste 8 cm über dieser fest aufgelagert, der Sand über dem Sieb ausgebreitet, durch die Löcher durchgerührt und so eine möglichst gleichmäßige Verteilung angestrebt. Hierauf wurde das Sieb abgehoben und der über die waagrecht eben abgehobelten Kistenränder herausstehende Sand mittels einer Abziehplatte abgezogen. In diesem Zustande wurde die Kiste behutsam angehoben und unter die Druckpresse geschoben. Ein Füllen der Kiste unter dem Druckstempel der Maschine selbst verbot sich infolge der Bauart der Maschine. Bei den ersten beiden Versuchsreihen wurden die Platten nach Anreißen ihrer Mittelachsen auf der Sandoberfläche, die dabei völlig in Ruhe gehalten wurde, abgesetzt und hierauf der Druckkopf herabgelassen. In einzelnen Stufen von je 50 kg Lastzunahme wurde der Druck gesteigert und jedesmal nach Erreichung einer solchen Stufe so lange gewartet, bis die Platte nach Ausweis des Tasters zur Ruhe gekommen war. Die hierzu erforderliche Zeit stellte sich nach übereinstimmenden Beobachtungen immer auf etwa eine Minute, jedenfalls blieben etwaige weitere Veränderungen innerhalb praktisch kaum meßbarer Grenzen, soweit mittels

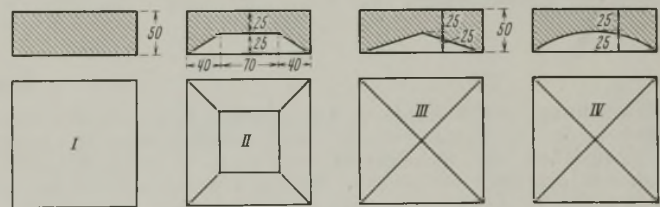


Abb. 3.

deren Inangriffnahme niedergelegt, während die mittlere Kurve die Siebungen nach 12 maligem Gebrauch dieses Sandes darstellt. Wie ersichtlich, hat der Sand eine namhafte Verfeinerung erfahren, hauptsächlich zu Anfang durch Abschleifen der scharfen Kanten der Sandkörner. Diese Abschleifungen dürften sich allmählich in dem Maße vermindern, als die Sandkörner rundlicher werden, doch kann der Beweis hierfür leider nicht mehr erbracht werden. Jedenfalls stammte der Sand zu den Reihen A und B aus derselben Kiste wie der der Reihe C. Da indessen bei einer größeren Sandlieferung in einzelnen Teilmassen recht wohl verschiedene Körnungsverhältnisse auftreten können, so sind Unstimmigkeiten und Verschleierungen der Ergebnisse wohl denkbar, worüber durch eine vierte Versuchsreihe D Aufklärung gebracht werden sollte.

Ein Blick auf die Ergebnisse der Einsenkungen zufolge Abb. 2 zeigt zunächst allgemein, wie nicht anders zu erwarten war, daß die nicht unterfüllten Platten II, III und IV zu Anfang größere Setzungen aufweisen als alle anderen Reihen. Die größeren Setzungen der Reihe A

gegenüber B erklären sich wohl aus der Wahrscheinlichkeit, daß der Hohlraum das schneidenartige Eindringen der Plattenränder begünstigt, während bei den unterfüllten Platten schon diesem ersten Eindringen ein Widerstand geboten wird. Auffallend ist nun, daß trotz dieses anfänglichen ungünstigeren Verhaltens der nicht unterfüllten Platten II und IV bei ihnen die Bruchgrenze des Sandes merklich hinausgeschoben erscheint, daß sie sich daselbst auch schärfer ausdrückt. Demnach stünden dem Nachteil anfänglich größerer Setzungen Vorteile in Gestalt erhöhter Sicherheit hinsichtlich der Bruchgrenze gegenüber, was doch schließlich dem Sicherheitsgrade des Bauwerks zugute kommen würde.

Die Reihe C mit dicken Platten und erhöhtem Stich und mit dem Sande der untersten Kurve durchgeführt, zeigt zunächst erheblich geringere Setzungen als die anderen vorhergehenden Reihen. Besonders hebt sich auch hier wieder die Platte III mit dem Pyramidenstumpf-Hohlraum, wenn man von einer geringfügigen Überschreitung durch die Kurve der Platte I absieht, jedenfalls in ihrer Druckzone bei weitem am günstigsten ab. Angesichts der unterbliebenen Siebung des Sandes vor Inangriffnahme der beiden ersten Reihen A und B mißtraute Verfasser aber dem allgemein so viel günstigeren Verlauf der Reihe C und unterwarf daher nochmals die dünnen Platten mit ihrem nur halb so hohen Stich einer vierten Versuchsreihe unter erneuter Entnahme von Sand aus der Kiste, der in seiner Körnung fast genau der mittleren Kurve entsprach. Die Ergebnisse beider Reihen als Mittelwerte aus je drei Versuchen sind ebenfalls in Abb. 2 niedergelegt. Da die Setzungskurven der Reihen C und D zu Anfang sehr eng zusammen liegen, so mögen, um eine Nachprüfung zu erleichtern, nachstehend die Einzelwerte wiedergegeben werden.

Reihe C mit den 50 mm dicken Platten (hoher Stich).

Druck in kg	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	
Mittelwerte der Einsenkungen in mm																		
Platte I . . .	0,7	1,7	2,3	2,8	3,4	4,0	4,7	5,3	6,0	6,8	9,2	15,3	17,0	19,9	29,6	—	—	
Platte II . . .	0,9	2,6	3,1	3,8	4,6	5,2	6,0	6,9	7,7	8,6	9,7	11,7	16,8	20,4	32,4	43,5	—	
Platte III . . .	0,7	2,0	2,5	3,2	3,7	4,3	4,8	5,4	5,9	6,5	7,2	7,9	8,9	16,0	18,0	19,5	22,7	
Platte IV . . .	1,1	2,7	3,3	4,1	4,7	5,6	6,3	7,0	8,2	9,4	10,8	15,9	17,5	32,8	41,7	44,4	—	

Reihe D mit den 25 mm dicken Platten (niedriger Stich).

Druck in kg	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	
Mittelwerte der Einsenkungen in mm																		
Platte I . . .	0,6	1,6	1,9	2,3	2,7	3,2	3,6	4,1	4,5	5,0	5,5	5,9	6,5	7,3	19,4	—	—	
Platte II . . .	1,0	2,2	3,0	3,8	4,5	5,4	6,0	6,9	7,8	8,9	10,4	17,1	19,0	29,6	32,3	—	—	
Platte III . . .	0,6	1,0	1,6	2,1	2,6	3,1	3,6	4,1	4,6	5,2	5,9	6,5	7,2	8,0	8,9	9,6	20,8	
Platte IV . . .	1,1	2,5	3,0	3,6	4,3	4,9	5,5	6,1	6,7	7,3	8,2	9,2	16,9	18,9	24,3	39,6	—	

Die Zahlen zeigen unter sich eine befriedigende Stetigkeit, die ihren Wert erhöht, die aber natürlich sofort aufhört, sobald einmal der Bodenbruch eingetreten ist.

Aus dem Kurvenbild der Abb. 2 erhellt, daß das Mißtrauen des Verfassers berechtigt war, denn die nach Reihe C gegenüber Reihe B so große Überlegenheit der dicken Platten erwies sich als trügerisch, da die Reihe D mit den dünneren Platten sogar — mit Ausnahme der Platte II — durchweg weit günstigere Setzungsvorgänge aufweist. Sieht man von einer unerheblichen Überschneidung der Kurve der Platte I bei höheren Be-

lastungen ab, so zeigt sich immer wieder die große Überlegenheit der Plattenform III mit ihrer bei weitem alle anderen Platten an Sicherheit überragenden Bruchgrenze. Überraschend ungünstig schneiden die Platten II und IV ab, obwohl man annehmen sollte, daß sie, da sie der Platte III näher liegen als der ebenen Platte I, ähnlich günstige Setzungserscheinungen wie die Platte III zeigen müßten.

Erwähnenswert erscheint noch ein Hinweis auf die Wiederverflachung der Kurven bei den höchsten Belastungen, durch die die Gegenwirkung der Kistenwandungen zum Ausdruck kommt. Auch hier sind Unterschiede zu bemerken, insofern wiederum bei der Platte III die Einwirkung der Kistenwandungen erst am spätesten auftritt, worauf zu schließen wäre, daß diese Platten nach der Tiefe zu sich weniger in der Breite auswirken oder, was dasselbe besagt, die Bodenmassen bei ihnen, wenigstens bei diesem Sand, erst später seitlich zum Abschluß drängen als die Platten, bei denen der Flächenanlauf flacher ist. Auch hierin dürfte eine günstige Wirkung zu erblicken sein.

Die vorstehend geschilderten Versuche erheben nicht Anspruch auf Maßgeblichkeit, da sie noch mit zuviel Einschränkungen bei ihrer Durchführung behaftet sind. Gleichwohl wohnt ihren Ergebnissen sicher ein richtiger Kern inne. Zweck dieser Arbeit soll sein, diejenigen Stellen, die in der Lage sind, die Versuche in einwandfreier Weise mit genauerem Meßgerät, in größeren Abmessungen der Platten und der Sandkisten und in verschiedenen Bodenarten zu wiederholen, hierzu anzuregen. Verfasser hat die Überzeugung, daß sich in der Klärung der hier angeschnittenen Frage gegebenenfalls ein namhafter Gewinn für die Wirtschaft-

lichkeit von Gründungsarbeiten herausarbeiten ließe, weil sich hier die Möglichkeit böte, mit wesentlich kleineren Platten auszukommen, ein Umstand, der auf die Biegemomente solcher Kragplatten sich in höheren Potenzen auswirken würde. Wenn man sich vollends von der irrigen Auffassung freimacht, daß Setzungen bei Baulichkeiten überhaupt zu vermeiden seien, wenn man vielmehr den Standpunkt im Auge behält, daß in erster Linie die Sicherheit gegenüber dem Bruch des Untergrundes maßgeblich sein sollte, so werden die vorstehenden Versuche geeignet sein, neue Richtlinien zu weisen.

## Vermischtes.

**Erwärmung und Abkühlung des Betons.** Beim Bau der Hoover-Talsperre in der „Schwarzen Schlucht“ des Colorado-Flusses ist ein Betonklotz herzustellen, der an seiner dicksten Stelle — in der Achsrichtung der Schlucht gemessen — 198,25 m dick ist und sich auf 222,35 m über seine Grundfläche erhebt<sup>1)</sup>. Er hat einen Inhalt von 2,6 Mill. m<sup>3</sup>. Bei einem solchen Betonkörper spielen die durch Temperaturschwankungen hervorgerufenen Spannungen und Bewegungen eine wichtige Rolle, und zwar ist die Verkleinerung des Rauminhalts bei Abkühlung von größerer Bedeutung als die Ausdehnung bei Erwärmung. Der im letztgenannten Falle auftretenden Druckbeanspruchung kann man beim Entwurf des Bauwerks leichter Rechnung tragen als der Zugbeanspruchung bei Abkühlung, und zudem ist die Druckfestigkeit des Betons weit größer als seine Zugfestigkeit. Da eine Talsperre wasserdicht sein muß, können die Risse, die infolge der Verkürzung der Abmessungen bei Abkühlung auftreten, mindestens Bedenken erregen, wenn sie nicht sogar den Bestand des Bauwerks bedrohen oder es verhindern, dessen Zweck, das Aufspeichern von Wasser, zu erfüllen. Nun hat aber der Zement bekanntlich die Eigenschaft, beim Abbinden und Erhärten Wärme zu entwickeln, die dann, wenn die chemischen Vorgänge zur Ruhe gekommen sind, wieder an die Umgebung abgegeben wird, eine Erscheinung, der man erst neuerdings eingehendere Beachtung geschenkt hat. Die Erwärmung und die mit ihr Hand in Hand gehende Ausdehnung kann dabei kaum Schaden anrichten, schon deshalb, weil zu der Zeit, wo die Erwärmung auftritt,

der Beton noch formbar ist; aber die Abkühlung geht nur langsam vor sich und dauert bis in eine Zeit, wo der Beton den Wärmebewegungen nicht mehr folgen kann, aber noch keine solche Zugfestigkeit angenommen hat, daß er den bei der Abkühlung auftretenden Zugspannungen widerstehen kann. Um der dabei zu befürchtenden Rissebildung vorzubeugen, muß man zunächst dafür sorgen, daß die Erwärmung des Betons nach dem Einbringen möglichst niedrig gehalten wird. Diese Forderung ist von besonderer Bedeutung bei einem Betonklotz wie die Hoover-Talsperre, bei der der Rauminhalt, also der maßgebende Umstand für die Erwärmung groß, die für die Abkühlung maßgebende Oberfläche aber verhältnismäßig klein ist. Diese Forderung hat das „Bureau of Reclamation“, das Amt für die Nutzbarmachung der Naturkräfte, das den Bau der Hoover-Talsperre leitet, richtig erkannt, und es hat, wie Eng. News-Rec. 1933 vom 21. Dezember berichtet, zunächst umfassende Versuche mit verschiedenen Sorten Zement angestellt, um die Sorte zu ermitteln, die, natürlich bei Erreichung hoher Festigkeit, zur geringsten Wärmeentwicklung führt. Die Versuche hatten das Ergebnis, daß es am vorteilhaftesten ist, eine Mischung von vier Sonderzementen zu verwenden, die sich durch einen hohen Gehalt an Dikalziumsilikat und einen niedrigen Gehalt an Trikalziumsilikat und an Trikalziumaluminat auszeichnen. Bei Verwendung dieser Mischung ist die Wärmeentwicklung ungefähr um ein Drittel niedriger als bei der Verwendung von gewöhnlichem Zement. Natürlich durfte bei der Entscheidung über die Art des zu verwendenden Zements nicht außer acht gelassen werden, daß der mit ihm hergestellte Beton auch sonst den Anforderungen genügt, die man an einen Beton stellen muß. Die Ver-

<sup>1)</sup> S. Bautechn. 1932, Heft 21, S. 273.

suche ergaben, daß der mit den vier Sonderzementen hergestellte Beton sich auch bei niedrigem Wassergehalt leicht verarbeiten läßt, was man auf die feine Mahlung der Zemente zurückführt, daß er infolge der Mischung der vier Zemente sehr gleichmäßig wird, daß er endlich zwar langsamer erhärtet, aber eine größere Endfestigkeit erreicht, als man bei Verwendung von einer Sorte der üblichen Zemente erwarten darf.

Mit der Auswahl des die geringste Erwärmung herbeiführenden Zements war aber noch nicht alles geschehen, um die Erwärmung des Betons unschädlich zu machen. Hätte man die Sperrmauer so hergestellt, wie es bei kleineren Bauwerken möglich und üblich ist, indem man nämlich den Beton über der ganzen Grundfläche gleichzeitig hochführt, so wären bei der Größe des Betonklotzes der Hoover-Talsperre verderbliche innere Spannungen entstanden. Obgleich also das Ziel war und sein mußte, ein einheitliches Bauwerk zu errichten, mußte man doch den Betonklotz in einzelne Teile aufteilen. Beim Einbringen des Betons wird daher so vorgegangen, daß einzelne Pfeiler über einer Grundfläche von  $18,3 \times 16,8$  m bis  $9,1 \times 7,7$  m in versetzten Reihen hergestellt werden und daß später erst die Lücken zwischen den Pfeilern ausgefüllt werden. Die ersten Pfeiler werden mit Gleitschalungen mit je 1,5 m Hub hergestellt. Beim Ausfüllen der Lücken brauchen nur noch die freien Seiten eingeschalt zu werden. Die Herstellung eines Schusses von 1,5 m Höhe eines der kleineren Pfeiler dauert etwa eine und eine halbe Stunde. Der nächste Schuß darf erst nach  $3 \times 24$  Stunden aufgebracht werden; vorher wird die Oberfläche mit Druckluft und Wasser abgespült.

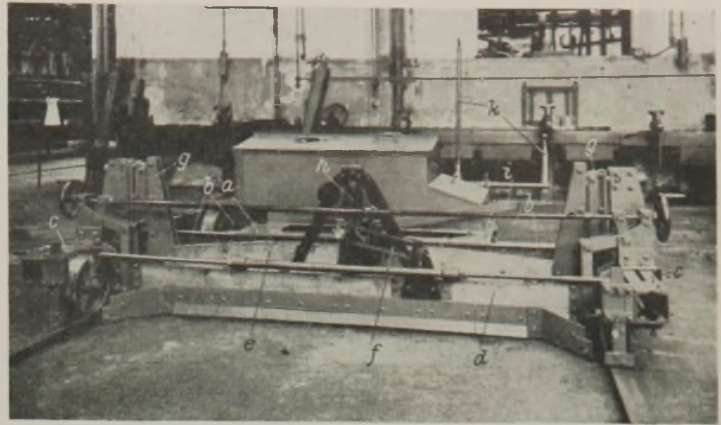
Aber auch mit Auflösung der Staumauer in einzelne Blöcke oder Pfeiler ist noch nicht alles getan, um der Erwärmung entgegenzuwirken. Der Beton wird auch noch künstlich gekühlt. In einem quer durch die Mitte der Sperrmauer verlaufenden Schlitz von 2,5 m Breite liegen Rohre von 36 cm Durchm. zur Zuführung von Kühlwasser; diese Rohre werden in dem Maße hochgeführt, wie der Bau der Sperrmauer vorwärtsschreitet. Von den Hauptrohren zweigen Verteilungsrohre von 15 cm Durchm. ab, die ebenso wie die Hauptrohre zur Vermeidung einer Erwärmung des Kühlwassers mit Kork umkleidet sind. Diese Verteilungsrohre speisen in den Beton eingebettete Rohre von 2,5 cm Durchm., denen die Aufgabe zufällt, den Beton zu kühlen. Die Entfernung der Verteilungsrohre schwankt mit der nach oben zunehmenden Breite und abnehmenden Dicke zwischen 7,6 m und 3 m. Die Kühlrohre durchdringen den Beton in zu den Verteilungsrohren zurückkehrenden Schleifen in 1,5 m senkrechtem und 1,75 m waagrechtem Abstände. Die einzelnen Schleifen haben eine Länge von 183 m bis 354 m.

Die Kühlung des Betons geht in zwei Stufen vor sich; zunächst wird Wasser verwendet, das in einem Kühlturm auf etwa  $18^\circ$  abgekühlt worden ist, und dann Wasser, das in einer Ammoniakanlage auf eine Temperatur von 4 bis  $5^\circ$  gebracht ist. In dem jeweils obersten Teile der Sperrmauer von etwa 11 bis 15 m Höhe läßt man die einzelnen Betonblöcke lediglich durch Ausstrahlung kühlen; in der nächsten, etwa 15 m hohen Schicht wird mit dem Wasser von  $18^\circ$  gekühlt, und in einer darunterliegenden, ebenso hohen Schicht wird die Abkühlung durch Verwendung des tiefgekühlten Wassers beschleunigt. Man nimmt an, daß nach einer zwölf Wochen anhaltenden Einwirkung des Kühlwassers der Beton die mittlere Jahreslufttemperatur jener Gegend, etwa  $21^\circ$ , angenommen hat. Auf der Luftseite der Mauer wird das Kühlen dann eingestellt, während es auf der Wasserseite, der niedrigeren Durchschnittswärme des Wassers entsprechend, noch fortgesetzt wird. Ist auf diese Art der Dauerzustand in bezug auf die Wärmeverhältnisse herbeigeführt, so werden die offen gelassenen Fugen und die sich etwa zeigenden Risse vergossen.

Die Ammoniak-Kühlanlage ist für eine Leistung von 825 t „Kühlung“ bemessen; unter dieser Einheit versteht man nach amerikanischem Gebrauch eine Leistung, die in 24 Stunden  $1 \text{ m}^3$  Eis schmelzen kann. Der Kühlturm erhebt sich über einer Grundfläche von  $45,75 \times 4,9$  m auf 13 m Höhe. In ihm sollen bei einer Windgeschwindigkeit von  $8 \text{ km/h}$   $22,7 \text{ m}^3/\text{min}$  Wasser von  $31^\circ$  auf  $27^\circ$  bei  $24^\circ$  Taupunkt gekühlt werden. Die große Trockenheit der Luft in jener Gegend und der scharfe Zug in der Schlucht fördern die Abkühlung, so daß befriedigende Ergebnisse erzielt werden. Die Verdunstung im Kühlturm liefert bis 900 t der oben erläuterten Einheit der Abkühlung.

Das Kühlwasser wird, nachdem es seine Arbeit geleistet hat, in den Kühlturm zurückgeführt. Hätte man es ausfließen lassen, statt es wieder zu verwenden, so hätte man den nötigen Wasserbedarf aus dem Fluß decken und hätte in Kauf nehmen müssen, daß dieses Wasser Sink- und Schwebestoffe mit sich führt. Da man aber mit Umlauf arbeitet, braucht man nur den geringen Wasserverlust, der beim Kühlen entsteht, zu ersetzen. Hierzu genügt die geringe Wassermenge, die zwischen den Baustelle einschließenden Dämmen durchsickert. Dieses Wasser hat den Vorzug, frei von Beimengungen zu sein. Außerdem ist im Kühlturm ein Absz Becken eingebaut. Bei vollem Betrieb laufen durch den Kühlturm etwa  $11,3 \text{ m}^3/\text{min}$  zurückkehrendes Kühlwasser und ebensoviel Kühlwasser aus der Ammoniakanlage. Elektrisch angetriebene Pumpen drücken das Wasser durch das Rohrnetz der Kühlleitungen. Wkk.

**Fertiger für Radfahrwege aus Beton.** An diesem Fertiger (s. Abb.), der für eine Wegbreite zwischen 1,5 und 2,5 m verstellbar ist und von der Dingslerschen Maschinenfabrik AG, Zweibrücken, gebaut wird, ruht der Antriebmotor (Deutz) von 6 PS Leistung mit dem angeflanschten Getriebe auf einem starren Rahmen (a), an dem auf jeder Seite zwei C-Träger (b) mit nach vorn ausladenden Längsträgern (c) angeschraubt sind. Zum Verändern der Arbeitsbreite werden die Verschraubungen gelöst und die C-Träger (b) mit Bohrungen von je 100 mm Entfernung ausgezogen oder zurückgeschoben. Von den vier auf Schienen fahrenden Laufrädern werden



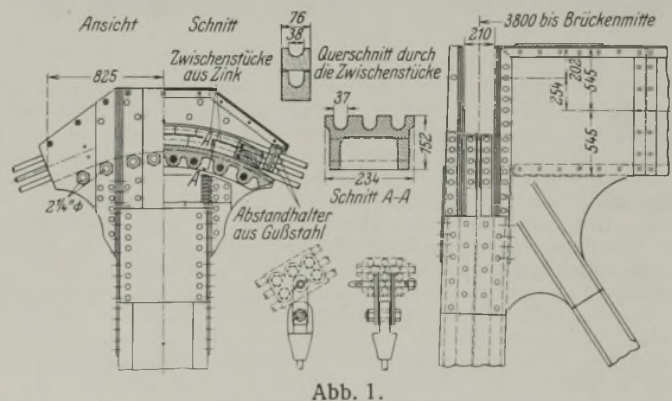
a lester Rahmen. b ausziehbare Träger. c Längsträger. d Auftragbohle. e Stampfbohle. f h Pleuelstangen. g Halter zur Stampfbohle. i Hebel zur Hubbegrenzung der Stampfbohle. k Schalthebel für das Fahrwerk und den Antrieb der Auftrag- und Stampfbohle.

Fertiger für Radfahrwege (auf die größte Arbeitsbreite von 2,5 m ausgezogen).

nur die hinteren angetrieben; die vorderen laufen lose mit. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt vorwärts  $2,25 \text{ m/min}$  und rückwärts  $5,65 \text{ m/min}$ . Die Arbeitseinrichtung, mit der man in beiden Fahrrichtungen arbeiten kann, besteht aus der Auftragbohle (d) zum gleichmäßigen Verteilen und aus der Hauptbohle (e) zum Feststampfen des Betons. Die Auftragbohle, deren Höhenlage durch eine durchgehende Welle mit Handrädern verstellbar ist und die an senkrechten Laschen und Kniehebeln hängt, führt infolge des Antriebs durch eine Kurbel mit der Pleuelstange (f) eine waagrecht hin- und hergehende Bewegung aus, während die Stampfbohle durch die Halter (g) an Rollen geführt ist und sich durch eine Kurbel, deren zugehörige Pleuelstange (h) an einem Bügel an der Stampfbohle angreift, senkrecht auf- und niederbewegt. Mit dem Hebel (i) läßt sich der Hub begrenzen. Beide Bohlen, die beim Verstellen der Arbeitsbreite des Gerätes gegen andere ausgewechselt werden müssen, führen 330 Bewegungen/min aus. Zum Schalten des Fahrwerks und des Antriebs der Bohlen dienen die Hebel (k). Die Spindeln zum Verstellen der Höhenlage der Auftragbohle und die vordere Verbindungsstange sind ausziehbar.

Eine Vorrichtung zum Glätten der gestampften Oberfläche ist nicht vorhanden, da die Oberfläche der Radfahrwege die durch die Arbeit der Stampfbohle erzeugte natürliche, rauhe Riffelung behalten soll. Da der Fertiger leicht auf einem Lastwagen verladen werden kann, ist ein besonderes Fahrgestell für den Transport nach einer anderen Stelle überflüssig. R.

**Die San Rafael-Brücke in San Domingo.** In Eng. News-Rec. 1934, Bd. 112, Nr 8 vom 22. Februar, S. 249, wird über die Herstellung einer Hängebrücke über den Yaque del Norte-Fluß berichtet, die mit der Brücke über den Higuamo zu den bedeutendsten Bauwerken eines neuen Verkehrsstraßennetzes der englischen Kolonie Westindien gehört. Die neue San Rafael-Brücke liegt etwa 120 km östlich der aus der englischen Kolonialgeschichte bekannten Christophe-Zitadelle im Zuge einer Landstraße von etwa 5,5 m Fahrbahnbreite. Sie hat 137,2 m Stützweite und ist bemerkenswert durch die Ausbildung der Fahrbahn, der Tragkabel und deren Auflagerung auf den Türmen.



In Anbetracht des Baugrundes, der weder festen Fels noch besondere tragfähige Schichten aufwies, wurde eine Gründung auf Holzpfeilern für die Eisenbetonpfeiler und für die Endverankerungen der Tragkabel erforderlich. Jede dieser Verankerungen ist eine für sich angeordnete, mit der üblichen Sicherheit bemessene Einheit zur Aufnahme des waagerechten Schubes der Kabel. Eine zusätzliche Sicherheit ist dadurch erreicht, daß die Ankerkasten mit Koffern zur Aufnahme von Sandfüllungen ausgerüstet sind (Abb. 3).

Die Lage der Brücke in bezug auf die Anlieferung der Baustoffe erlaubte nur Montagestücke, die nicht länger als 6,5 m und nicht schwerer als 3 t sein durften. Hieraus ergab sich eine große Anzahl von Stößen

in den Turmpfosten sowie die Anordnung von zweiteiligen Ankerstangen für die Kabelenden, die auf der Baustelle verbolzt werden mußten. Ebenso mußten auch für die Versteifungsträger entsprechend kurze Montagestücke beim Entwurf vorgesehen werden. Die Türme, deren neuartige Ausbildung an den Tragsätteln aus Abb. 1 und deren Gesamtform aus Abb. 2 ersichtlich ist, sind 17,60 m hoch.

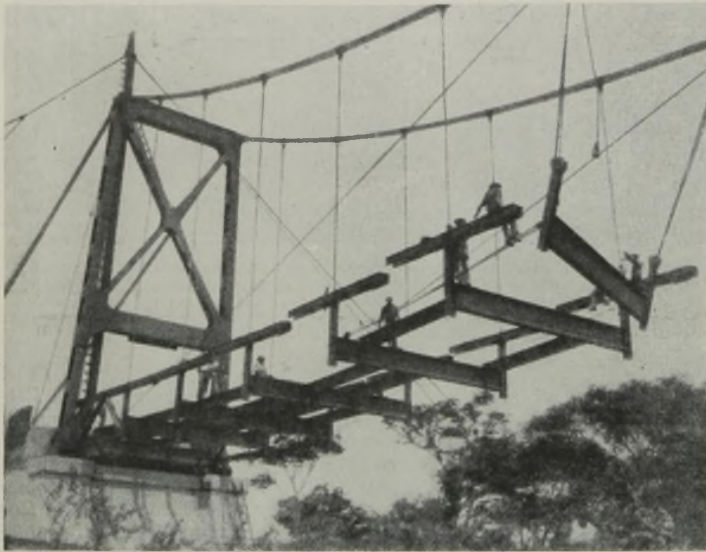


Abb. 2.

Jeder Pfosten der Stahltürme ist auf dem Eisenbetonpfeiler mittels sechs Stück 57 mm dicker Bolzen verankert. Bemerkenswert ist die konstruktive Einfügung der Kabelsättel mit ihrem theoretischen Auflagerpunkte in den Achsenschnittpunkt des Pfostens mit dem anliegenden Schrägstab, wie aus Abb. 1 ersichtlich ist. Die sonst übliche verzierte Turmspitze ist durch eine schlichte konstruktive Haube ersetzt.

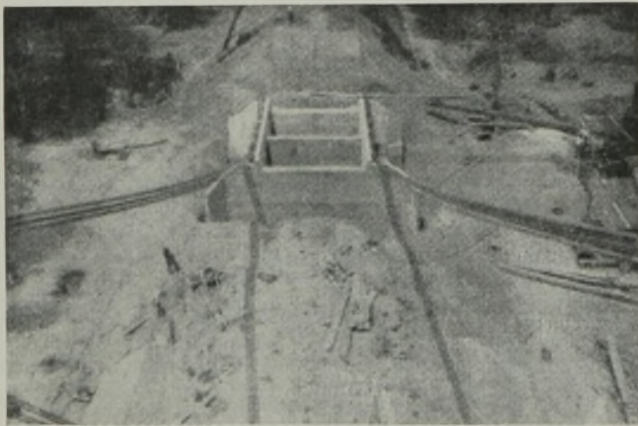


Abb. 3.

Die Kabelsättel, die zur Aufnahme von neun Stück parallelen Litzen von je 44,5 mm Durchm. dienen, übertragen den Auflagerdruck auf die Pfosten durch acht waagerechte Bolzen von je 57 mm Durchm. Die Kabellitzen liegen in drei Lagen zu je drei Stück im Abstände von 76 mm. Die untersten drei Litzen ruhen in einem mit drei Rinnen ausgerüsteten Stahlgußstück auf den Türmen mit einem Krümmungshalbmesser von 1,42 m. Über dem unteren stählernen Gußstück wird die zweite und dritte Kabellage durch eingefügte Zwischenstücke aus Zink im Abstände von der ersten gehalten. Entsprechend den einzeln angeordneten, für die Besichtigung und den Anstrich leicht zugänglichen Kabellitzen wurde eine besondere Ausbildung der Befestigung der Hängeseile erforderlich, die aus Abb. 1 ersichtlich ist. Die Hängeseile haben einen Durchmesser von 28,5 mm. Die Höhe des als Fachwerkträger ausgebildeten Versteifungsträgers beträgt  $\frac{1}{75}$  der Stützweite, die in 30 Felder aufgeteilt ist. Als Fahrbahn sind profilierte Stahlbohlen verwendet, die mit Asphaltplatten überdeckt sind. Diese Stahlbohlen liegen quer zur Fahrtrichtung auf den Längsträgern.

Zs.

### Patentschau.

**Bockgerüst für Notverschlüsse.** (Kl. 84a, Nr. 578 392 vom 7. 7. 1926 von Karl Schön in Würzburg.) Die am Boden der Baugrube angebrachte Verankerung des Bockgerüsts besteht aus C-Eisen *a* und einem Rahmen aus Winkeleisen *b*. Zwischen den Eisen *a* sind gebogene C-Eisen *c* angeordnet, so daß eine muldenartige, durch einen Bolzen *e* überbrückte Einbuchtung *d* entsteht. Die Bockgerüste bestehen je aus einem Ständer *f* und einer Strebe *g*, die an ihrem unteren Ende mit je einem Haken *h*

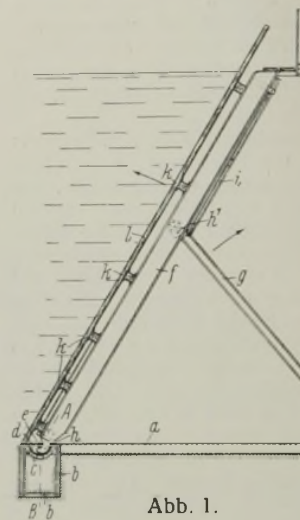


Abb. 1.

ausgestattet sind, der hinter den Bolzen *e* greift, also in eine Öse einhakt. Die Streben *g* greifen in Haken *h*<sub>1</sub> der Ständer *f* ein, so daß ein Gerüstdreieck entsteht. Die Streben werden in ihrer Stützstellung durch an den Stangen *g* angelegte Stangen *i* gesichert. Die Pfosten *f* sind durch Querbalken *k* verbunden, auf denen die Nadeln *l* aufliegen. Die Pfosten und Streben werden bei mit Wasser gefüllter Baugrube derart eingesetzt, daß mit einer mit einem Suchhaken *n*

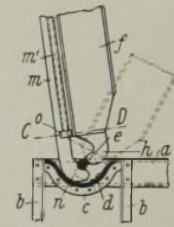


Abb. 2.

versehene Leitschiene *m*, aus Holz mit Blech beschlagen, die Verankerung gesucht und der Haken *n* mit dem Bolzen *e* in Eingriff gebracht wird. Hierauf wird der Ständer *f*, der einen den Führungsansatz *m*<sub>1</sub> der Schiene umfassenden Greifer *o* trägt, in die Baugrube abgesenkt, wobei der Haken *h* des Pfostens in die andere, durch den Haken *n* freigelassene Hälfte der Mulde *d* trifft. Nach Freigabe durch den Führungsansatz *m* wird sodann der Ständer *f* in der Pfeilrichtung geschwenkt, derart, daß der Haken *h* hinter den Bolzen *e* greift, wobei er gegen den Haken *n* der Schiene *m* trifft und diese anhebt. Die Streben *g* werden in der gleichen Weise eingeführt.

### Personalmeldungen.

**Deutsches Reich.** Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: zum Reichsbahnoberrat die Reichsbahnrate Paul Lehmann, Vorstand des Betriebsamts Dortmund 3, Schütte, Dezentert der RBD Osten in Frankfurt (Oder).

Versetzt: Direktor bei der Reichsbahn Liebetrau, Abteilungsleiter der RBD Osten in Frankfurt (Oder), nach Kassel als Leiter zur neu errichteten Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn; die Reichsbahnoberräte Nippe in Frankfurt (Oder) als Dezentert zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn nach Kassel, Düring, Vorstand des Betriebsamts Magdeburg 1, als Dezentert zur RBD Trier, Friedrich Schmidt, Vorstand des Betriebsamts Hersfeld, als Dezentert zur RBD Oppeln, Harre, Vorstand des Betriebsamts Glogau 1, als Dezentert zur RBD Osten in Frankfurt (Oder), Brückmann, Dezentert der RBD Trier, als Dezentert zur RBD Münster (Westf.), Dr.-Ing. Heineck, Dezentert der RBD Kassel, als Dezentert zur RBD Essen, Heinemann, Vorstand des Betriebsamts Duisburg 2, als Dezentert zur RBD Trier, Staudinger, Vorstand des Betriebsamts Regensburg, als Dezentert zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn nach Nürnberg, Zangl, bisher bei der RBD Nürnberg, zum RZA in München, und Achenbach, Dezentert der RBD Oldenburg, als Dezentert zur RBD Kassel; die Reichsbahnrate Mengewein, bisher beim Betriebsamt Koblenz 1, als Vorstand zum Betriebsamt Darmstadt 2, Hager, bisher bei der RBD Frankfurt (Main), als Vorstand zum Betriebsamt Regensburg, Hutloff, bisher bei der RBD Altona, als Vorstand zum Betriebsamt Magdeburg 1, Classens, bisher beim Betriebsamt Aachen, zur RBD Köln, Brand, bisher bei der RBD Köln, als Vorstand zum Betriebsamt Duisburg 2, Dr.-Ing. Heinrich Meyer, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Hersfeld, Walter Rohde, bisher bei der Oberbetriebsleitung Süd in Würzburg, als Vorstand zum Betriebsamt Essen 1, Karl Fröhlich, bisher bei der RBD Dresden, als Dezentert zur RBD München, Haslauer, bisher bei der RBD Nürnberg, zur Oberbetriebsleitung Süd in Würzburg, Rochlitz, Vorstand des Neubauamts Freiburg (Br.) 1, als Vorstand zum Betriebsamt Basel, Schwingel, Vorstand des Neubauamts Oberhausen, zur RBD Breslau, Heß, bisher bei der RBD Breslau, zur RBD Nürnberg; die Reichsbahnbaumeister Kukielka, bisher bei der RBD Stettin, zur Obersten Betriebsleitung Ost in Berlin, Ziegler, bisher beim Betriebsamt Kassel 2, zur RBD Halle (Saale), Krämer, bisher bei der RBD Halle (Saale), Stöber, bisher bei der RBD Mainz, und Christian Schmid, bisher bei der RBD Breslau, zur RBD Berlin.

Übertragen: die Geschäfte eines Abteilungsleiters den Reichsbahnoberräten Schloe, Dezentert der RBD Osten in Frankfurt (Oder), und Renz, Dezentert der RBD Stuttgart, sowie dem Reichsbahnrat Karl Krauß, bisher beim RZB in Berlin, die Stellung als Vorstand des Betriebsamts Berlin 10.

Überwiesen: Reichsbahnrat Zabel, bisher bei der Oberbetriebsleitung Ost in Berlin, zur RBD Berlin.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Fuchslocher, Vorstand des Betriebsamts Heilbronn.

**INHALT:** Neues Ausbaurverfahren für Tunnel. — Über Sandprellböcke. — Eisenbeton-Rahmenbrücke über die Sawitz. — Über die Bodenwiderstände hohl ausgebildeter Lastplatten. — Vermischtes: Erwärmung und Abkühlung des Betons. — Fertiger für Radfahrwege aus Beton. — San Rafael-Brücke in San Domingo. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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