

DIE BAUTECHNIK

Alle Rechte vorbehalten.

Setzungen durch Grundwasserabsenkung.¹⁾

Von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler und Dipl.-Ing. H. Leussink, Freiberg/Sa.

Vielfach zeigen sich Setzungen und Risse an Bauwerken bei Grundwasserabsenkung. In den Erörterungen darüber wird noch häufig die Meinung vertreten, daß das zu den Absenkungsbrunnen strömende Wasser die feinsten Körner des Erdstoffes mit sich risse und dadurch Hohlräume entstünden. Es läßt sich beweisen, daß dieser Vorgang — wenn überhaupt — nur auf einen Umkreis von wenigen Metern um den Brunnen herum wirkt. Jedenfalls kann er nicht die Ursache von Setzungen in der

b) Drücke.
Das Grundwasser des Grundwasserleiters habe zunächst seinen Spiegel in der Lage Gr.-W.1 (Abb. 1). Im Korngerüst der Schicht A herrschen dann die in Abb. 1a gezeichneten Drücke γt infolge des Eigengewichts: Linie G—2. Die im Grundwasser liegenden Teile erfahren aber einen Auftrieb von der Größe des verdrängten Wassers, also von $\omega' = \omega(1-n)$. Die Wirkung des Auftriebes macht sich an dem Kurvenknick in Höhe des Grundwasserspiegels bemerkbar: Linie K—1. Im Liegenden der Schicht A herrscht ein Korngerüstdruck, der sich aus dem Gewicht der darüberliegenden Festmasse γt abzüglich des Auftriebes der unter Wasser liegenden Teile $\omega' h_1$ ergibt: $p_{\text{korn}1} = \gamma t - \omega' h_1 =$ Strecke 0—1. Im Wasser herrscht eine Belastung $p_{\text{wass}1} = \omega h_1 =$ Strecke 1—2—3.

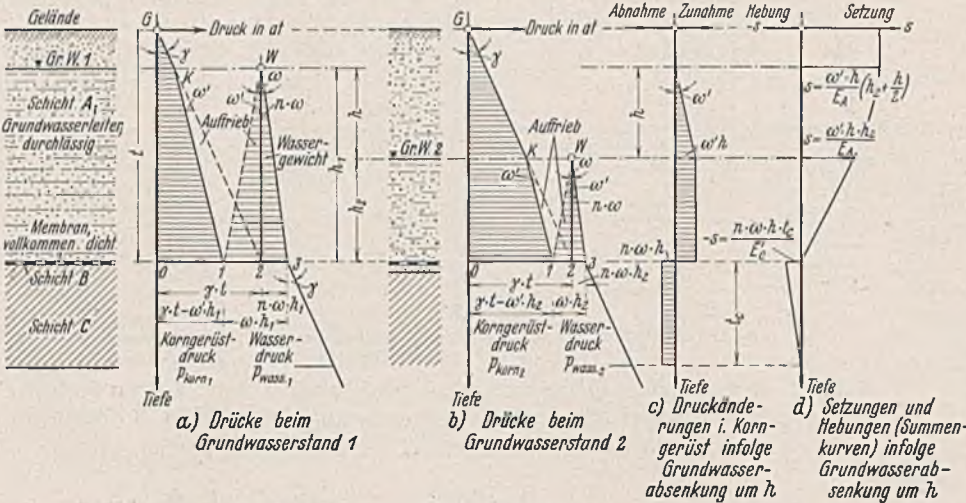


Abb. 1. Wirkung einer Grundwasserabsenkung in einer durchlässigen Schicht A über einer vollkommen undurchlässigen Schicht B (Membran).

E_A = Steifezahl der Schicht A bei Zusammendrückung.
 E_C = Steifezahl der Schicht C beim Schwellen.

Größenordnung von Dezimetern und von Setzungen in beträchtlicher Entfernung von den Absenkungsanlagen sein. Auf ihn braucht daher nicht näher eingegangen zu werden.

Setzungen von Bauwerken treten allgemein immer dann ein, wenn weiche Schichten unter den Bauwerken belastet werden und sich zusammendrücken. Solche Belastung kann auch aus der Veränderung des Grundwasserstandes herrühren; diese bedeutet für die aus dem Wasser auftauchenden Teile immer den Wegfall des Auftriebes, also eine Gewichtszunahme. Außerdem können dabei noch Kräfte infolge von Strömungsvorgängen auftreten. Wir betrachten folgende Fälle:

A. Die wasserstauende Schicht B als undurchlässige Membran.

1. Freies Grundwasser über ihr.

a) Schichtung.

Schichtenfolge wie in Abb. 1 gezeichnet. Die durchlässige Schicht A besitzt in trockenem Zustande das Raumgewicht $\gamma = \gamma_k(1-n)$, wobei γ_k = spez. Gewicht der Festmasse, n = Porenvolumen des Erdstoffes. Sie ist Grundwasserleiter, d. h. sie enthält das Grundwasser; dieses kann in ihren Poren fließen. Sämtliche Hohlräume sind mit Wasser (spez. Gewicht des Wassers $\omega = 1$) gefüllt.

Schicht A ruht auf der Schicht B. Diese ist der Grundwasserstauer; sie trägt das Grundwasser und begrenzt es nach unten. Damit ihre Wirkung für unsere Betrachtungen vollkommen klar wird, denke man sich zunächst die Schicht B als eine dünne, aber vollkommen undurchlässige Membran (etwa aus Gummi). Unter ihr liege eine Sandschicht C, die kein Wasser enthält. Wichtig ist bei dieser Annahme, daß die Membran B alle Lasten von oben, also Korngerüst- und Wasserdruck aufnimmt und auf die darunterliegende trockene Sandschicht C überträgt.

Daß die Schicht B in Wirklichkeit stets eine gewisse, wenn auch sehr geringe Durchlässigkeit besitzt, bleibt zunächst belanglos; darauf wird unter Abschnitt B noch eingegangen.

¹⁾ Dieser Gegenstand wird auch behandelt in einem Kapitel des binnen kurzem erscheinenden Werkes: Kögler-Scheidig, Baugrund und Bauwerk. Berlin 1938, Wilhelm Ernst & Sohn. Die Schriftleitung.

c) Druckänderungen infolge der Grundwasserabsenkung.

Eine Grundwasserabsenkung um das Maß h (neuer Grundwasserspiegel Gr.-W. 2 in Abb. 1b) bewirkt, daß das Korngerüst der Schicht A im Bereiche von h trockenfällt und seinen Auftrieb verliert, also schwerer wird und dementsprechend mehr auf das unter ihm liegende Korngerüst drückt. Die neue Druckverteilung ist in Abb. 1b gezeichnet. Im Liegenden von A herrscht jetzt der Druck im Korngerüst:

$$p_{\text{korn}2} = \gamma t - \omega' h_2.$$

Dies bedeutet gegen Gr.-W.1 eine Zunahme um $\omega' h$. Der Wasserdruck im Liegenden von A ist jetzt $p_{\text{wass}2} = \omega h_2$. Dies bedeutet eine Abnahme um ωh . Diese Abnahme gleicht aber innerhalb der Schicht A nicht etwa die Zunahme des Korngerüstdruckes aus: Das Korngerüst der Schicht A trägt die Belastungszunahme im Korngerüst für sich allein. Die Belastungsabnahme im Wasser dagegen ist nur in diesem spürbar und wirkt sich nicht auf das Korngerüst A aus.

Auf die Schicht B (Membran) dagegen haben beide Veränderungen Einfluß: das Korngerüst der Schicht A und das Wasser der Schicht A. In der Schicht B (Membran) vermindert sich also der Gesamtdruck um $\omega n h$, das ist das Gewicht des durch die Grundwasserabsenkung weggenommenen Wassers. Das Gleiche gilt für die Schicht C.

Die Druckänderungen in den Schichten A und C sind in Abb. 1c aufgezeichnet. Es ergibt sich für das Korngerüst der Schicht A eine Druckzunahme, für das Korngerüst von Schicht C eine Druckabnahme.

Diese leicht einzusehende Tatsache ist in der Literatur schon mehrfach, auch mit den sich daraus ergebenden Folgerungen, aufgeführt. Sie ist hier nur deshalb noch einmal ausführlich gebracht, weil man, wie bereits gesagt, auf diesem Gebiete immer wieder unrichtigen Auffassungen und Darlegungen begegnet und weil die Darlegung in Abb. 1 das Verständnis des Folgenden erleichtert.

d) Setzungen infolge der Grundwasserabsenkung.

Die in Abb. 1c gezeichneten Druckänderungen rufen, je nach den Steifeffizienten der Erdstoffe, Zusammendrückungen bzw. Schwellungen hervor, deren Summenkurve die Abb. 1d zeigt. Es gilt dabei die Voraussetzung, daß der E-Wert (Steifezahl) für die gesamte Höhe der Schicht A

konstant ist, desgl. der Schwellwert der Schicht C. Die Oberfläche der Schicht A setzt sich infolge der Zusammendrückung von A um

$$s = \frac{\omega' h}{E_A} \left(h_2 + \frac{h}{2} \right) \text{ bzw. } s = \frac{\omega' h}{E_A} \left(h_1 - \frac{h}{2} \right).$$

Die Oberfläche von C hebt sich infolge des Schwellens um

$$-s = -\frac{n \omega h t_C}{E_C'};$$

die Bedeutung der Buchstaben geht aus Abb. 1 hervor. In vielen Fällen wird die Schicht C praktisch überhaupt nicht schwellfähig sein (Fels, fester Mergel, Kies, Sand); in allen Fällen ist der Schwellwert E_C' so groß, daß dem Schwellen praktisch keine Bedeutung zukommt. Dagegen kann die Schicht A in hohem Maße zusammendrückbar sein, z. B. Moor od. dgl. In diesen Fällen wird man also mit beträchtlichen Setzungen bei Grundwasserabsenkung rechnen müssen. Über Ihre Größe s. weiter unten.

Die Schicht D, undurchlässig angenommen, trägt außer dem Korngerüstdruck von C auch noch die ganze Wasserlast ωH_1 ; deshalb erfährt die Schicht D einen Druck $\gamma T + n \omega t_C$, Strecke 5—6—7—8—9.

c) Druckänderungen infolge von Grundwasserabsenkung.

Eine Absenkung des Grundwassers um das Maß h [von (Gr.-W. 1) auf (Gr.-W. 2) in Abb. 3] hat zur Folge, daß der hebende Druck in der Schicht C geringer wird, daß das Korngerüst dieser Schicht also mehr belastet wird, und zwar um das Maß ωh auf die ganze Höhe dieser Schicht (s. das Bild der Druckänderung in Abb. 3c). Die Schicht D dagegen erfährt hier keine Entlastung, da wohl der Druck im Grundwasser, nicht aber das Gewicht der Wassermenge der Schicht C verändert wird. Die Schicht A wird ebenfalls nicht beeinflusst.

d) Senkungen infolge von Grundwasserabsenkung.

Es gilt das unter I Gesagte (vgl. Abb. 3d).

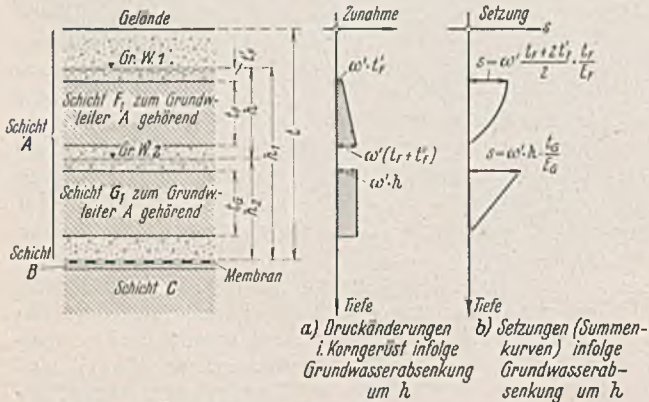


Abb. 2. Weiche Schichten F und G innerhalb der durchlässigen Schicht A; Grundwasserabsenkung um h.

E_F = Steifzahl der Schicht F bei Zusammendrückung,
 E_G = " " " " G " " "

e) Einlagerungen in der Schicht A.

In Abb. 2 ist noch der Sonderfall behandelt, daß die Schicht A an sich zwar nicht zusammendrückbar ist, daß sie aber weiche Einlagerungen enthält.

Die Schichten F und G unterscheiden sich dadurch von der Schicht A, daß ihre Steifzahlen E bedeutend kleiner sind. Die Zusammendrückung der übrigen Schicht A kann den Teilschichten G und F gegenüber vernachlässigt werden. Wichtig ist aber, daß die Schichten F und G so durchlässig sind, daß etwaige Grundwasserdruckschwankungen sich durch sie hindurch auf das Wasser des unter ihr liegenden Teiles der Schicht A übertragen, oder daß die Schichten F und G örtlich begrenzte Linsen sind, so daß das Grundwasser in der Schicht A um sie herumfließen kann.

Die Schicht F taucht bei der Absenkung aus dem Grundwasser auf (s. Abb. 2). Das Diagramm des Zusatzdruckes ist in diesem Falle ein Trapez (Abb. 2a), die Summenkurve der Setzung ein Parabelstück (Abb. 2b).

Die Schicht G taucht nach der Grundwasserabsenkung noch nicht aus dem Wasser (s. Abb. 2). Der Zusatzdruck ihres Korngerüsts infolge der Absenkung wird dann durch ein rechteckiges Druckbild dargestellt, das in Abb. 2a aufgetragen ist. Die Summenkurve der Setzungen, in Abb. 2b gezeichnet, bildet ein Dreieck.

II. Gespanntes Grundwasser unter der Schicht B (Membran).

a) Schichtung.

In der Schicht C unter der (wieder als Membran gedachten) Schicht B steht gespanntes Grundwasser an, das in einem Bohrloch bis zur Höhe (Gr.-W. 1) gedrückt wird (Abb. 3). Die Schicht D sei undurchlässig.

b) Drücke.

Druck in Schicht A, durch Raumgewicht γ bedingt, ohne Wirkung des Auftriebes. Durch Schicht B macht sich der Wasserdruck hebend bemerkbar, und zwar auf die Schicht A von unten her in der Größe ωh_1 . Während der Druck im Korngerüst der Schicht A dicht über B die Größe γt hat (Strecke 0—2), ist er dicht unter B nur noch $\gamma t - \omega h_1$ (Strecke 0—1). Zu diesem Drucke kommt auf die Höhe t_C der Schicht C noch hinzu das Gewicht γ des Erdstoffes abzüglich des Auftriebes ω' ; an der Grenze zwischen C und D ist also der Druck im Korngerüst von C

$$p_{\text{Korn 1}} = \gamma t - \omega h_1 + \gamma t_C - \omega' t_C = \gamma T - \omega H_1 + n \omega t_C \text{ (Strecke 5—6).}$$

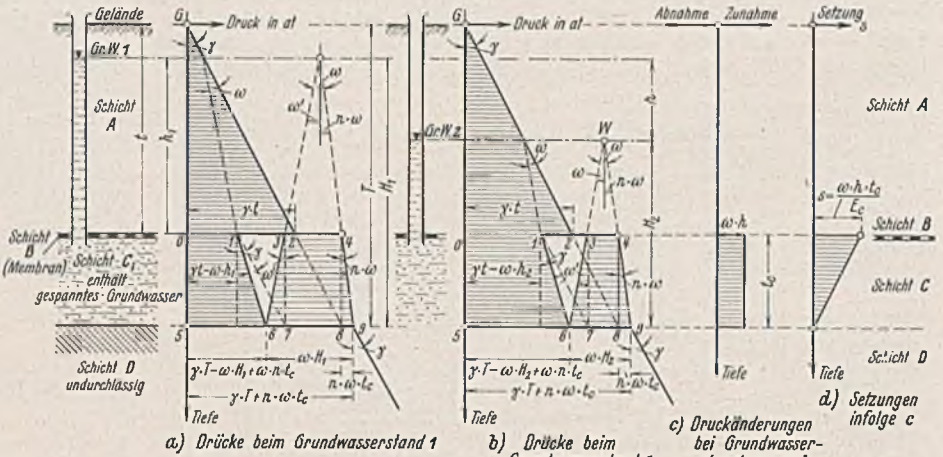


Abb. 3. Wirkung einer Grundwasserabsenkung in einer durchlässigen Schicht C, die gespanntes Wasser führt, unter einer undurchlässigen Schicht B (Membran).

E_C = Steifzahl der Schicht C bei Zusammendrückung.

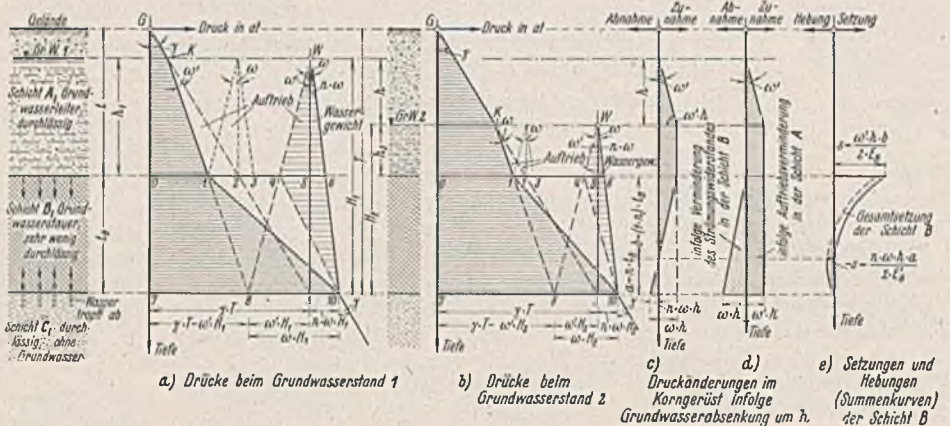


Abb. 4. Wirkung einer Grundwasserabsenkung in der Schicht A auf einen schwer durchlässigen Grundwassertauer B.

E_B = Steifzahl der Schicht B bei Zusammendrückung,

E_B' = " " " " B beim Schwellen (Schwellwert).

e) Sonderfall.

Geht die Grundwasserabsenkung bis in die Schicht C hinein, so erfährt auch die Schicht D eine Entlastung.

B. Die wasserstauende Schicht B als schwer durchlässige Schicht.

I. Freies Grundwasser über ihr.

a) Schichtung.

Im Abschnitt A war über die Schicht B die Voraussetzung gemacht, daß sie völlig undurchlässig sei (Membran). In Wirklichkeit sind die Grundwassertauer meist Tonschichten und als solche zwar nur sehr wenig, aber immerhin etwas durchlässig. Auch wenn die Tonschicht ein Grundwasserbecken trägt, so besagt das noch nicht, daß sie undurchlässig ist. Es wird stets eine gewisse Menge aus dem oberen Grundwasser durch die Tonschicht hindurchziehen und unten abtropfen. Daß in der Praxis der obere Grundwasservorrat erhalten bleibt, liegt daran, daß der Nachschub von oben durch Regen usw. größer oder mindestens so groß ist wie der Verlust durch Abströmen nach unten. Jedenfalls findet ein Strömungsvorgang statt, wenn auch mit äußerst geringer Geschwindigkeit.

b) Drücke.

Wir wollen die Druckverhältnisse in einer solchen Schicht von der Dicke t_B erörtern (s. hierzu Abb. 4). Wir nehmen an, daß auch beim Ton (wie bei den anderen Erdstoffen) eine Wasserlast sich auf das Porenwasser des Tons abstützt, daß also an der Oberfläche der Tonschicht B genau dieselben Druckverhältnisse gelten wie an der Unterseite der Schicht A (s. Abb. 1): Auf dem Tonkorngerüst ruht das Gewicht der überlagernden Festmasse der Schicht A abzüglich des Auftriebes dieser Festmasse:

$$p_{\text{Korn}1} = \gamma t - \omega' h_1 = \text{Strecke } 0-1.$$

Das Porenwasser von der Oberfläche der Schicht B steht unter dem Drucke des darüberliegenden Wassers, nämlich:

$$p_{\text{Wass.1}} = \omega h_1 = \text{Strecke } 4-5-6.$$

Dieser Wasserdruck, auf den unter A nicht eingegangen ist, hat hier seine besondere Bedeutung. Er bewirkt und bestimmt die Strömung durch die Tonschicht. Wegen ihrer geringen Durchlässigkeit setzt die Tonschicht dieser Strömung einen so großen Widerstand entgegen, daß die gesamte Strömungsenergie durch Reibung an den Porenwänden des Tones aufgezehrt wird: Geschwindigkeit \approx Null.

Dieser Strömungswiderstand, den das Wasser findet, setzt sich als „Mitnahme“-Kraft auf das die Strömung behindernde Korngerüst des Tones ab, und zwar ist diese Kraft auf die Höhe t_B der Tonschicht verteilt und summiert.

2. Der an der Oberfläche der Schicht B herrschende Wasserdruck wird um ωh vermindert, ebenso also auch der aus diesem Wasserdruck herrührende Strömungsdruck auf das Tonkorngerüst (Abb. 3d).

Die Wirkung nach 1 bedeutet eine Belastung des Tonkorngerüsts, die Wirkung nach 2 eine Entlastung. Die Druckzunahme mit rechteckiger Verteilungskurve und die Druckabnahme mit dreieckiger Verteilungskurve überlagern sich also: Ergebnis in Abb. 4c. Der obere Teil der Schicht B von der Höhe $b = (1-n)t_B$ erfährt eine Druckzunahme, der untere Teil von der Höhe $a = nt_B$ eine Druckabnahme = Entlastung.

d) Setzungen infolge von Grundwasserabsenkung.

Die Zusammendrückung der Schicht A ist unter A behandelt. Für die Schicht B , die oben eine Druckzunahme, unten eine Druckabnahme erfährt, gilt folgendes:

Da der E -Wert für Schwellen bedeutend größer ist (unter Umständen das 10- oder 20-fache oder noch mehr) als der für Zusammendrückung, so wird im vorliegenden Falle die Hebung infolge von Entlastung praktisch bedeutungslos gegenüber der Setzung infolge von Belastung. Die Summenkurve der Setzung ist demgemäß in Abb. 4d gezeichnet.

II. Gespanntes Wasser unter der Schicht B .

a) Schichtung.

Wie vorstehend unter I. Wasserverhältnisse wie unter A II.

b) Drücke.

Im Gegensatz zum Fall II unter A findet jetzt ein Strömungsvorgang in der Tonschicht B von unten nach oben statt. Das auf die Oberfläche des Tones austretende Wasser habe die Möglichkeit, abzulaufen oder zu verdunsten. Der für die Strömung zur Verfügung stehende Wasserüberdruck beträgt ωH_1 an der Unterseite der Schicht B . Wie im Falle I darf man wieder annehmen, daß die Strömungsenergie innerhalb der Schicht B vollständig aufgezehrt wird, d. h. daß der Wasserdruck bis zur Oberfläche von B geradlinig bis auf Null abnimmt (Abb. 5a).

Der nach oben gerichtete Strömungsdruck des Wassers setzt sich auf die Porenwände der Tonschicht B ab, entlastet also deren Korngerüst. Allerdings steht nicht der volle Wasserdruck ωH_1 für die Überwindung des Strömungswiderstandes zur Verfügung, sondern es muß der Anteil ωnt_B abgezogen werden, der dem Gewichte des in der Schicht B befindlichen Wassers entspricht. Die Entlastung des Korngerüsts der Schicht B wird also dargestellt durch ein Dreieck mit der Spitze an der Oberfläche von B und der Basis $\omega(H_1 - nt_B)$ an der Unterseite von B (Abb. 5a, Strecke 6-7).

c) Druckänderungen infolge von Grundwasserabsenkung.

Eine Grundwasserabsenkung um das Maß h von Gr.-W. 1 auf Gr.-W. 2 hat hier folgende Wirkung:

Der Druck des gespannten Grundwassers in der Schicht C wird um ωh verringert. Der jetzt noch zur Verfügung stehende Strömungsdruck an der Unterseite von B ist um ωh kleiner als beim Gr.-W. 1. Damit wird auch die Entlastungswirkung der Strömung auf das Korngerüst von B um ωh geringer. Abb. 5c zeigt die Verteilung der Druckzunahme in der Schicht B .

d) Setzungen infolge von Grundwasserabsenkung.

Abb. 5d zeigt die Summenkurve der Setzungen.

e) Sonderfall.

Die Absenkung des Grundwassers gehe soweit, daß der neue Grundwasserspiegel unterhalb der Tonschicht B in der Schicht C liegt. In diesem Falle ist die gesamte Korngerüstentlastung der Tonschicht B durch die Mitnahmekraft weggefallen. Die Druckzunahme des Korngerüsts im Liegenden von B beträgt also

$$\omega(H_1 - t_B) + \omega' t_B.$$

Die daraus folgende Gesamtsetzung von B ist:

$$s = \frac{t_B}{2E_B} [\omega(H_1 - t_B) + \omega' t_B].$$

III. Der Einfluß des Kapillar- und Haftwassers.

Soweit die vorstehenden Formeln den Einfluß des Wegfalls des Auftriebes ausdrücken, sind sie sämtlich mit dem Faktor $(1-n)$ behaftet, bzw. mit dem Wasserteilgewicht $\omega' = \omega(1-n)$. Dieser Faktor enthält die Annahme, daß der beim Absinken des Wassers entstehende Hohlraum sich mit Luft füllt. Dies wird jedoch nur bei grobkörnigen Erdstoffen (Sand, Kies) der Fall sein. Bei feinkörnigen Erdstoffen jedoch bleibt in den Poren Wasser in Form von Kapillar- oder Haftwasser zurück. Dieses Wasser hängt am Korngerüst und vergrößert damit den durch Wegfall des Auftriebes bereits vergrößerten Korngerüstdruck noch um $n\omega$.

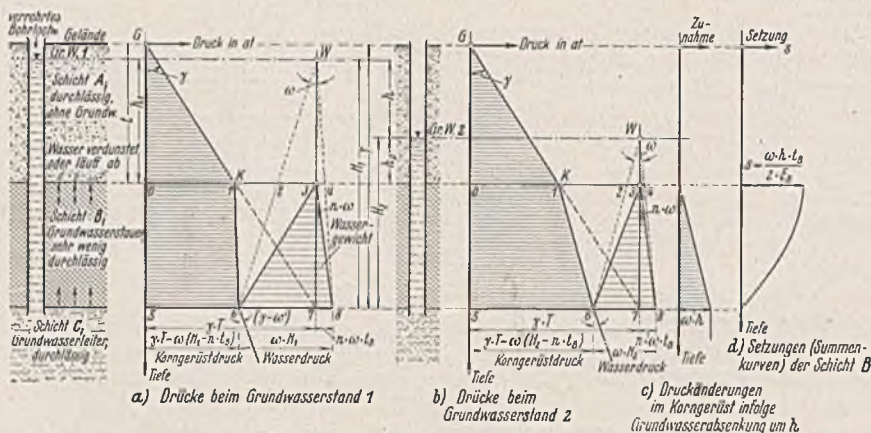


Abb. 5. Das Verhalten einer schwer durchlässigen Schicht B bei gespanntem Grundwasser in der darunter liegenden Schicht C ; Grundwasserabsenkung um h .

E_B = Steifezahl der Schicht B bei Zusammendrückung.

Die Schicht B im Abschnitt A übernahm als Membran schon in ihrer Ebene den gesamten Korngerüst- und Wasserdruck der Schicht A (s. Abb. 1). Hier dagegen wird an der Oberfläche von B zunächst nur der Korngerüstdruck übernommen, der Wasserdruck aus A dagegen erst allmählich innerhalb der Schicht B auf deren Korngerüst abgestützt (s. Abb. 4).

Das, was die Schicht B im Abschnitt A infolge ihrer vollkommenen Undurchlässigkeit (Membran) gewissermaßen auf statischem Wege vollbrachte, nämlich die gleichzeitige Abstützung der über ihr lagernden Korngerüst- und Wassermassen der Schicht A , das erreicht die Tonschicht B jetzt (sehr schwer durchlässig) durch einen hydraulischen Vorgang auf dem durchströmten Wege.

An der Unterseite von B hat das austretende Wasser keinen Druck mehr; es hat ihn vollkommen an das Korngerüst abgegeben. Man darf annehmen, daß diese Abgabe gleichmäßig über die gesamte Mächtigkeit der Schicht B geschieht, daß also die Summenkurve des Strömungswiderstandes durch ein Dreieck dargestellt wird. Ein Modellversuch bestätigt diese Annahme.

So geht also von dem Wasserdruck-Trapez 4-5-6-8-9-10 ein Dreieck mit der Grundlinie 8-9-10 als Druck auf das Korngerüst der Schicht B über und fügt sich als Dreieck 1-8-9-10 dem schon vorhandenen Korngerüstdruck zu. An der Sohle der Schicht B ist selbstverständlich das gesamte Erdstoff- und Wassergewicht aufgenommen:

$$\gamma T + n\omega H_1 = \text{Strecke } 7-8-9-10.$$

Interessant ist hier noch das Ergebnis, daß das Porenwasser in der Schicht B verschiedenen Druck aufweist: an ihrer Oberfläche hat es den Druck $\omega h_1 =$ Strecke 4-5-6, an ihrer Unterfläche den Druck 0.

c) Druckänderungen infolge von Grundwasserabsenkung.

Welche Wirkung hat nun eine Grundwasserabsenkung um h auf die Schicht B ? (s. Abb. 4b).

1. Wie unter A dargelegt, wird das Korngerüst von A schwerer; es lastet mit größerem Druck auf dem Korngerüst von B . Die Druckzunahme ist genau so groß wie unter A: rechteckiges Druckverteilungsdiagramm mit der Abszisse $\omega' h$ (s. Abb. 4d).

Dadurch wird der Faktor $(1 - n)$ mindestens in allen den Formeln zu 1, die eine Absenkung des Grundwassers innerhalb der Tonschicht beschreiben. Soweit der oberliegende Sand sehr feinkörnig oder örtlich lehmig ist, können auch in ihm unter Umständen beträchtliche Mengen Haft- oder Kapillarwasser verbleiben.

C. Praktische Anwendungen.

I. Größe der Setzungen.

Das Maß der Zusammendrückung einer weichen Schicht hängt von der Steifzahl E dieser Schicht ab. Dieser E -Wert kann für begrenzte Lastbereiche mit hinreichender Genauigkeit als eine Konstante angesehen werden; er wird im Laboratorium durch einen Zusammendrückungsversuch bei behinderter Seitendehnung ermittelt und entspricht der auch sonst im Materialprüfungswesen verwendeten Steifzahl (Elastizitätsmodul in at). In Abb. 6 sind mittlere E -Werte für die am häufigsten vorkommenden Erdstoffe aufgezeichnet, wie sie sich aus vielen hundert Versuchen des Erdbaulaboratoriums Freiberg ergeben haben. Sehr kleine Steifzahlen besitzen Kiesel und Schluff ($E = 5$ bis 15 at) und Moor ($E = 1$ bis 5 at); es haben sich aber für Moor auch schon Steifzahlen unter 1 at ergeben. Diese besonders in Norddeutschland häufig vorkommenden Erdstoffe werden also sehr große Setzungen erleiden, wie das ja auch die Praxis immer wieder bestätigt.

Um einen Begriff von der Größenordnung der in Frage kommenden Setzungsbeträge zu geben, sind in der Tabelle I für Absenkungshöhen von 1, 3, 5 und 10 m und ebenso große Mächtigkeiten der weichen Schicht für den Fall I des Abschnitts A die Setzungen zusammengestellt. Da die Setzungsbeträge proportional mit der Schichtmächtigkeit der zusammendrückbaren Schicht und der Spiegelsenkung h sowie umgekehrt proportional mit der Steifzahl E gehen, so können sie für andere Werte als die angegebenen geradlinig inter- oder extrapoliert werden.

Die Tabelle I zeigt, daß für die gebräuchlichen Absenkungstiefen bei weichen Schichten ($E = 20$ at) schon Zentimeter- bzw. Dezimeterbeträge an Setzungen zustandekommen. Besonders große Setzungen treten natürlich bei Schluff und Moor ein; hier gehen die Setzungen schon bei wenigen Metern Spiegelsenkung in die Größenordnung von Dezimetern.

Tabelle I. Größe der Setzungen s in cm bei Grundwasserabsenkung nach Fall I, Abschnitt A.

$$s = \frac{\omega' h}{E_A} \left(h_1 - \frac{h}{2} \right). \text{ Bezeichnungen s. Abb. 1. } n = 0,25, \omega' = 0,75 \text{ t/m}^3.$$

Maß der Grundwasserabsenkung	$h = 1 \text{ m}$			$h = 3 \text{ m}$			$h = 5 \text{ m}$			$h = 10 \text{ m}$		
	20	60	100	20	60	100	20	60	100	20	60	100
Mächtigkeit der Schicht	$h_1 = 1 \text{ m}$	0,19	0,06	0,04								
	$h_1 = 3 \text{ m}$	0,94	0,31	0,19	1,69	0,56	0,34					
	$h_1 = 5 \text{ m}$	1,69	0,62	0,38	3,94	1,31	0,79	4,69	1,56	0,94	—	—
	$h_1 = 10 \text{ m}$	3,56	1,19	0,71	9,55	3,18	1,91	14,03	4,67	2,81	18,75	6,25

II. Waagerechte Erstreckung.

Über die Ausdehnung der Absenkung in waagerechter Richtung (Reichweite R) sind in der Literatur eine ganze Anzahl Unterlagen zu finden. Sie läßt sich z. B. nach Weber¹⁾ oder Sichert²⁾ berechnen. In der Tabelle II sind für verschiedene Durchlässigkeitsziffern k und verschiedene Absenkungshöhen h die Reichweiten R nach Sichert angegeben.

Tabelle II.

$$R = 300 h \sqrt{k} \text{ (empirische Formel). } h \text{ in m, } k \text{ in m/sek.}$$

Bodenart:	Kleissand	Flußsand	Felnsand
$k \text{ (cm/min):}$	$1 \cdot 10^2$	$1 \cdot 10^1$	$1 \cdot 10^{-1}$
$h = 5 \text{ m:}$	$R = 1890 \text{ m}$	600 m	60 m
$h = 10 \text{ m:}$	$R = 3780 \text{ m}$	1200 m	120 m

¹⁾ Weber, Die Reichweite von Grundwasserabsenkungsanlagen mittels Rohrbrunnen. Berlin 1928, Springer.
²⁾ Kyrteleis-Sichert, Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten, 2. Aufl. Berlin 1930, Springer.

Über Messungen von Absenkungstrichtern berichtet u. a. Bohlmann³⁾. In Sandschichten (Durchlässigkeitsziffer $k \approx 3 \text{ cm/min}$) beobachtete er die in Abb. 7 dargestellte Absenkung. Die Reichweite betrug über 6 km, die Absenkung in 1000 m Entfernung von der Baugrube noch fast 8 m bei 20 m Höchstabsenkung. Keilhack⁴⁾ berichtet ebenfalls über einen Absenkungstrichter von vielen Kilometern Reichweite.

Wenn auch am Rande des Absenkungstrichters die Absenkung des Wasserspiegels sehr klein ist, so besteht doch unmittelbar um die Absenkungsanlage bzw. um die Baugrube herum ein Bereich von beträchtlicher Größe, innerhalb dessen eine wesentliche Absenkung stattfindet (s. Abb. 7).

Jedenfalls ist die Fläche immer so groß, daß man eine Druckausbreitung, die bei Bauwerken stets stattfindet und die Pressung ver-

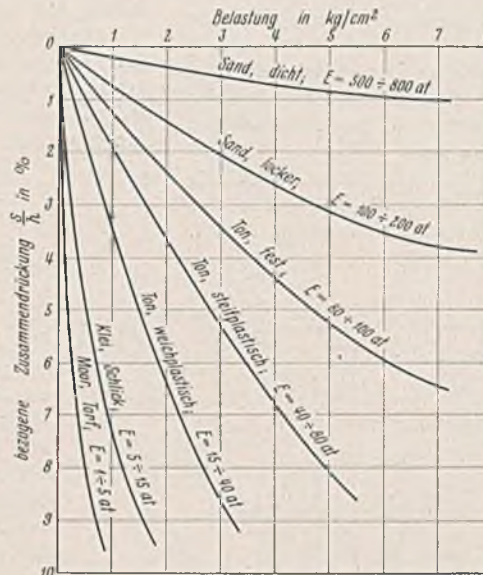


Abb. 6. Steifzahlen verschiedener Erdstoffe nach Versuchen des Erdbaulaboratoriums Freiberg (Sa.).

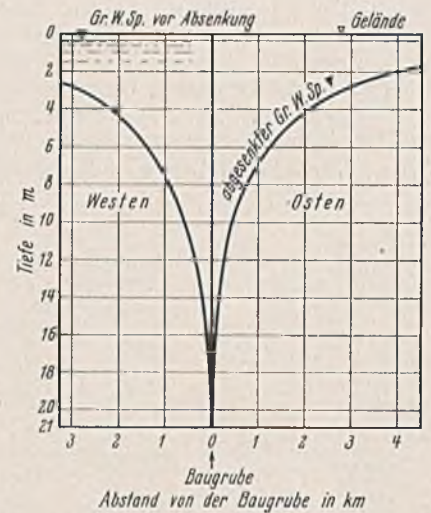


Abb. 7. Reichweite der Grundwasserabsenkung beim Schleusenbau in Brunsbüttelkoog.

mindert, hier nicht in Rechnung setzen darf. Das bedeutet, daß eine Grundwasserabsenkung unter Umständen viel ungünstiger wirken kann als eine Bauwerksbelastung.

III. Zeitlicher Verlauf der Setzungen.

Die in den Formeln angegebenen und in Tabelle I errechneten Setzungsbeträge sind Endsetzungen. Bekanntlich folgen bei weniger durchlässigen Erdstoffen die Setzungen der Belastung mit einer zeitlichen Verzögerung, die von der Durchlässigkeitsziffer des sich setzenden Erdstoffes abhängt. Diese Verzögerung kann auf Grund eines Zeit-Setzungs-Versuchs im Laboratorium oder mit Hilfe der Durchlässigkeitsziffer k nach v. Terzaghi-Fröhlich⁵⁾ rechnerisch erfaßt werden. Je nach der Größe der Durchlässigkeitsziffer kann es Wochen, Monate oder Jahre dauern, bis die Endsetzung erreicht ist. Dauert die Grundwasserabsenkung im Vergleich hierzu kürzere Zeit, so wird die Endsetzung nicht voll erreicht. Ganz allgemein ist aber wichtig, daß die Setzungsgeschwindigkeit in der ersten Belastungszeit wesentlich größer ist als später.

Außerdem ist noch ein anderer Gesichtspunkt zu berücksichtigen. Bei wenig durchlässigen Erdstoffen ist die durch die Grundwasserabsenkung hervorgerufene Belastung im Verhältnis zu der Zeit, in der das Porenwasser aus den setzungsfähigen Erdstoffen austreten kann, als plötzlich zu bezeichnen. Nun ruft aber jede plötzliche Belastung in einem solchen Erdstoff eine starke Verminderung der inneren Reibung hervor (Zustand der Nullreibung). Diese Erscheinung kann zu Rutschungen oder Aufquetschungen führen.

IV. Beispiele.

1. Schleuse Vreeswijk (Niederlande⁶⁾).

Bauwerk: Kanalschleuse; Baugrube $270 \times 52 \text{ m}$ Fläche, bis 6,50 m unter Gelände reichend, d. h. bis etwa Unterkante Kieł- und Moorschichten.

³⁾ Bohlmann, Die Grundwasserabsenkung bei dem Schleusenbau zu Brunsbüttelkoog, bearbeitet als Beitrag zur Grundwasserbewegung. Dissertation, Braunschweig 1913.

⁴⁾ Keilhack, Lehrbuch der Grundwasser- und Quellenkunde. Berlin 1917, Bornträger.

⁵⁾ v. Terzaghi-Fröhlich, Theorie der Setzungen von Tonschichten. Leipzig und Wien 1936, Fr. Deuticke.

⁶⁾ Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, Mass. USA., 1936, Vol. I, S. 115.

Untergrund: 6 bis 7 m Klei- und Moorschichten, darunter etwa 15 m Sand, auf 3 bis 5 m Ton liegend. Grundwasserstand etwa in Geländehöhe.

Wasserhaltung: Zunächst offen (bis 4 m unter Gelände); danach mit Filterbrunnenanlage bis mindestens 1 m unter Baugrubensohle, also unterhalb der Ton- und Moorschichtenunterkante. Größte Absenkung in der Baugrube etwa 9 m unter Gelände. Laufende Messungen in einer großen Anzahl von Beobachtungsbrunnen zeigten, daß die Absenkung über 1000 m weit reichte.

Setzungsmessungen: Die Setzungen wurden in zahlreichen Punkten gemessen, die bis zu einer Entfernung von 1500 m rings um die Baugrube verteilt waren. Die mittlere Weite, bis zu der Setzungen der Geländeoberfläche wahrgenommen wurden, betrug etwa 700 m. Innerhalb eines mittleren Halbmessers von etwa 250 m waren die gemessenen Setzungen größer als 15 cm; die größten Setzungen in der Nähe der Baugrube betragen 50 bis 60 cm! Rechnet man aus den gemessenen Absenkungstiefen (Zusatzbelastung) und der gemessenen Setzung die Steifeiziffer der Klei- und Moorschicht aus, so kommt man auf einen E -Wert von etwa 5 bis 10 kg/cm².

2. Hallenbad in Mitteldeutschland.

Bauwerk: Mehrstöckiges Gebäude von etwa 1400 m² Fläche auf Banketten, etwa 1 m tief gegründet; Sohlenpressung etwa 1 at.

Baugrund: Etwa 2,50 m ziemlich weicher Auelehm ($E = 25$ bis 75 at) auf etwa 1,50 m Kiessand; darunter 4 bis 5 m Schluffton ($E = 60$ bis 100 at), darunter Kies.

Grundwasser: Die obere Kiessandschicht enthält freies Grundwasser, das unberührt blieb. In der unteren Kiesschicht befindet sich gespanntes Grundwasser, das im Bohrloch bis 3,00 m unter Gelände ansteigt. Dieses Wasser wird in drei Brunnen für Wasserversorgungszwecke abgepumpt. Die Brunnen liegen 15 bis 25 m vom Gebäude entfernt. Sie bewirken unter den Außenmauern des Gebäudes eine Absenkung des gespannten Grundwasserspiegels von etwa 1,00 m (in Meßbrunnen gemessen); in den Entnahmehbrunnen selbst sinkt das Wasser etwa 3 m ab. Es liegt also der Fall II unter B einer Absenkung vor.

Setzungsberechnung: Bald nach Fertigstellung des Rohbaues zeigten sich Setzungen am Gebäude. Diese wurden zunächst auf die Grundwasserabsenkung zurückgeführt. (Die Brunnenanlage war etwa gleichzeitig mit dem Gebäude errichtet worden.) Auf Grund von Baugrunduntersuchungen konnte aber festgestellt werden, daß die Grundwasserabsenkung von 1 m im vorliegenden Falle eine Zusammendrückung

der Schlufftonschicht von nur etwa 3 bis 4 mm zur Folge haben kann (s. B. II: $h \approx 1$ m; $t_B \approx 5$ m; $E = 60$ bis 100 at). Die Auelehm-schicht wird durch die Grundwasserabsenkung nicht beeinflusst. Die Setzungsberechnung für die Gebäudelast ergab dagegen Setzungen von 4 bis 8 cm, die auch im Laufe der Zeit eingetreten und gemessen sind. Sie rühren in erster Linie aus der Zusammendrückung der Auelehmschicht her. Es konnte somit nachgewiesen werden, daß die durchgeführte Grundwasserabsenkung an den eingetretenen Setzungen so gut wie nicht beteiligt und ihre Weiterführung deshalb unbedenklich ist.

3. Verfaulen von Holzpfahlköpfen.

Unter Umständen können auf Holzpfählen gegründete Bauwerke in Mitleidenschaft gezogen werden. Steht ein Gebäude auf Standpfählen, die die Gebäudelast in tiefere Schichten übertragen, so können sich die durchfahrenen Schichten infolge von Grundwasserabsenkung setzen, so daß die Pfahlköpfe allmählich aus dem Baugrund und damit aus dem Wasser herausragen und unter diesen Umständen schnell zerstört werden.

Zusammenfassung.

Man ist heute in der Lage, die bei Grundwasserabsenkungen auftretenden Setzungserscheinungen zu erklären und einigermaßen rechnerisch, vor allen Dingen aber im voraus zu erfassen. Hierzu sind notwendig:

a) Erhebungen über die vermutliche Reichweite und über die Gestalt des Absenkungstrichters der Grundwasserabsenkung; also Ermittlung der Durchlässigkeit der wasserliefernden Schichten; Porenvolumen und gegebenenfalls kapillare Steighöhe der trockenfallenden Schichten.

b) Feststellung der Schichtung an den gefährdeten Punkten, Entnahme ungestörter Proben aus etwa angetroffenen weichen Schichten; Ermittlung der erdstoffphysikalischen Ziffern der weichen Erdstoffe: Zusammendrückbarkeit (E -Werte), Durchlässigkeitsziffer k und Zeit-Setzungs-Versuch, um den zeitlichen Verlauf der Setzung abzuschätzen.

c) Laufende Messungen der Wasserstände in Meßbrunnen an den gefährdeten Punkten zur Kontrolle der Ermittlungen unter a.

d) Vom ersten Beginn der Absenkung bis zum Wiedererreichen des normalen Wasserstandes laufende Setzungsmessungen, besonders an gefährdeten Gebäuden innerhalb der Reichweite der Absenkung zur Kontrolle der Voraussagen unter b. Das Nivellement muß selbstverständlich von einem einwandfrei gegründeten Festpunkte möglichst außerhalb des Absenkungstrichters ausgehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Gleitwiderstand von Ankerblöcken für Hängebrücken¹⁾.

Von Ing. Dr. Karl v. Terzaghi, o. ö. Professor an der Technischen Hochschule Wien.

Der Entwurf von Ankerblöcken für Hängebrücken erfordert nicht bloß die Kenntnis der maßgebenden Eigenschaften des tragenden Bodens, sondern auch die Kenntnis des Sicherheitskoeffizienten, den man wählen muß, um den Grad der Sicherheit der Verankerung jenem des Oberbaues anzugleichen. Nun liegen allgemein anerkannte Regeln für die Wahl des

im Wettbewerb stehenden Entwürfen und erzeugte die Gefahr folgenswerer Mißgriffe. Nachfolgend sollen Vorschläge zur Behebung der herrschenden Unsicherheiten gegeben werden. Die Vorschläge werden an der Hand eines praktischen Beispiels, an den Verankerungen der Reichsbrücke über die Donau bei Wien, entwickelt und erläutert.

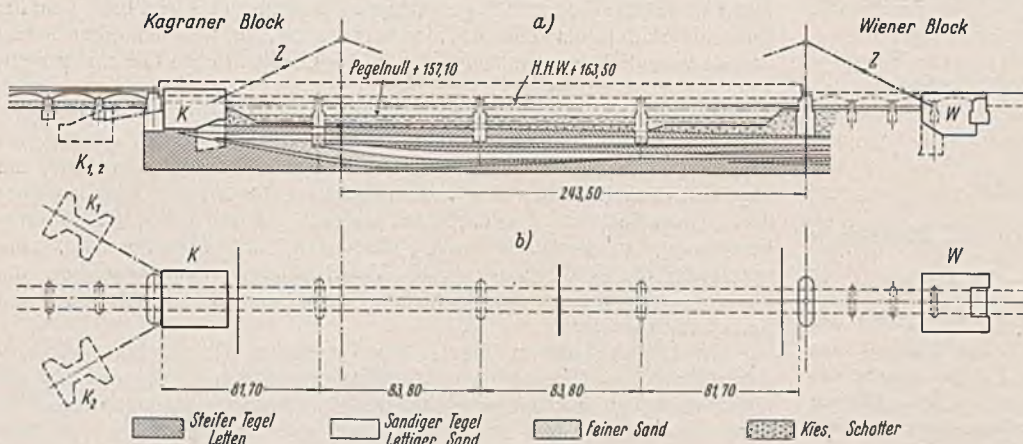


Abb. 1.

Sicherheitskoeffizienten bisher nur für den Ankerblock mit mächtiger Sandunterlage vor. In allen anderen, weniger einfachen Fällen war der Ingenieur bei der Bearbeitung des Entwurfs bisher an keine Regeln gebunden. Dieser Mangel erschwerte das Urteil bei der Wahl zwischen

Sandzwischenlagen unterbrochen wird. An der Grenze zwischen den beiden Abschnitten, d. h. unterhalb des Ankerblocks K keilen die sandigen Schichten des ersten Abschnitts allmählich aus. In beiden Abschnitten besteht der Boden oberhalb einer Kote von etwa +150 aus groben, alluvialen Sanden und Schotter. Die Pfeiler der alten Reichsbrücke sind gestrichelt angedeutet. Die Bodenpressungen betragen unter diesen Pfeilern mit Abzug von Auftrieb und Seitenreibung zwischen 3,3 und 4,8 kg/cm².

¹⁾ Dieser Aufsatz enthält die gekürzte Wiedergabe des Inhalts eines Vortrags, den der Verfasser am 30. April 1937 im Österr. Ing.- u. Arch.-Verein in Wien gehalten hat.

Bodenverhältnisse bei der Reichsbrücke und die Vorgeschichte des Hängebrückenprojektes.

Abb. 1a zeigt einen Schnitt durch den Untergrund der Reichsbrücke. Der Schnitt läßt erkennen, daß man zwischen zwei geologisch verschiedenen Abschnitten unterscheiden muß, und zwar zwischen dem Untergrunde des rechten Ufers und des Flußbettes einerseits und jenem des linken Ufers andererseits. Unterhalb der Kote +150 bis zu der bei den Bohrungen erreichten Kote von etwa +130 besteht der Boden im ersten Abschnitt, d. h. unterhalb der Flußsohle und des rechten Ufers aus einer regellosen Folge von feinen Sanden, fettigen Sanden, plastischem Tegel und steifem Tegel mit vorwiegend waagerechter Schichtung. Im zweiten Abschnitt, unterhalb der Kote +150, scheint sich unterhalb des Schotters eine Schicht festen Tegels von großer Mächtigkeit zu befinden, die von keinen

Im Dezember 1932 wurde dem Verfasser die Frage vorgelegt, ob es zulässig sei, die alte Reichsbrückenkonstruktion ohne Verbreiterung der bestehenden Pfeiler durch eine schwerere zu ersetzen, wobei die Nettobodenpressung von den genannten Werten bis auf Werte zwischen 4,9 und 7,0 kg/cm² zunehmen würde. Im Mai 1933 bejahte er diese Frage auf Grund des Ergebnisses von Bodenuntersuchungen, jedoch mit einigen Vorbehalten. Unter diesen befand sich die Wahl einer statisch bestimmt gelagerten Tragkonstruktion und die Sicherstellung der Möglichkeit einer nachträglichen Hebung der Stützpunkte um Beträge bis zu 15 cm. Dieses Ergebnis wurde den Auftraggebern im Mai 1933 in einem Gutachten mitgeteilt. Damit war die damalige Aufgabe des Verfassers erledigt.

Im Dezember 1933 folgte die Vergebung des Baues. Die Ergebnisse des vorhergegangenen Entwurfswettbewerbs wurden auszugsweise veröffentlicht²⁾. Aus den amtlichen Mitteilungen geht hervor, daß die Wahl des Systems nicht bloß durch technische, sondern auch durch ästhetische Erwägungen beeinflusst wurde. Sie fiel zugunsten einer Kettenbrücke. Diese Brücke hat eine Spannweite von 243,5 m (Abb. 1a). Der Kettenzug liegt im Betriebszustande zwischen den Grenzen von etwa 10 000 und 14 000 t je Ankerblock und wirkt auf die Ankerblöcke unter einem Neigungswinkel von 28°.

Ein Jahr später, im Dezember 1934, wurde der Verfasser ersucht, die Stabilität der im Ausführungsentwurf vorgesehenen Ankerblöcke zu prüfen, da die beim Aushub für die Blöcke gemachten Beobachtungen zu ersten Bedenken Anlaß gaben. Damit nahm er seine Tätigkeit an der Reichsbrücke nach 1 1/2-jähriger Unterbrechung wieder auf. Es versteht sich von selbst, daß die Beurteilung des Entwurfs in erster Linie die Bestimmung des Scherwiderstandes der Bodenschichten erforderte, auf denen die Ankerblöcke ruhen. Um das Wesen der einschlägigen Untersuchungen klarer zum Ausdruck zu bringen, seien zunächst die älteren, jedoch heute noch vielfach benutzten Angaben über den Scherwiderstand tonhaltiger Böden erörtert.

Ältere Angaben über den Scherwiderstand der Böden.

Der Scherwiderstand der Böden wird in bekannter Weise durch Scherversuche bestimmt. Das Gleiche gilt vom Widerstand gegen eine Gleitung fester Körper auf der Oberfläche von Bodenschichten. Das Ergebnis der Versuche kann für bindige Böden in den meisten Fällen mit einer für praktische Zwecke hinreichenden Annäherung durch die Coulombsche Gleichung

$$(1) \quad \tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

dargestellt werden. In dieser Gleichung bedeuten

- τ die Scherspannung im Augenblick der Gleitung,
- σ den Gesamtwert der an der Gleitfläche herrschenden Normalspannung und
- c und φ empirische Ziffern.

Für weiche Tone und für kohäsionslose Böden ist der Wert c in Gl. (1) nahezu gleich Null, wodurch sich die Gleichung auf

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

vereinfacht. Diese Gleichung gilt auch für den Widerstand gegen das Eintreten der Gleitung eines Mauerwerkskörpers auf Sand und auf weichen oder steifen Tonen.

Abb. 2 zeigt einen schematischen Schnitt durch einen Ankerblock. Der einfachste in der Praxis vorkommende Fall besteht in der Gründung des Ankerblocks auf einer Sandschicht mit großer Mächtigkeit. In diesem Falle deckt sich die Gleitbahn zumelst mit der Sohle $b_1 c_1$ des vorderen Teils des Ankerblocks. Der Widerstand gegen das Gleiten des Mauerwerks auf dem Sand läßt sich durch Gleichung

$$(2) \quad \tau = (\sigma - s) \operatorname{tg} \varphi$$

ausdrücken, worin σ den gesamten Normaldruck je Flächeneinheit der Gleitbahn, s die Verminderung des Druckes auf die Festsubstanz des Untergrundes durch den hydrostatischen Auftrieb je Flächeneinheit der Gleitbahn und $\operatorname{tg} \varphi$ die Ziffer der gleitenden Reibung angibt. Die im Schrifttum enthaltenen Angaben betreffend den Wert dieser Ziffer streuen innerhalb enger Grenzen. Der Mittelwert beträgt 0,5.

Wenn der Ankerblock nicht auf Sand, sondern auf einer homogenen Tonschicht aufruhrt, so tritt an die Stelle des Wertes 0,5 die Ziffer $\operatorname{tg} \varphi$ des Gleitwiderstandes von Mauerwerk auf Ton. Tabelle 1 enthält eine Auswahl veröffentlichter Werte, 1 bis 6. Diese Werte streuen bereits derart, daß man von einer bestimmten, allgemein anerkannten Ziffer nicht mehr sprechen kann. Außerdem sind alle Ziffern außerordentlich niedrig.

²⁾ Wagner, Der Umbau der Reichsbrücke. Z. d. OeIAV 1934, Heft 1/2, S. 9.

Tabelle 1.
Werte von c und $\operatorname{tg} \varphi$ in der Coulombschen Formel
 $\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$.

Mauerwerk auf Boden, $c = 0$	$\operatorname{tg} \varphi$	Boden auf Boden	c t/m ²	$\operatorname{tg} \varphi$
Quelle: „Hütte“, III. Bd., 26. Aufl., S. 104 u. 83. Berlin 1934.				
1. Fester Schlamm auf glattem Mauerwerk	0,10	7. Lehm Boden naß 8. Tonerde naß	—	} 0,36—0,47
2. Wie vor, auf rauhem Mauerwerk	0,20			
3. Nasser Ton auf glattem Mauerwerk	0,20			
4. Wie vor, auf rauhem Mauerwerk	0,30			
5. Lehm auf Beton	0,35			
Quelle: American Civil Engineers Handbook, 5. Aufl., S. 894 u. 892. New York 1930.				
6. Mauerwerk auf feuchtem oder nassem Ton . . .	0,33	9. Nasser gewalzter Ton 10. Steifer gewalzter Ton 11. Sandiger nasser Ton 12. Steifer sandiger Ton	2—4,5 6 6 5	0—0,04 0,03 0,04 0,18
Quelle: Résal, Poussée des Terres 1910.				
		13. Sehr feuchter Lehm 14. Ziemlich trockener Lehm	1,9—2,2 2,6—3,9	0,14 0,15

Eine dritte Möglichkeit besteht darin, daß der Untergrund des Ankerblocks Schmierschichten bc (Abb. 2) enthält. Der Ausdruck Schmierschicht bezieht sich auf weiche, dünne Tonschichten, deren c -Wert, Gl. (1), gegenüber dem c -Werte der steiferen, im gleichen Bodenprofil auftretenden Tonschichten vernachlässigt werden kann. Der Untergrund der Ankerblöcke der Reichsbrücke enthält zahlreiche Schmierschichten. Bei dem Gleiten nimmt der Block die zwischen seiner Grundfläche und der Schmierschicht bc (Abb. 2) gelegenen Bodenmassen mit. Die dem Block in der Zugrichtung vorgelagerten Bodenmassen werden nach einer schräg nach oben verlaufenden Scherfläche cd emporgedrückt, wobei der Erdwiderstand E_w dieser Bodenmassen überwunden werden muß. Die veröffentlichten Angaben über den Wert $\operatorname{tg} \varphi$ für weiche Tonschichten, Tabelle 1, Ziffer 7 bis 14, weichen jedoch derart voneinander ab, daß sie nicht einmal die Beurteilung der Größenordnung des fraglichen Wertes gestatten. Besonders lehrreich ist der Vergleich zwischen den Ziffern 8 und 9 bzw. 7 und 13, weil sich diese Ziffernpaare auf gleiche Bodenarten in ähnlichen Zuständen beziehen. Er zeigt, daß der Gleitwiderstand tonreicher Böden bei gegebenem Flächendruck nicht bloß von der Bodenart und ihrem Zustande, sondern auch, in weit höherem Maße, von anderen Faktoren abhängt, die in der Coulombschen Gleichung nicht zum Ausdruck kommen.

Infolge dieses Umstandes wurde eine rechnungsmäßige Beurteilung des Widerstandes von Ankerblöcken in Tonböden erst dann möglich, als es der Forschung im Laufe der letzten Jahrzehnte gelungen war, die physikalischen Ursachen der Widersprüche in den älteren Angaben über den Scherwiderstand der Tonböden zu erklären und bei der Stabilitätsberechnung zu berücksichtigen. Außerdem war es notwendig, zum mindesten die Größenordnung der Verschiebungen kennenzulernen, die bei der mechanischen Beanspruchung der Böden durch Belastung und Seitenschub auftreten.

Die Ursache der in Tabelle 1 aufgezeigten Widersprüche lag vornehmlich in der Unkenntnis des ausschlaggebenden Einflusses, den die Geschwindigkeit der Spannungsänderung auf den Spannungszustand im Porenwasser tonhaltiger Boden und damit auch auf den Scherwiderstand des Bodens bei gegebener Belastung der Gleitfläche ausübt. Dieser Einfluß wurde in einem vorangegangenen Aufsätze behandelt³⁾. Über die durch Belastung erzeugte Setzung von Bodenmassen mit tonhaltigen Zwischenschichten liegt bereits eine zusammenfassende Darstellung vor⁴⁾. Als Anhaltspunkte für die Beurteilung der waagerechten Verschiebungen, die bei der Beanspruchung kohäsionsarmer Bodenmassen durch Seiten-

³⁾ v. Terzaghi, Die Coulombsche Gleichung für den Scherwiderstand bindiger Böden. Bautechn. 1938, Heft 26.

⁴⁾ v. Terzaghi u. Fröhlich, Theorie der Setzung von Tonschichten. Wien 1936, Franz Deuticke.

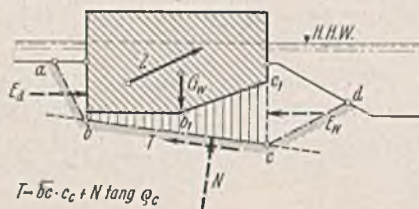


Abb. 2.

schub auftreten, dienen die Ergebnisse der Großversuche des Verfassers⁵⁾ sowie die Ergebnisse der an der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau durchgeführten Untersuchungen⁶⁾ 7). Nachfolgend sind kurz zusammengefaßt die Forschungsergebnisse, auf denen die Beurteilung der Güte der Verankerung im vorliegenden, in Abb. 1 dargestellten Sonderfall fußt.

Bodenmechanische Grundlagen der Ankerblockberechnung.

Wie bereits erwähnt, läßt sich das Ergebnis einer Reihe von Scherversuchen, die mit einer gegebenen, bindigen Bodenart ausgeführt wurden, in den meisten Fällen mit hinreichender Genauigkeit durch die Coulombsche Gleichung

$$(1) \quad \tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

darstellen. Die Ziffern c und $\operatorname{tg} \varphi$ sind jedoch weit davon entfernt, für tonreiche Böden eindeutige Werte aufzuweisen⁸⁾. Bei einiger Übung kann man für jeden gegebenen Boden dieser Art durch passende Wahl des Versuchsverfahrens und der Apparatur jeden gewünschten Wert von c und $\operatorname{tg} \varphi$ bekommen. Die Ursache der Vieldeutigkeit der Versuchsergebnisse liegt u. a. darin, daß die Werte c und φ in Gl. (1) für eine gegebene Bodenart sowohl von der Ausgangsporenziffer s_0 des Bodens als auch von den Versuchsbedingungen abhängen. Gl. (1) gibt demnach bloß die Beziehung zwischen τ und σ für solche Bodenproben an, die mit einer bestimmten Anfangsporenziffer s_0 in den Scherapparat eingebracht und unter gleichen Versuchsbedingungen abgeschert wurden. Die Versuchsbedingungen beeinflussen nicht bloß die Porenziffer s , die der Ton bei einer gegebenen Belastung σ im Augenblick des Gleitens aufweist, sondern auch die Spannung, die in diesem Augenblick im Porenwasser des Bodens herrscht, und mit ihr die Reibungskomponente des Scherwiderstandes⁹⁾.

Als Beispiel für den entscheidenden Einfluß der Versuchsbedingungen auf den Scherwiderstand seien folgende Versuchsergebnisse erwähnt. An einem Schluffton wurden zwei Reihen von Scherversuchen vorgenommen. Bei sämtlichen Versuchen beider Reihen wies der Ton vor dem Aufbringen der lotrechten Belastung die gleiche Porenziffer auf, und die Scherkraft wurde erst nach restloser Angleichung der Porenziffer an die lotrechte Belastung angebracht. Der Unterschied zwischen den Versuchen der beiden Reihen bestand bloß in der Geschwindigkeit, mit der die Scherkraft vom Nullwert bis zum Bruchwert gesteigert wurde. Trotzdem waren die Ergebnisse sehr verschieden. Bei äußerst langsamer Steigerung der Scherkraft (Dauerversuch) ergaben sich für die Werte c und φ in der Coulombschen Gleichung $c = 0,18 \text{ kg/cm}^2$ und $\varphi = 24^\circ$ und bei rascher Steigerung (Schnellversuch) $c = 0,58 \text{ kg/cm}^2$ und $\varphi = 13^\circ 30'$.

Infolge des ausschlaggebenden Einflusses der Versuchsbedingungen auf die Werte c und φ hat die Coulombsche Gleichung nur dann einen eindeutigen physikalischen Sinn, wenn man die durch die Versuchsbedingungen festgelegten Grenzen für ihre Gültigkeit durch besondere Symbole zum Ausdruck bringt. Eine ausführliche Erörterung der Gültigkeitsgrenzen der unter verschiedenen Versuchsbedingungen gewonnenen Coulombschen Gleichungen wurde vom Verfasser an anderer Stelle veröffentlicht⁶⁾. In Verbindung mit dem Gegenstande des vorliegenden Aufsatzes interessieren uns lediglich die Ergebnisse jener Versuche, bei denen sich die Porenziffer der untersuchten Bodenproben schon vor dem Eintritt des Gleitens ziemlich restlos an den Spannungszustand angepaßt hat, der das Gleiten herbeiführt (Dauerversuche). Unter dieser Voraussetzung schreiben wir

$$(3) \quad \tau = [c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi]_d$$

Der Index d deutet an, daß die Werte c und φ aus den Ergebnissen von Dauerversuchen abgeleitet wurden und daß der Porenwasserdruck im Augenblick der Gleitung nahezu gleich Null war. Bei spannungsfreiem Porenwasser wird die gesamte Belastung durch Spannungen in der Festsubstanz aufgenommen. Außerdem versteht es sich von selbst, daß die Gültigkeit der Gl. (3) an die Bedingung gebunden ist, daß die Bodenproben vor dem Aufbringen der lotrechten Belastung eine bestimmte Porenziffer s_0 aufweisen, denn der Wert c in Gl. (3) ist eine Funktion der Ausgangsporenziffer s_0 .

Steigert man die Normalspannung σ und den Porenwasserdruck gleichzeitig um den gleichen Betrag s , so bleiben den Ergebnissen einschlägiger Versuche zufolge sowohl die Porenziffer als auch der Gleitwiderstand des Bodens nahezu unverändert. Für den Sand ist diese Tatsache schon seit langem bekannt. Sie kommt in Gl. (2) zum Ausdruck und ist gleichbedeutend mit der vollen Wirksamkeit des hydrostatischen Auftriebes. Beim Ton tritt die Wirkung des hydrostatischen Auftriebes

weniger sinnfällig hervor, weil sie in der Praxis sehr oft durch die Begleiterscheinungen der geringen Durchlässigkeit der Tone verschleiert wird. Bei entsprechender Wahl der Versuchsanordnung läßt sie sich jedoch ebenso einwandfrei nachweisen wie beim Sand⁹⁾ und berechtigt zu der Substitution

$$[\sigma]_d = \sigma - s.$$

Führt man diesen Wert in Gl. (3) ein, so bekommt man

$$(4) \quad \tau = [c + (\sigma - s) \operatorname{tg} \varphi]_D.$$

Der Index D zeigt an, daß die Gleichung auch auf solche Fälle angewendet werden darf, in denen der Porenwasserdruck von Null verschieden ist. Die übrigen Einschränkungen, insbesondere die Forderung der restlosen Angleichung der Porenziffer an den Spannungszustand, bleiben aufrecht. Der Wert, den der Porenwasserdruck s bei dem Gleitvorgang in der Natur aufweist, muß von Fall zu Fall ermittelt werden. Bei den Untersuchungen für die Ankerblöcke für die Reichsbrücke war er durch die Lage des freien Wasserspiegels im Strom gegeben.

Ein weiteres praktisch wichtiges Ergebnis der neueren Forschungen besteht darin, daß die Gleitflächen bei Tonen miteinander nicht etwa in Übereinstimmung mit der Mohrschen Bruchhypothese einen Winkel $90 - \varphi$, sondern einen Winkel einschließen, der zum Winkel φ in der Coulombschen Gleichung in gar keiner Beziehung steht. Der Winkel zwischen den Gleitflächen ist für alle bisher untersuchten Bodenarten wesentlich größer als $90 - (\varphi)_d$ ¹⁰⁾. Die Ursachen dieser Erscheinung wurden durch M. J. Hvorslev ausführlich behandelt¹⁰⁾.

Eine dritte Gruppe neuerer Erkenntnisse betrifft das langsame Fließen des Tones und die Herabminderung, die der Scherwiderstand des Tones nach dem Eintreten der Gleitung erfährt. Wenn man mit empfindlichen Meßinstrumenten die zeitliche Zunahme der Formänderungen eines auf Schub beanspruchten Tones während eines längeren Zeitraums beobachtet, so bemerkt man, daß diese Zunahme auch dann in ein Fließen mit konstanter Geschwindigkeit übergeht, wenn die Scherspannung wesentlich kleiner ist als der beim Scherversuch sich ergebende Scherwiderstand¹⁰⁾ 11) 12). Diese unerwünschte Erscheinung muß beim Entwurf der Verankerung von Hängebrücken in tonhaltigen Böden oder der Widerlager von Bogenbrücken bei der Wahl des Sicherheitskoeffizienten berücksichtigt werden. Die mit dem Beginn des Gleitvorgangs einsetzende Abnahme des Scherwiderstandes der Tone wurde für den durchkneteten Zustand von Hvorslev¹⁰⁾ und für den ungestörten Zustand von Tiedemann¹³⁾ eingehend untersucht. Der untere Grenzwert, dem der Gleitwiderstand im Laufe der Gleitung zustrebt, wird zum Unterschied von dem zur Herbeiführung der Gleitung erforderlichen „Ruhewert“ als „Bewegungswert“ bezeichnet. Das Verhältnis zwischen diesen beiden Werten ist für verschiedene Tone sehr verschieden und kann bloß auf dem Wege des Versuchs ermittelt werden. Die während der Gleitung stattfindende Abnahme des Gleitwiderstandes ist bei der Beurteilung des Widerstandes von Verankerungen in tonhaltigen Böden ebenfalls von ausschlaggebender Bedeutung, denn der Erdwiderstand der den Ankerblöcken vorgelagerten Bodenmassen kommt erst dann zur Wirkung, wenn das Gleiten an der Sohle der Blöcke bereits begonnen hat.

Die vorstehend auszugsweise mitgeteilten Forschungsergebnisse bildeten die Grundlage für die Beurteilung des Scherwiderstandes der Schmierschichten im Untergrunde der Ankerblöcke der Reichsbrücke.

Die zweite Voraussetzung für die zutreffende Beurteilung der zulässigen Beanspruchung der Verankerungen bestand in der Kenntnis der Verschiebungen, die mit dem Wecken des Erdwiderstandes verbunden sind. Die wesentlichen Ergebnisse der bisher durchgeführten Untersuchungen betreffend diese Verschiebungen sind in Abb. 3 dargestellt.

Abb. 3a zeigt einen Ankerblock, der durch eine waagerechte Kraft H nach links verschoben wird. Der Grundwasserspiegel deckt sich mit der Oberfläche des Geländes, die sich in einer Höhe h über der Sohle des Blocks (Abb. 3a) befindet. Es bedeuten:

- γ das wirksame Einheitsgewicht des kohäsionslos gedachten Bodens (volles Gewicht der Festsubstanz vermindert um den hydrostatischen Auftrieb),
- γ_w das Einheitsgewicht des Wassers,
- φ den Ruhewert des Winkels der inneren Reibung,
- φ' den Bewegungswert des Winkels der inneren Reibung,
- s_0 die Ruhedruckziffer und
- ζ die Seitendruckziffer.

⁵⁾ v. Terzaghi, Simple Tests Determine Hydrostatic Uplift. Eng. News-Rec. 1936, 18. Juni.

¹⁰⁾ Hvorslev, Über die Festigkeitseigenschaften gestörter bindiger Böden. Kopenhagen 1937, G. E. C. Gad, Vimmelskaffet 32.

¹¹⁾ v. Terzaghi, The Static Rigidity of Plastic Clays. Journal of Rheology, Vol. 2, Nr. 3, Juli 1931.

¹²⁾ v. Terzaghi, Der Scherwiderstand an Gleitflächen und der progressive Bruch. (Wird in der „Deutschen Wasserwirtschaft“ erscheinen.)

¹³⁾ Tiedemann, Über die Schubfestigkeit bindiger Böden. Bau-techn. 1937, Heft 30.

⁶⁾ v. Terzaghi, Large Retaining Wall Tests. I. Pressure of Dry Sand. Eng. News-Rec. Vol. 112, 1. Februar 1934.

⁷⁾ Franzius, Erdruckversuche im natürlichen Maßstab. Bauing. 1928, Heft 43 u. 44.

⁸⁾ Petermann, Bewegung und Kraft bei Ankerplatten. Bauing. 1933, Heft 43/44.

⁹⁾ v. Terzaghi, Einfluß des Porenwasserdrucks auf den Scherwiderstand der Tone. DWW 1938.

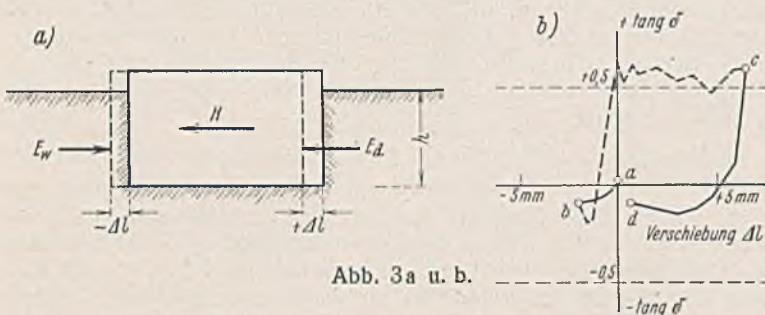


Abb. 3a u. b.

0,04 auf $-0,08$ ab. Sodann wurde die Wand um einen mittleren Betrag von etwa 1 cm nach außen bewegt, wobei die Ziffer der Reibung sehr rasch auf etwa $0,6 = \operatorname{tg} 31^\circ$ zunahm und auf dieser Höhe verblieb. Schließlich wurde die Wand neuerdings um etwa 0,6 cm gegen die Hinterfüllung vorgedrückt. Hierbei fiel die Ziffer der Wandreibung zuerst auf einen Wert von $-0,12$ und näherte sich dann neuerdings dem beim ersten Vordrückenversuch erhaltenen Wert von $-0,08 = -\operatorname{tg} 4^\circ 30'$. In Abb. 3b geben die Abszissen die mittlere waagerechte Verschiebung der Wand mit Bezug auf die Ausgangsstellung und die Ordinaten die zugehörige Ziffer der Wandreibung an. Weder die Kurve *a b* noch die Kurve *c d* läßt ein Bestreben zu einem Absinken des Wertes $\operatorname{tg} \delta$ unter den Wert von $-0,08$ erkennen. In Anbetracht dieser Versuchsergebnisse ist man nicht berechtigt, bei der Beurteilung des Erdwiderstandes auf eine ausgiebigere Mitwirkung der Wandreibung zu rechnen.

Abb. 3c zeigt die Beziehung zwischen der Seitendruckziffer ξ und der zugehörigen waagerechten Verschiebung des Ankerblocks Abb. 3a. Bei lotrechter Wand und fehlender Wandreibung liefern die Coulombsche und die Rankinesche Erddrucktheorie für den Erdwiderstand den gleichen, durch die bekannte Formel

$$(6) \quad E_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

gegebenen Wert. Nach beendetem Gleiten nimmt dieser Wert auf

$$(7) \quad E_w' = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

ab.

Wenn man den Seitendruck periodisch zwischen zwei Grenzwerten schwanken läßt, so nimmt die waagerechte Verschiebung zu. Die Zunahme Δl_2 (Abb. 3c) kann bei hinreichend häufiger Wiederholung des Wechsels wesentlich größer werden als der Anfangswert Δl_1 . Diese Erscheinung wurde von H. Petermann bei seinen Versuchen mit Ankerplatten⁷⁾ beobachtet.

Um ausgiebigere Verschiebungen des Ankerblocks zu vermeiden, empfiehlt es sich, den Erdwiderstand bloß bis zu einem Werte von etwa

$$(8) \quad E_{w \text{ zul}} = E_0 + \frac{1}{3} (E_w - E_0)$$

in Anspruch zu nehmen. Bei dichter Lagerung des Sandes tritt bei diesem Seitenschub eine waagerechte Verschiebung von der Größenordnung von $0,002 h$ auf. Bei lockerer Lagerung ist sie wesentlich größer, so daß die durch Gl. (8) angegebene Beanspruchung des Materials mit Rücksicht auf die Verschiebungen nur nach vorhergegangener Verdichtung des Sandes zulässig sein dürfte. —

Die Wahl des Sicherheitskoeffizienten und der Sicherheitsgrad der Verankerung bestehender Hängebrücken. Bei der Verankerung von Hängebrücken kommt zu der üblichen Forderung nach angemessener Sicherheit gegen die vollständige Überwindung der Gleitwiderstände (Bruchsicherheit) noch die Forderung hinzu, daß sich die Verschiebung der Ankerblöcke innerhalb sehr enger Grenzen hält.

Um eine Vorstellung vom Sicherheitsgrad der Verankerung bestehender Hängebrücken zu bekommen, gehen wir von der Vorschrift aus, die von Grüning¹⁴⁾ vorgeschlagen wurde, denn diese Vorschrift folgt dem goldenen Mittelwege zwischen den Forderungen nach Sicherheit und nach Wirtschaftlichkeit. Sie beziehen sich auf Ankerblöcke, die auf einer aus dichtgelagertem Sand bestehenden Unterlage aufrufen und erhebt die Forderung nach 1,8- bis 2,0facher Sicherheit gegen Gleiten nach der Grundfläche des Blocks unter Vernachlässigung aller anderen Einflüsse, die dem Gleiten entgegenwirken. Sie fußt auf der Annahme einer Ziffer von 0,50 für die Reibung von Mauerwerk auf Sand. Diese Ziffer wurde bereits in einem vorangegangenen Abschnitt als Bewegungswert gekennzeichnet, d. h. als der kleinste Wert, den diese Ziffer bei statischer Beanspruchung des Ankerblocks annehmen kann. Durch die Einführung des Sicherheitskoeffizienten 1,8 bis 2,0 wird eine unzulässig ausgiebige Formänderung der auf Schub beanspruchten Unterlage des Blocks vermieden und die vorübergehende, bei Explosionen oder Erdbebenstößen auftretende Herabminderung des Gleitwiderstandes berücksichtigt. (Schluß folgt.)

¹⁴⁾ Grüning, H., Der Eisenbau (Handb. f. Bauing., IV. Teil, 4. Band, S. 323). Berlin 1929.

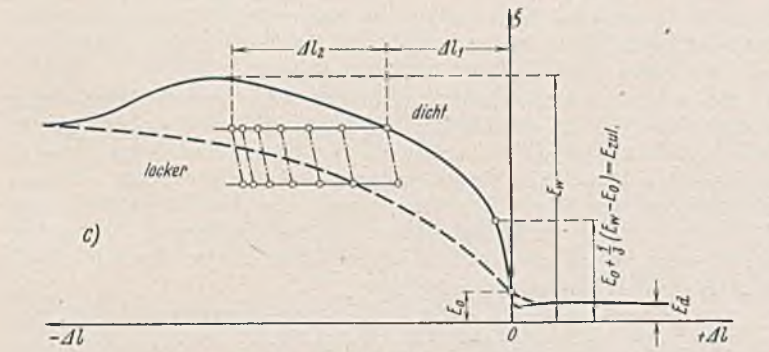


Abb. 3c.

Die Werte ξ_0 und ξ stellen den Quotienten dar aus dem Seitendruck, den die Festschubsubstanz des Bodens auf die Stützwand ausübt, und dem hydrostatischen Druck $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2$, den eine Flüssigkeit mit dem Einheitsgewicht γ auf die Stützwand ausüben würde.

Mit diesen Bezeichnungen ergibt sich für den Seitendruck, der auf die Breiteneneinheit von jeder der beiden lotrechten Endflächen des Ankerblocks vor dem Anbringen des waagerechten Schubes H wirkt, der Wert

$$(5) \quad E_0 = \xi_0 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2,$$

vermehrt um den hydrostatischen Druck des Wassers $\frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \gamma_w$. Bei eintretender Verschiebung nach links wächst der Erdwiderstand, den der Block bei seiner Bewegung überwinden muß, während der Erddruck auf die rechte Endfläche abnimmt. Der Wasserdruck $\frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \gamma_w$ wird durch die Verschiebung nicht beeinflusst, und seine Größe ist für die beiden Endflächen des prismatisch gedachten Blocks gleich. Infolgedessen wird er in den nachfolgenden Rechnungen nicht berücksichtigt. Der Druck der Festschubsubstanz des Bodens auf die linke Seitenfläche wird wie herkömmlich als „Erdwiderstand“ und jener auf die rechte Seitenfläche als „Erddruck“ bezeichnet. Der Erdwiderstand kann mit einer für praktische Zwecke hinreichenden Genauigkeit als waagrecht wirkend angenommen werden.

Infolge des starken Einflusses der letztgenannten Annahme auf die zulässige Beanspruchung der dem Ankerblock in der Zugrichtung vorgelagerten Bodenmassen seien nunmehr die Versuchsergebnisse beschrieben, auf die sich die Annahme stützt. Die Hinterfüllung der Modellstützwand bestand aus reinem, mittelgrobem Sand. Sie hatte eine Breite von 4,2 m, eine Tiefe von 1,5 m und wurde bei unveränderlicher Lage der Stützwand lagenweise eingestampft. Die Größe der Wandreibung konnte mit großer Genauigkeit, unter beinahe vollkommener Ausschaltung lotrechter Wandbewegungen, mit Hilfe von zwei Wägevorrichtungen gemessen werden. Die nach Hinterfüllung der Modellstützwand herbeigeführten Bewegungen der Wand entstanden durch Drehung um eine waagerechte Achse, die sich in einer Tiefe von 0,5 m unter der Sohle der Hinterfüllung befand. Vor dem Beginn der Verschiebungen war die Ziffer der Wandreibung $\operatorname{tg} \delta$ ungefähr $0,04 = \operatorname{tg} 2^\circ 20'$. Beim Vorpressen der Wand gegen die Hinterfüllung um einen mittleren Betrag von 0,2 cm nahm sie von

Alle Rechte vorbehalten.

Schaufelradbagger und ihre Verwendung.

Von Direktor Dr.-Ing. Krauth, Staatstechnikum Karlsruhe i. B.

Der Schaufelradbagger, der seit etwa dreißig Jahren um seine Anerkennung kämpft, hat sich seit einigen Jahren hervorragend durchgesetzt und zeigt sich uns heute schon in gewaltigen Abmessungen, in seiner letzten Ausführung als ein Gerät von rd. 1700 m³ theoretischer Stundenleistung und 1400 t Dienstgewicht (s. Abb. 12). Er verbindet bis zu einem gewissen Grade den Hauptvorteil des Eimerkettenbaggers, nämlich die große Leistungsfähigkeit infolge des stetigen Betriebes mit der Wendigkeit und weitergehenden Anpassungsfähigkeit des Löffelbaggers an die jeweiligen örtlichen Verhältnisse.

Das eigentliche Grabgerät des Schaufelradbaggers ist ein am Ende eines gewöhnlich heb- und senkbaren und meist auch waagrecht schwenkbaren Bänderauslegers befindliches Schaufelrad, das an die Stelle der Eimerkette tritt, das jetzt aber neben seiner Lagerreibung nur den Schneidwiderstand der schürfenden Eimer zu überwinden hat, im Gegensatz zu der mit schwerer Reibung durch die Eimerleiter geführten Kette des Eimerkettenbaggers. Die gleitende Reibung der Kette ruft starke Geräusche hervor, die in der Nähe von Ortschaften oft unangenehm empfunden

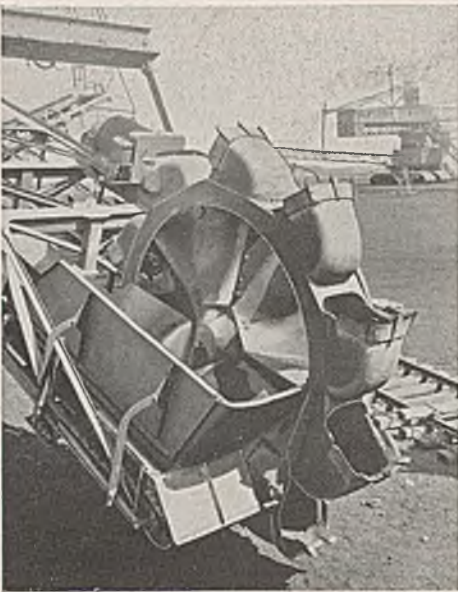


Abb. 1. Schaufelrad der Lübecker Maschinenbaugesellschaft (LMG).

werden. Ein Schaufelradbagger, bei dem jede gleitende Reibung vermieden werden kann, arbeitet dagegen ziemlich geräuschlos.

Während beim Eimerkettenbagger und beim Löffelbagger Massenlösung und Massenförderung durch die Eimer bzw. durch den Löffel geschehen, ergeben sich beim Schaufelradbagger getrennte Arbeitsvorgänge: Lösen durch die Eimer, Fördern durch das Band.

Die Eimer des Rades schneiden bzw. schöpfen den Boden von unten nach oben und entleeren, bei der Drehung des Rades über den Scheitelpunkt hinweggehoben, über die in das Rad eingebauten, unmittelbar an die Eimer anschließenden schräggestellten

Schurren auf das neben dem Rad liegende Förderband, das das Baggergut nach der Verwendungstelle weiterbefördert.

Die Lübecker Maschinenbaugesellschaft (LMG) läßt zwei Eimer in eine Schurre entleeren (Abb. 1), die Mitteldeutschen Stahlwerke geben jedem Eimer eine eigene Schurre (Abb. 2). Die LMG wählt zehn Eimer an einem Rad, die Mitteldeutschen Stahlwerke im allgemeinen sechs bis acht Eimer. Bei der Lübecker Radkonstruktion stehen die Eimer sowohl auf beiden Seiten als auch mit dem Rücken- bzw. Schwanzblech mit dem Radkörper in Verbindung und können daher stabiler und dabei genau so leicht vom Rad lösbar vorgesehen werden als die zwischen den Schakenketten befestigten Eimer eines Eimerbaggers. Andererseits stört bei der Anordnung der Eimer und Schurren der Mitteldeutschen Stahlwerke nichts den Durchgang zwischen Eimermesser und Radmitte.

Die verhältnismäßig große Schaufelzahl und der dadurch bedingte gleichzeitige Eingriff mehrerer Schaufeln bei der Lübecker Konstruktion hat ruhiges und gleichmäßiges Arbeiten zur Folge. Die fünf Zellen des Rades haben geradlinige Gleitflächen und große Auslauföffnungen, so daß auch hier Verstopfungen vermieden werden und das Fördergut auf kürzestem Wege der Aufgabeschurre des Förderbandes zugeführt werden kann.

Der Radausleger kann auch gegen die Arbeitsböschung vorgestoßen werden, wobei die Verschiebbarkeit 3 bis 20 m betragen kann. Die Verschiebbarkeit ist notwendig, um bei hoher Wand eine standfeste Böschung

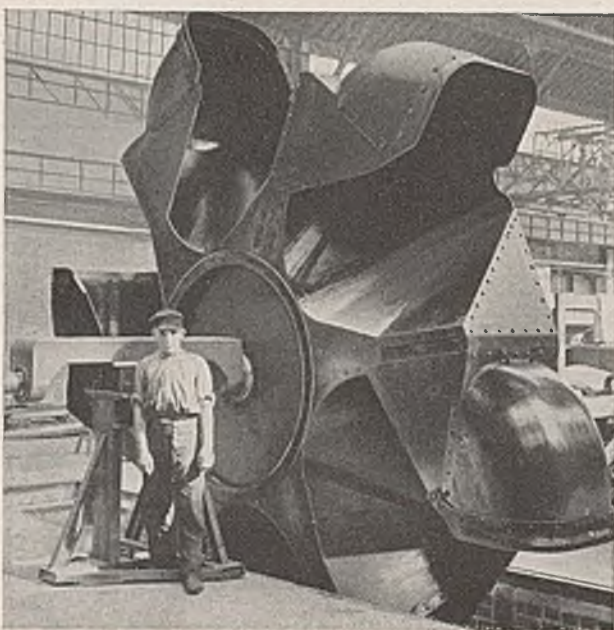


Abb. 2. Schaufelrad der Mitteldeutschen Stahlwerke AG.

Bezüglich der Leistung ist der Schaufelradbagger in erster Linie mit dem Eimerkettenbagger in Vergleich zu stellen. Wird daher die gleiche neuzeitliche Vollkommenheit in der Konstruktion bei beiden Baggern zugrunde gelegt, so ist das Gewicht eines Schaufelradbaggers etwa 10 bis 20% geringer als das eines Eimerhochbaggers von gleicher Leistung und gleicher Abtraghöhe.

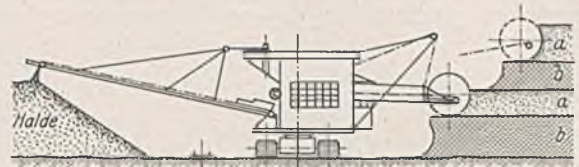


Abb. 3a. Unverwendbare Erdschichten.

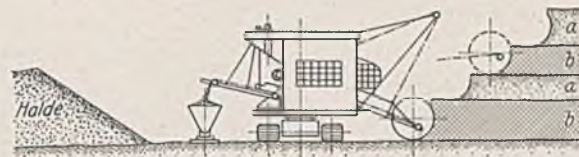


Abb. 3b. Nutzbare Gebirgsschichten z. B. Braunkohle.

Abb. 3. Arbeitsweise eines Schaufelradbaggers bei Gewinnung getrennter Gebirgsschichten (nach Mitteldeutsche Stahlwerke AG).

Ein Schaufelradbagger muß, da er zweckmäßig nur im Blocksystem arbeitet, stets mit schwenkbarem Aufbau ausgerüstet werden. Diese Ausführung verteuert aber das Gerät und die elektrische Ausrüstung ebenso selbstverständlich wie beim Eimerkettenbagger, so daß in Fällen, wo es möglich ist, einen Eimerbagger mit festem Aufbau anzusetzen, ein solches Gerät wieder wirtschaftlicher sein wird als ein Schaufelradbagger. Ein auf Raupendrehgestellen laufender Eimerbagger kann aber, wenn er an langer Strosse arbeitet, zweckmäßig als Bagger mit festem Aufbau ausgeführt werden. Der Schaufelradbagger ist ein reiner Hochbagger und ohne Umbau nur in sehr beschränktem Umfang für Tiefbaggerung verwendbar, z. B. zum Ziehen von Gräben von 0,5 bis 1,0 m Tiefe (Abb. 4).

Eine ausgesprochene Tiefbaggerung, die nur durch besondere Maßnahmen und Umbauten möglich ist, verbietet schon die Anwendung von Förderbändern. Denn wenn die gelösten Massen auf dem Förderband nicht nach unten abgleiten sollen, so darf das Band keinen größeren Neigungswinkel als etwa 20° besitzen. Bei einer Schnitt-Tiefe von 20 m müßte der Bänderausleger mit Rücksicht auf die zulässige Bandneigung eine Länge von rd. 70 m erhalten gegenüber rd. 28 m der Länge einer Eimerleiter bei 45° Böschungsneigung. Auch die im Falle einer Tiefbaggerung notwendige Änderung der Drehrichtung des Rades und der Schnittstellung der Eimer läßt sich nicht so durchführen wie die Umstellung eines Eimerbaggers von der Hoch- zur Tiefbaggerung. Es sind zwar schon verschiedene, technisch recht bemerkenswerte Vorschläge von der LMG für die Ausführung als Tiefbagger, beispielsweise unter Verwendung von Redlern an Stelle von Bändern gemacht worden, jedoch ist über die praktische Ausführung dieser Vorschläge bis jetzt noch nichts bekannt geworden.

Diese kurzen Vergleichshinweise waren notwendig, um einer überstürzten Überschätzung eines neuen Gerätes und der voreiligen Verabschiedung alter bewährter Geräte vorzubeugen. Die jeweiligen Abbau-

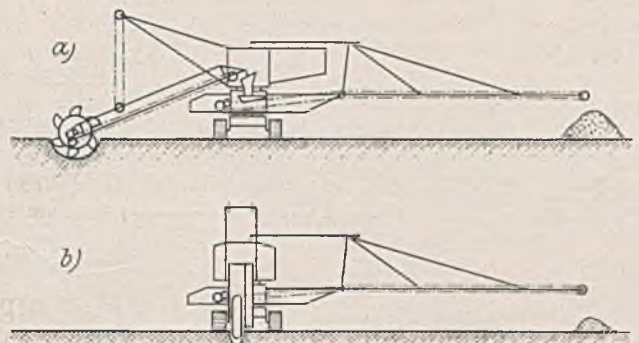


Abb. 4. Ziehen von Gräben durch einen Schaufelradbagger
a) senkrecht zur Fahrriichtung, b) in der Fahrriichtung.

zu erhalten, die andernfalls bei feststehendem Ausleger ja unterhüllt werden würde; sie ist es aber auch, die einen getrennten Abtrag verschiedener Bodenschichten und deren getrennte Verwendung ermöglicht, wie in Abb. 3 schematisch für den abwechselnden Abbau von Kohle und Zwischenschichten dargestellt ist.

verhältnisse und das in jedem Falle bestens dafür geeignete Gerät bedürfen eben einer sorgfältigen Prüfung.

Die normale Arbeitsweise eines Schaufelradbaggers ist der Blockbetrieb im Gegensatz zu dem Frontbetrieb des Eimerkettenbaggers. In Abb. 5 ist die Freilegung eines Kohlenflözes schematisch dargestellt,

indem im oberen Abraumschnitt ein Eimerkettenbagger in langer Front arbeitet, in den beiden unteren Abraumschnitten je ein Schaufelradbagger im Blockbetrieb. Im Blockbetrieb wird der Bagger ähnlich wie der Löffelbagger an die abzugrabende Böschung herangefahren, so daß das sich drehende Schaufelrad etwas in die Böschung eindringt. Dann wird das Fahrwerk stillgesetzt und das Baggerschwenkwerk eingeschaltet,

zeitigem Einziehen des Auslegers wieder näher an die Abbaustelle herangeführt, und das Spiel beginnt von neuem.

Der Schaufelradbagger ist, wie die Großbaggergeräte in den letzten zwanzig Jahren überhaupt, im wesentlichen durch den Braunkohlenbergbau und dessen Bedürfnisse ausgebaut und vervollkommen worden. Wir finden ihn daher bis heute auch erst bei den verschiedenen Aufgaben des Braunkohlenbergbaues eingesetzt, und zwar bei der Beseitigung des Abraums, bei der Gewinnung der Kohle selbst und bei der Beseitigung von Zwischenmitteleinlagerungen.

Kurz zusammengefaßt ist die Arbeitsweise im wesentlichen die folgende:

1. Der Schaufelradbagger kann in stetiger Förderung sämtliche Arbeiten ausführen, die mit einem Löffelbagger ausgeführt werden können, insbesondere also das Aushalten von Mitteln und Sandnestern in der Kohle sowie das Abheben dünner Schichten, wie überhaupt das schichtweise Abtragen des Gebirges, das aber auch wieder durch Eimerkettenbagger mit mehrfach geknickter Eimerleiter ausgeführt werden kann. Für die Arbeit an gefährlichen, zum Ausbrechen neigenden Böschungen dürfte der Radbagger ebenfalls besonders geeignet sein infolge des weitreichenden Auslegers, der den Bagger selbst außer Bereich des ausbrechenden Bodens bringt.

2. Der Schaufelradbagger wird verwendet zum Abräumen der Braunkohlenflöze und zum Gewinnen der Kohle selbst, zumal die stündliche Förderleistung unter bestimmten Voraussetzungen nahe an die Leistungen der großen Eimerkettenbagger herankommt. Infolge des Blockbetriebes und der weit ausladenden Radausleger sind die an sich teuren Raupenfahrwerke nur selten in Betrieb und deshalb einem geringen Verschleiß unterworfen.

3. Der Schaufelradbagger hat einen verhältnismäßig günstigen Wirkungsgrad, und bei gleicher Förderleistung liegt sein Anschaffungspreis durchschnittlich unter dem Preise eines Eimerkettenbaggers. Ein Preisvergleich mit dem Löffelbagger ist nicht gut möglich, da die Unterschiede in der Leistung meist zu groß sind, um einen klaren Vergleich durchzuführen. —

Abb. 6, 7 u. 8 zeigen einen Schaufelradbagger der LMG, der Anfang Mai 1935 zur Beseitigung des Abraums wie zur Gewinnung der Kohle auf der Grube Auguste bei Bitterfeld in Betrieb genommen worden ist.

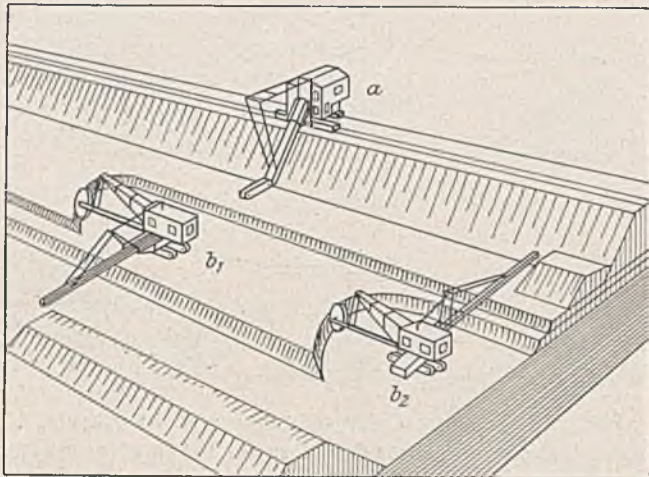


Abb. 5. Front- und Blockbetrieb beim Freilegen eines Kohlenflözes.
a: Eimerkettenbagger im Frontbetrieb, b₁ u. b₂: Schaufelradbagger im Blockbetrieb.

so daß der Radausleger um die Hauptachse des Baggers in einem Winkel von 90 bis 120° schwenkt. Der Radausleger kann, wie schon erwähnt, ähnlich wie die Eimerleiter des Eimerkettenbaggers durch eine Winde gehoben und gesenkt werden, wobei nur darauf zu achten ist, daß das Band mit der Waagerechten keinen größeren Winkel als 20 bis 25° bildet. Sobald das durch den Halbmesser des Schaufelradauslegers gegebene kreisförmige Profil freigeschnitten ist, wird der bei den meisten Baggern vorhandene Ausschub des Auslegers betätigt, so daß sich der Ausleger verlängert und ein neuer Schnitt vorgenommen werden kann. Erst wenn die Grenze der Ausschubbareit erreicht ist, wird der Bagger unter gleich-

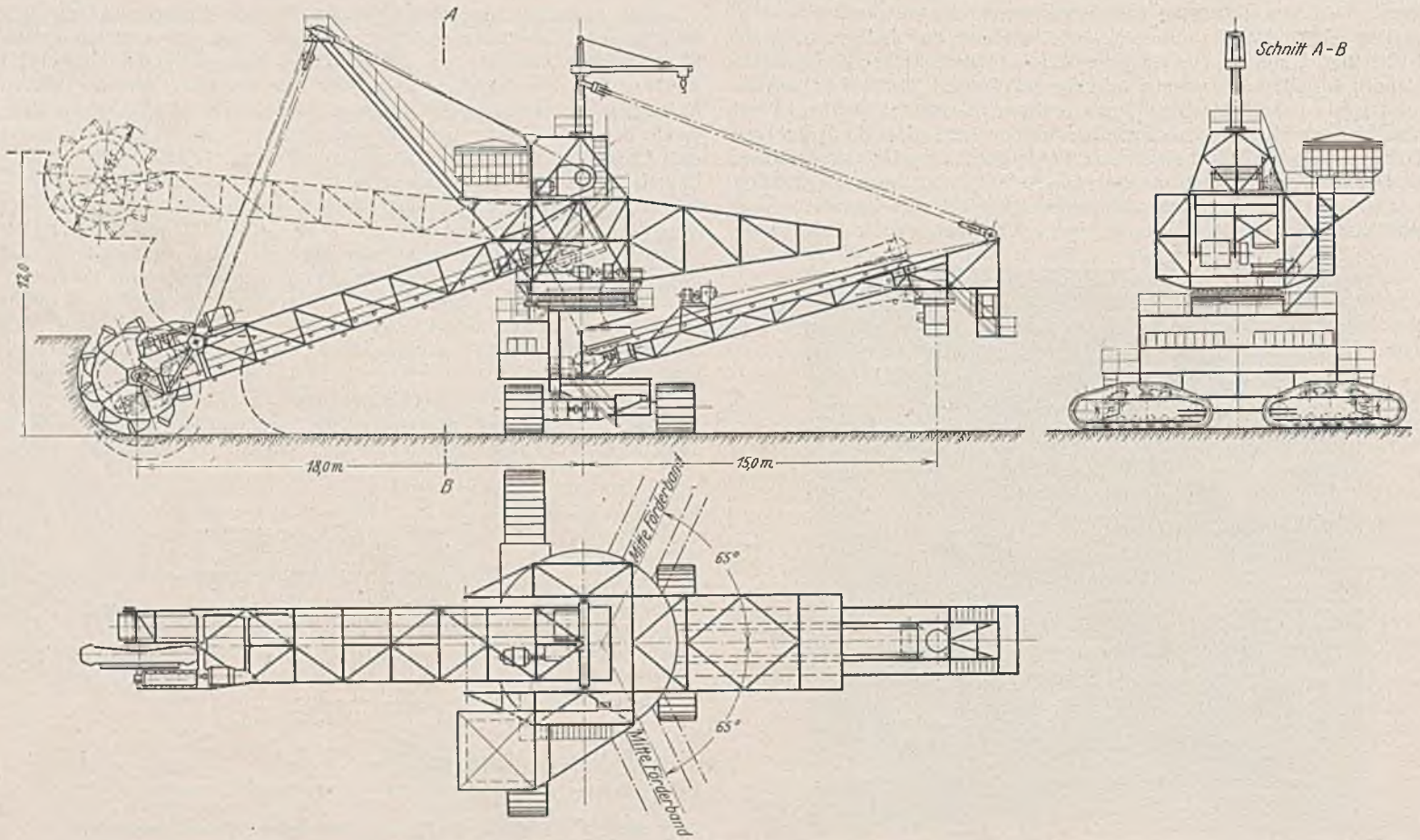


Abb. 6. Schaufelradbagger der LMG (Bau 896). Schemadarstellung.

Durchmesser des Schaufelrades	5 m	kleinste Ausladung des Schaufelradauslegers	rd. 18,5 m
Schaufellinhalt	250 l	Verschiebbarkeit des Schaufelrades	rd. 3 m
Anzahl der Schaufeln	10	Länge des Verladebandes	16,5 m
Schüttungszahl: a) beim Arbeiten in der Kohle	50/min	Länge der Raupenfahrwerke	rd. 5,75 m
b) beim Arbeiten im Abraum	35/min	Breite der Bodenplatten	2300 mm
theor. Leistung: a) beim Arbeiten in der Kohle	750 m ³ /h	Mittlerer sp. Bodendruck	rd. 1 kg/cm ²
b) beim Arbeiten im Abraum	540 m ³ /h	Dienstgewicht	rd. 350 t.
größte Abtragshöhe	rd. 13 m		

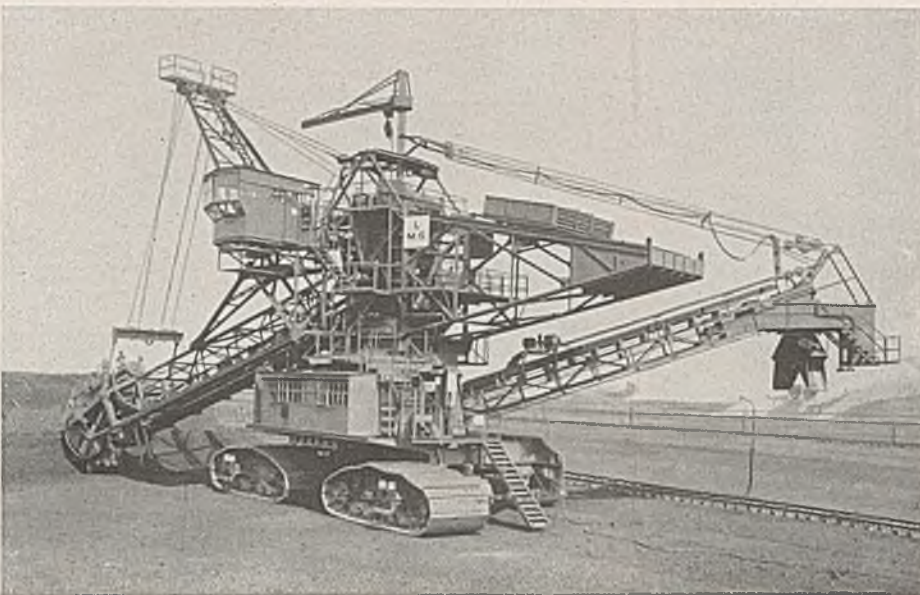


Abb. 7a. Ansicht der Seite der zwei steuerbaren Raupendrehgestelle.

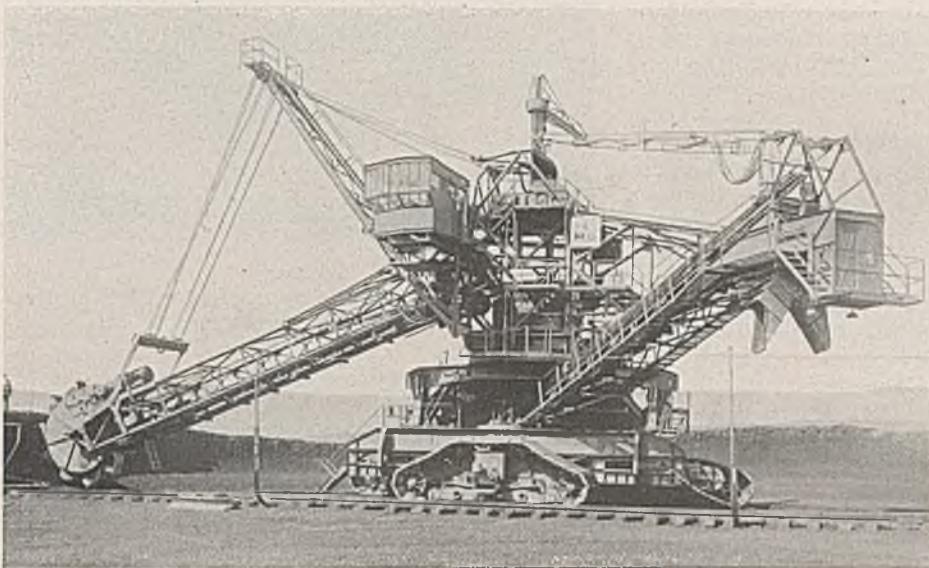


Abb. 7b. Ansicht der Seite der Einzelraupe.
Abb. 7a u. b. Schaufelradbagger der LMG (Bau 896).

Die Verschlebarkeit ist mit 3 m verhältnismäßig klein. Ihre Wirksamkeit beim Abtragen der Böschung ebenso wie die Möglichkeit einer mäßigen Tiefbaggerung ist aus Abb. 6 ersichtlich.

Der Oberbau mit dem Radausleger ist um 360°, das am Unterwagen gelagerte Verladeband ist unabhängig vom Aufbau um etwa 140° schwenkbar. Der Bagger ist in drei Punkten abgestützt, auf einer Seite auf zwei steuerbaren Einzelraupendrehgestellen mit Antrieb und auf der anderen Seite auf einer Einzelraupe.

Die Übertragung der Last auf die Raupenkettens geschieht durch Druckrollen, die in Schwingen pendelnd angeordnet sind, so daß auch bei Unebenheiten in der Fahrbahn sämtliche Rollen gleichmäßigen Druck erhalten und die Raupenplatten sich der Fahrbahn anpassen.

Zum Antriebe dienen zwölf Motoren von insgesamt 300 kW Leistung. Der Motor zum Antrieb des Schaufelrades wird auf dem Förderbandträger angeordnet. Die Kraftübertragung geschieht über in öldichten Getriebekasten verlagerte Zahnradvorgelege mit geschnittenen Zähnen auf den Zahnkranz am Schaufelrad. In das Schaufelradgetriebe ist zur größtmöglichen Sicherheit gegen Brüche in den Getriebeteilen bei Überlastungen eine Lamellenkupplung eingebaut.

Für das Heben und Senken des Schaufelradauslegers ist eine Seilwinde vorgesehen. Die Kraft wird von einem besonderen Motor aus durch im Ölbad laufende Getriebe übertragen.

Für die Schwenkwerke des Oberbaues und des Verladebandes ist ein besonderer Motor angeordnet. Die Kraftübertragung geschieht durch in geschlossenen Getriebekasten angeordnete Räder mit geschnittenen Zähnen. Das Schaufelradschwenkwerk wird gesteuert vom Baggermeisterstand, der hier hoch oben über der Wurzel des Radauslegers angebracht ist, der aber bei größeren Baggern unmittelbar neben das Schaufelrad verlegt wurde (Abb. 11 u. 12). Die Steuerung für das Verschwenken des

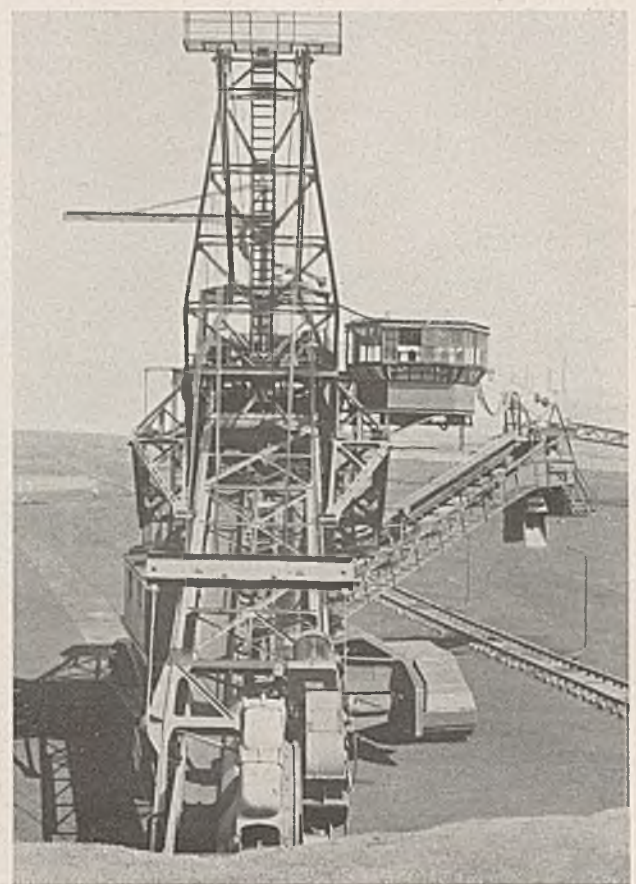


Abb. 8. Schaufelradbagger der LMG (Bau 896).
Blick von der abzutragenden Böschung auf Schaufelrad mit Radausleger und Förderband.

Verladebandes geschieht vom Bandwärterstand aus, der am Ende des Verladebandes angebracht ist. —

Die Anzahl der Raupen, auf die sich ein Bagger abstützt, bestimmt sich nach der Größe des Gerätes, da der Boderdruck nicht größer als 1 kg/cm² sein soll, so daß die Bagger mit zwei, drei, fünf und mehr Raupen ausgerüstet werden. Für jede angetriebene Raupe sind besondere Motoren aufgestellt.

Gewöhnlich ist über der unteren Plattform des Gerätes ein großes Maschinenhaus für die Unterbringung der elektrischen Apparate vorgesehen. Sämtliche hier beschriebenen Bagger sind für elektrischen Antrieb gebaut, Diesel-elektrischer Antrieb ist möglich und erfordert sinngemäße Anordnung der Maschinen und Antriebe.

Abb. 9 zeigt einen auf Gleisen laufenden, mit einer Abraumförderbrücke zusammen arbeitenden Schaufelradbagger mit um 360° schwenkbarem Oberbau. Das Baggergut wird über ein am schwenkbaren Oberbau festverlagertes Verladeband einem zwischen den Baggergleisen angeordneten, vom Bagger an und für sich unabhängigen Verladeband zur Umladung und Weiterleitung über die Brücke zugeführt.

Das Schaufelrad mit Aufgabeband ist um 21,5 m verschiebbar, der Durchmesser des Schaufelrades über die Messerkanten gemessen ist 8,2 m, der Schaufelinhalt 850 l.

Die Einzelangaben für den nur im Abraum arbeitenden Bagger sind die folgenden:

Umfangsgeschwindigkeit an der Messerkante	1,54 m/sek
Schüttungen/min	36
Theoretische Leistung	1830 m ³ /h
Ausladung des Schaufelradauslegers	
in eingeschobener Stellung	8,5 m
in ausgeschobener Stellung	30,0 „
beides in Mittelstellung des Verladebandes und gemessen von Mitte vorderer Gleisanlage bis Mitte Schaufelrad	
Abtraghöhe	14 „
gemessen von Fahrsohle bis Mitte Schaufelrad	
Gurtbreite der Bänder	1600 mm
Abstützung des Gerätes auf 64 Laufrädern	
Mittlerer spez. Bodendruck (Gleisanlage!)	1,85 kg/cm ²
Konstruktionsgewicht	670 t
Dienstgewicht	880 t

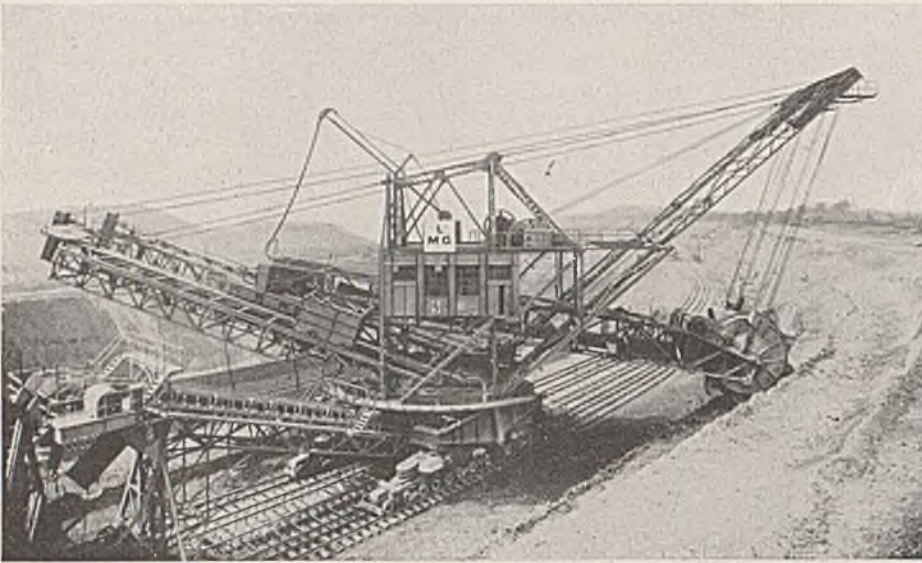


Abb. 9. Schaufelradbagger der LMG mit einer Abraumförderbrücke gekuppelt.



Abb. 10 a.

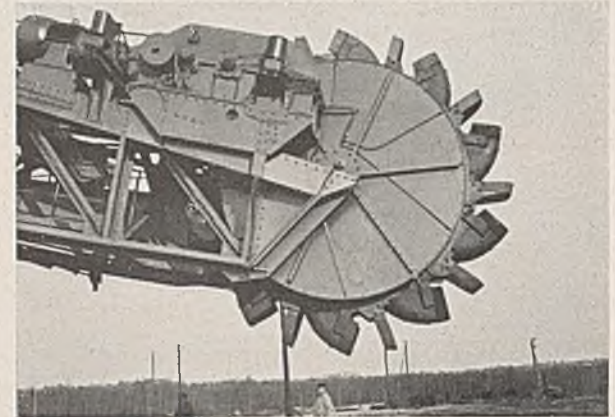


Abb. 10 b.

In Abb. 10 a u. b sehen wir einen Schaufelradbagger, der in der Braunkohle arbeitet und hauptsächlich für die Gewinnung von Kohle bestimmt ist. Um keine zu großstückige Kohle zu bekommen, sind, wie in Abb. 10b gut ersichtlich, zwischen den Eimern Schneidbügel eingebaut. Der Bagger hat eine Abtraghöhe von 10 m, der Durchmesser des Schaufelrades beträgt 5 m, die Eimer haben einen Inhalt von 300 l und ergeben eine theoretische Stundenleistung von 900 m³, das Dienstgewicht beträgt 587 t.

Hier sei eingeschaltet, daß die tatsächliche Leistung abhängt von der Beschaffenheit des Bodens, von Witterung und Jahreszeit, von der Geschicklichkeit des Baggerführers, auch von der Auflockerung des Bodens, von der mehr oder minder vollständigen Eimerfüllung und von der mehr oder minder guten Eimerentleerung. Die Auflockerung kann betragen, je nach Bodenart, 10 bis 40%, bei stark klebrigem Boden kann die Entleerung der Eimer vielleicht nur 90% betragen und die Eimerfüllung, die ganz von der Geschicklichkeit des Baggerführers abhängt, kann 80 bis 100% betragen. Demzufolge wird man im großen Durchschnitt die tatsächliche Durchschnittsleistung des Betriebes mit 70 bis 80% der theoretischen Leistung annehmen können. Die Abtraghöhe spielt auch eine gewisse Rolle, da die Leistung am höchsten sein wird, wenn die Höhe des jeweiligen Baggerschnittes etwa halb so groß oder höchstens ebenso groß ist wie der Durchmesser des Schaufelrades.

Abb. 10a u. b. Schaufelradbagger der LMG in der Braunkohle arbeitend.

Abb. 11 zeigt schematisch einen Schaufelradbagger, der sich zur Zeit noch in der Montage befindet, und der hauptsächlich im Abraum angesetzt werden soll. Er ist für eine Abtraghöhe von 25 m bestimmt.

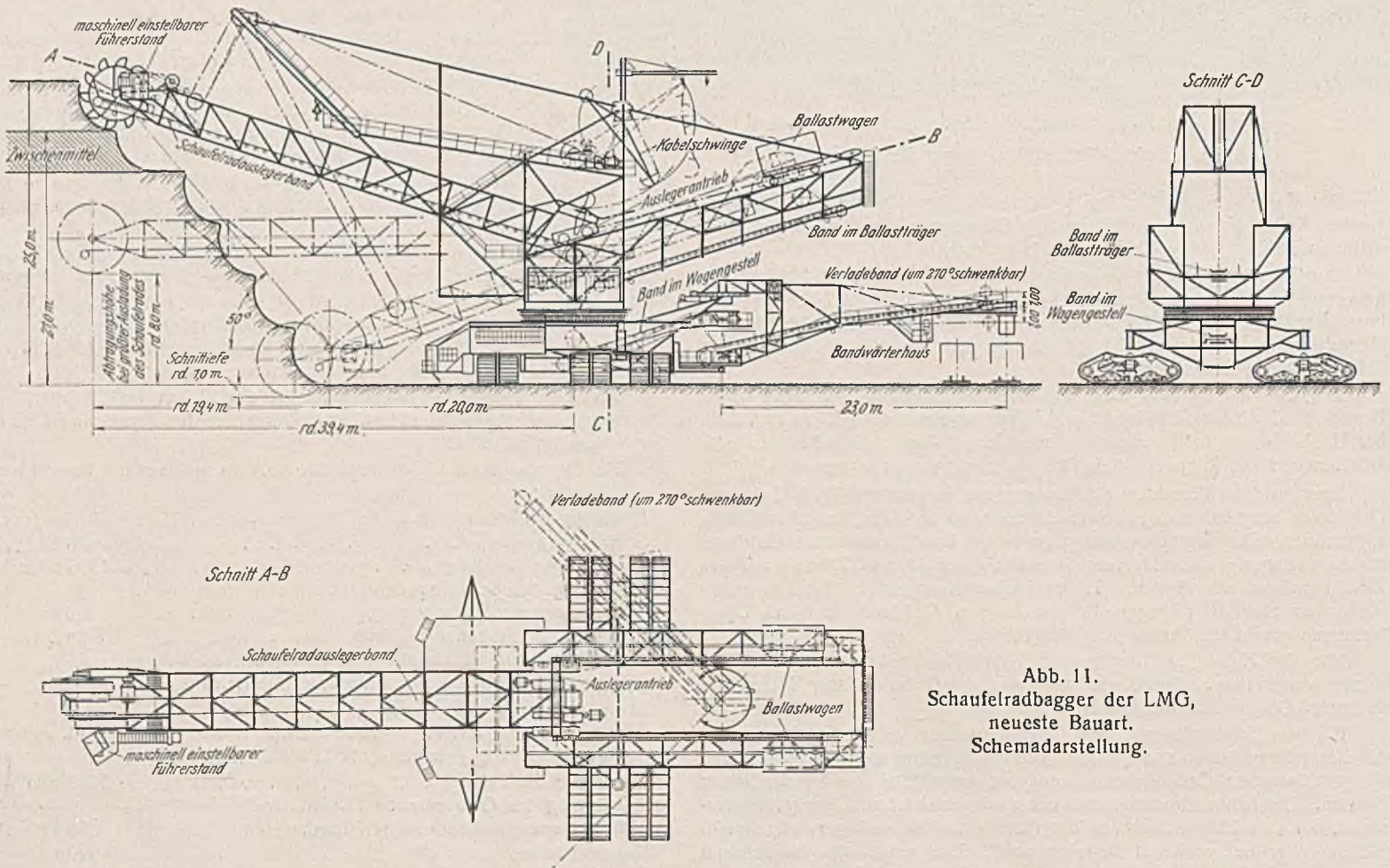


Abb. 11. Schaufelradbagger der LMG, neueste Bauart. Schemadarstellung.

Das Schaufelrad ist um 19 m vorschleubar und hat einen Durchmesser von 5,75 m mit Eimern von 350 l Inhalt.

Die theoretische Stundenleistung beträgt 840 m³, das Dienstgewicht ist 1160 t. Der Bagger läuft auf fünf Raupen mit denselben Abmessungen wie die des Baggers in Abb. 12. Der Oberbau mit Radausleger ist um 360°, das Verladeband, unabhängig vom Aufbau, um 270° schwenkbar. Der Führerstand ist jetzt am Ende des Radauslegers neben dem Schaufelrade angebracht. Der Bandwärter hat seinen Stand am Ende des Bandauslegers. Die Arbeitsweise des Baggers bei eingezogenem Radausleger, in dessen äußerst vorgeschobener Stellung bzw. in dessen Zwischenstellungen mit der Aufnahme und der Weiterleitung des Materials von der Böschung bis zur Ablagerung bzw. bis zum Ausschütten in die Förderwagen ist aus der Abbildung deutlich ersichtlich.

Kürzlich ist im Abraumbetrieb auf der Grube Golpa der Elektro-Werke AG ein auf Raupen laufender und elektrisch betriebener Schaufelradbagger in Betrieb gekommen, der hinsichtlich der Förderleistung und hinsichtlich der Größe und der zur Verwendung gekommenen Raupen als größtes derartige Gerät der Welt bezeichnet werden darf (Abb. 12). In seinen Einzelheiten ähnelt er der Schemadarstellung der Abb. 11.

Die theoretische stündliche Förderleistung des Schaufelrades bei dem Bagger Abb. 12 beträgt bei 34 Eimer-schüttungen/min 1730 m³, entspricht also bei 92%iger Eimerfüllung und 40%iger Auflockerung einer tatsächlichen stündlichen Förderung von 1135 m³ gewachsenem Boden. Der Schaufelradträger ist auf einer Laufbahn um 12 m verschiebbar, was unter den gegebenen Verhältnissen bei Blockbaggerung das Abtragen einer Böschung mit 45° Neigung gestattet. Die kleinste Ausladung der Schaufelradmitte von Baggerdrehachse aus gemessen beträgt 19,5 m, die größte 31,5 m. Die größte Abtrags-höhe beträgt 20 m.

Das gewonnene Fördergut wird durch drei hinter- bzw. untereinander liegende Gurtbänder einem um 270° schwenkbaren und 28,5 m langen Verladeband zugeführt, von dem es über eine drehbare Zweihosenschurre in die 35-m³-Abraumwagen verladen wird.

Die Summe der Nennleistungen aller auf dem Bagger eingebauten Antriebmotoren ergibt eine Gesamtleistung von 1070 kW.

Die Stromzuführung für die auf dem verschiebbaren Schaufelradarm befindlichen Motoren bereitete Schwierigkeiten; diese sind durch die Kabelschwinde gelöst worden. Die Kabelschwinde stellt sich je nach der Stellung des Schaufelradträgers ein, wobei aber das Kabel stets seine gleiche Länge behält.

Das Dienstgewicht des Gerätes beträgt rd. 1400 t und wird von drei Doppelraupen bei Einhaltung einer mittleren Flächenpressung von 0,98 kg/cm² auf den Boden übertragen. Zwei dieser durch zahlreiche Patente der Herstellerfirma geschützten Raupen können durch an Steuerarme angreifende Spindeln aus der Geraden geschwenkt werden, so daß das Befahren eines kleinsten Kurvenhalbmessers von 50 m ermöglicht wird. Jede Doppelraupe überträgt durch in Längs- und Querschwingen in einwandfrei räumlich statisch bestimmter Anordnung gelagerten Lauf-rädern ihre Auflast auf die Laufbahnen von vier nebeneinanderliegenden Raupenketteln von je 1,60 m Breite. Jede dieser vier Doppel-Raupenketteln der beiden Lenkraupen wird angetrieben, die dritte fest angeordnete Raupe wird geschleppt.

Das Schaufelrad hat, über die Schneldkante der zehn Eimer gemessen, einen Durchmesser von 8,2 m. Die Eimer mit einem Inhalt von 850 l entleeren in Rutschen, die das Fördergut dem neben dem Schaufelrad angeordneten Gurtförderer zuführen. Alle Förderbänder haben eine Breite von 1700 mm und eine Bandgeschwindigkeit von 3 m/sek.

Um beim Verschieben des Schaufelradträgers keine Schwerpunkts-wanderungen auftreten zu lassen, wird das 61 t betragende Gegengewicht in einem auf dem Obergurt des Gegengewichtsträgers sich gegenläufig bewegenden Wagen eingebracht.

Der gesamte schwenkbare Aufbau wird durch einen Zahnkranz und zwei Schwenkritzeln auf einer Kugeldreh-scheibe von 8 m Durchm. gedreht. Die Laufbahn enthält 136 Kugeln von 150 mm Durchm. Die Schwenk-geschwindigkeit des Aufbaues beträgt bei größter Ausladung am Schaufelrad gemessen max 27 m/min und kann durch einen Leonard-Umformer wahlweise bis auf null verändert werden.

Zum Ausbau einzelner Antriebe ist auf dem fahrbaren Gegen-gewichtswagen ein elektrisch betriebener 3-Motoren-Schwenkkran von 10 t Tragfähigkeit und 8,5 m größter Ausladung vorgesehen.

Der Baggerführer sitzt in einem besonderen Führerstand, der sich in der Nähe des Schaufelrades befindet und durch eine besondere Hub-winde unabhängig von den Bewegungen des Schaufelradträgers wahl-weise mit einer Geschwindigkeit von 12 m/min gehoben und gesenkt werden kann, so daß der Baggerführer bei jedem Schnitt sich die

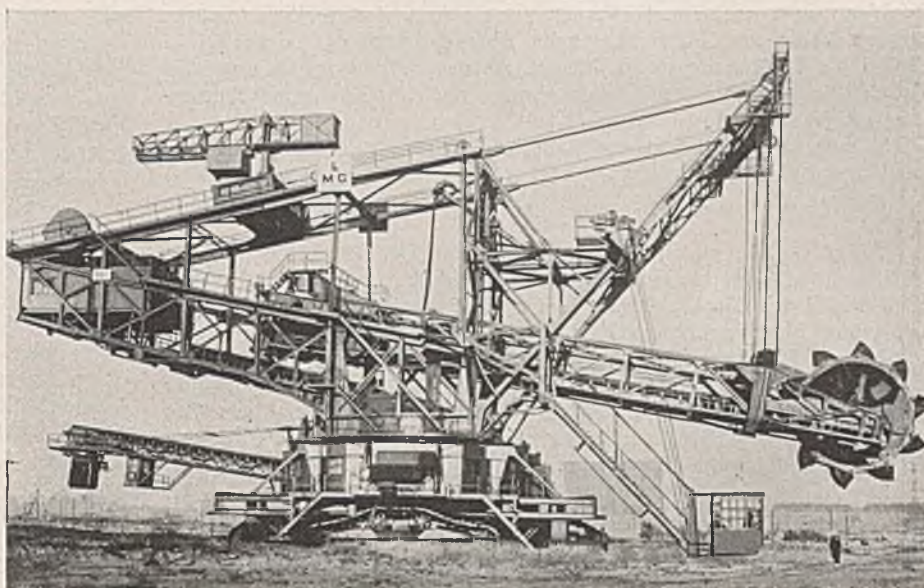


Abb. 12. Größter Schaufelradbagger der Welt (LMG) im Abraumbetrieb der Elektrowerke AG Berlin, Grube Golpa.

günstigsten Sichtverhältnisse nutzbar machen kann. Die Einstellung des Verladebandes und die Betätigung der durch Druckluft gesteuerten Wendeklappen der Verladeschurre geschieht vom Bandwärterhaus, das sich unter dem Verladeband befindet. —

Die konstruktiven Einzelheiten der Schaufelradbagger entsprechen im übrigen im wesentlichen den bekannten Einzelheiten der auf Raupen laufenden Eimerkettenschwenkbagger.

Die Schaufelradbagger sind über ein Schleppkabel an das jeweilige Stromnetz angeschlossen. Die Leitungsverteilung geschieht durch gußgekapselte Verteilungsanlagen, die Schütze, Relais- und Schutzschalter vor Staub, Nässe und mechanischer Beschädigung bewahren. Die Schütze der einzelnen Motoren sind so untereinander verriegelt, daß ein Einschalten der Antriebe nur in folgender Reihenfolge möglich ist:

1. Verladeband,
2. Schaufelradband,
3. Schaufelrad,
4. Fahrwerk und Baggerschwenkwerk.

Hierdurch wird erreicht, daß beim Ausfallen eines Antriebes Stauungen auf dem Bagger sicher vermieden werden. Wenn beispielsweise durch dauernde Überlastung ein thermischer Überstromschutz anspringt und das zugehörige Schütz des Motors abschaltet, so bleiben alle in der Verriegelung nachfolgenden bzw. die im Fluß des Baggergutes vorhergehenden Antriebe stehen.

Die Steuerschalter und Walzen sind für den größten Teil der Antriebe in Steuerpulten im Baggerführerstand eingebaut und in übersichtlicher Anordnung zusammengefaßt. Der Baggerführer muß von einer Stelle aus die meisten Antriebe betätigen und im Notfall alle Antriebe auch stillsetzen können. Strommesser im Steuerpult geben dem Baggerführer jederzeit ein Bild von der augenblicklichen Belastung der wichtigsten Antriebe. Auch im Klappenschläger (Bandwärter-)stand und an verschiedenen anderen Stellen des Baggers sind Notdruckknöpfe angebracht, die im Notfall den Hauptstromkreis des Hauptsteuerschützes unterbrechen, so daß dadurch sämtliche Schütze zum Abfallen kommen.

Die umfangreiche elektrische Einrichtung für die vielfältigen Antriebe wird vervollständigt durch eine verzweigte Lichtinstallation und die verschiedenen Meldeanlagen zur Verständigung zwischen Baggerführer, Bandwärter und Klappenschläger und zwischen diesen und den Lokomotivführern der Förderzüge.

War bis vor kurzem der Schaufelradbagger auf einem begrenzten Arbeitsgebiet nur in ganz wenigen Stücken bekannt als Schaufelradkleinbagger¹⁾, als Schaufelradabsetzer oder vereinzelt bei Arbeiten im Moor oder in der bekannten Zusammenarbeit mit einer Förderbrücke auf der Grube Société de lignites d'hostens in Südfrankreich oder in der Verwendung des Schaufelrades bei Schiffsentladeanlagen usw., so beweist die Einführung bei der Gewinnung der Braunkohle selbst, welche große Bedeutung diesem neuen Gerät von der Braunkohlenindustrie beigelegt wird. Ist doch damit der Schaufelradbagger in das Gebiet der Großerdbelegung und der Braunkohlengewinnung eingedrungen, das der Eimerkettenschwenkbagger fast ausschließlich beherrschte, der selbst wie die meisten Großerdbelegungsgeräte durch den Braunkohlenabraum zu gewaltigen Größen und zu höchster Vollkommenheit ausgebaut worden war.

¹⁾ Schaufelradkleinbagger. Bautechn. 1934, S. 103.

Wenn man auf Grund der Erfahrungen mit den ersten kleineren Baggern heute zu Großausführungen übergegangen ist, wie wir sie in Abb. 6 bis 12 kennengelernt haben, so beweist dies, daß man des wirtschaftlichen Erfolges des neuen Gerätes auch für sehr große Massenbewegungen schon durchaus sicher ist.

So wie in den Abraumbetrieben der Braunkohle ist daher die Verwendungsmöglichkeit des Schaufelradbaggers auch in Großbetrieben des Bauwesens bei gegebenen Verhältnissen in greifbare Nähe gerückt.

Voigt²⁾ gibt erstmals eine ausführlichere Darstellung des Standes des Schaufelradbaggerbaues und eine Vergleichsbetrachtung gegenüber dem hauptsächlichsten Konkurrenten, dem Eimerkettenbagger. Während zur Zeit seiner Berichterstattung 1936 im Braunkohlenbergbau nach seinen Angaben rd. 700 Eimerkettenbagger, darunter die größten und mächtigsten ihrer Art überhaupt arbeiteten und jahrzehntelange Erfahrungen über Betriebs- und Unterhaltungskosten in diesen vorlagen, betrug die Zahl der gelieferten bzw. bis dahin bestellten Radbagger, worunter sich auch die Kleinschaufelradbagger befinden, erst 22.

Die Vergleichszahlen für die Radbagger mußten zum Teil aus allerlei Überlegungen heraus errechnet, konnten also nicht der Erfahrung entnommen werden. Allerdings liegen bezüglich der Kosten für die Bandanlagen Vergleichswerte aus der Absetzer- und Förderbrückentechnik vor,

²⁾ Voigt, Schaufelradbagger und ihre Verwendungsmöglichkeit im Braunkohlenbergbau. Braunkohle 1936, Heft 31, S. 553.

und auch für die übrigen Konstruktionsteile konnten entsprechend der Erfahrung aus Löffel- und Eimerkettenbaggerbetrieben sinngemäß brauchbare Vergleichsannahmen gemacht werden.

Nach diesen für Abraum- und Kohlenbagger angestellten ersten Vergleichen ergab sich bei Abraumbaggern, die einen Baufachmann ja in erster Linie interessieren, eine Ersparnis

im Stromverbrauch von 0,11 kWh/m³ Abraum
(0,31 kWh beim Kettenbagger,
0,20 kWh beim Radbagger)

in den Unterhaltungskosten von 0,50 Rpf/m³
(1,35 Rpf beim Kettenbagger,
0,85 Rpf beim Radbagger).

Unter Berücksichtigung des geringeren Anschaffungspreises gegenüber einem Kettenbagger errechnet Voigt eine Ersparnis von rd. 1,0 Rpf/m³ Abraum, allerdings bei einem Strompreise von 2 Rpf/kWh, der im Baubetrieb wohl drei bis vier mal so hoch anzusetzen sein wird.

Der Umstand, daß der Eimerbagger mit nicht schwenkbarem Oberbau im Frontbetrieb einen 50- bis 100 mal längeren Weg zurückzulegen hat als der die gleiche Strosse im Blockbetrieb bearbeitende Radbagger, schont das Fahrwerk so außerordentlich und setzt die Unterhaltungskosten so viel herab, daß die Gesamtersparnis auf 2 Rpf je m³ Abraum geschätzt wird, also bei den gewaltigen Erdbewegungen eine beachtenswerte Zahl, die bei ähnlich gelagerten Baubetrieben, bei den dort höheren Stromkosten noch größer sein würde.

Über das Verhalten von Abdichtungen bei wechselnder Belastung und verschiedenen Temperaturen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat Dr. Seufert, München.

In dem Aufsatz „Über Abdichtungen an Bauwerken unter hohen Dämmen“ von Reichsbahnoberrat Brodersen¹⁾ wurde auf das Verhalten der Abdichtungen, die unter größerem Druck stehen, hingewiesen. Nachstehend geben wir die auf S. 190 angekündigten Untersuchungen bekannt. Aus ihnen ist ersichtlich, wie sich die Abdichtungsarten bei verschiedenen Belastungen verhalten. Es zeigt sich, daß außer dem Druck noch andere Einflüsse hemmend oder beschleunigend auf die Anpressungen wirken.

Es wurde beobachtet, daß bei größeren Dammschüttungen die verwendeten Abdichtungen dadurch zu Schaden kamen, daß sie vermutlich durch die hohe Belastung seitlich ausgedrückt wurden. Es lag deshalb nahe, das Verhalten der Abdichtungen bei wechselnder Belastung und verschiedenen Temperaturen nachzuprüfen. Zu diesem Zweck wurden in der Chemischen Versuchsanstalt der Reichsbahn in München zwei Versuchsreihen an Abdichtungsstoffen von bekanntem Aufbau bei verschiedenen Temperaturen unter senkrechter Belastung durchgeführt.

Versuchsanordnung.

Die Versuche wurden auf einer Fläche von 10 × 10 cm zwischen zwei eisernen Platten vorgenommen. Die untere Platte hatte an zwei Seiten

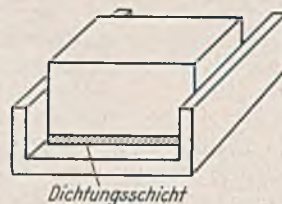


Abb. 1.
Anordnung der Versuche.

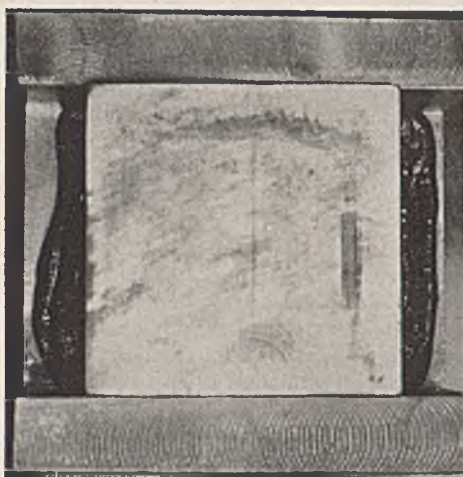


Abb. 2. Aufsicht von oben.

Die Abdichtungen wurden nach Angaben der AIB (Tafel I) und gemäß der „Vorläufigen Anweisung für Abdichtungen von Ingenieurbauwerken unter Verwendung von deutschem Naturasphalt“ (Tafel II) hergestellt.

Die in Tafel II aufgeführten Belastungsversuche wurden bei 20° und 10° durchgeführt, und zwar sofort nach Fertigstellung der Dichtung und nach dreimonatiger Lagerzeit der fertigen Dichtung²⁾. Die Erweichungspunkte (EP.) wurden bei allen Versuchen nach dem Ring- und Kugelfahrverfahren bestimmt.

Die gewählten Belastungen von 0,5 kg/cm², 1,0 kg/cm² und 2,2 kg/cm² entsprechen etwa einer Dammhöhe von 2,5 bzw. 5,0 und 11,0 m.

Auswertung der Versuchsergebnisse.

I. In Tafel I sind die seitlich ausgedrückten Abdichtungsmengen angegeben.

Soweit die verwendeten Abdichtungsstoffe den vorläufigen technischen Lieferbedingungen für Abdichtungsstoffe zu Ingenieurbauwerken entsprechen, wurde auf die einschlägigen Paragraphen verwiesen.

Die Auspressungen sind unregelmäßig und erstrecken sich nicht anteilmäßig auf die einzelnen Bestandteile der Dichtungen. Die Klebemasse und die Deckaufstriche werden in kurzer Zeit und in größerer Menge ausgedrückt als die Überzugmasse der Dichtungsbahnen.

Es war zu beobachten, daß der Beschaffenheit der Klebe- und Deckaufstriche eine ausschlaggebende Rolle zufällt, wie aus Versuch 5 u. 6 hervorgeht.

Auch die Art des Trägers der Überzugmasse ist für die Brauchbarkeit einer Dichtungsbahn bei senkrechter Druckbeanspruchung von Bedeutung. Drahtnetzelnagen (Versuch 10) verhalten sich günstiger als sonstige zur

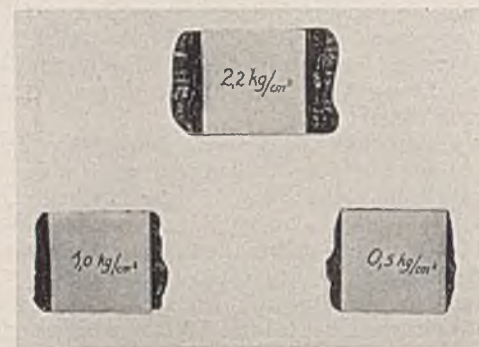


Abb. 3. Auspressungen bei steigendem Druck.

einen erhöhten Rand, damit die Abdichtungsstoffe nur an zwei gegenüberliegenden Seiten ausweichen konnten (Abb. 1 u. 2).

Verwendung kommende Dichtungsträger. Geriffeltes Aluminiumblech liefert bessere Ergebnisse als glattes Blech (Versuch 8 u. 9).

¹⁾ Bautechn. 1938, Heft 14, S. 188.

²⁾ Bitumen 1937, S. 160.

Tafel I.

Nr.	Art der Abdichtung	Nach Tagen	Mittlere Auspressung je nach beiden Seiten in mm		
			Belastung		
			0,5 kg/cm ²	1,0 kg/cm ²	2,2 kg/cm ²
1	Nach AIB: Dichtungsbahn mit Wollfilzeinlage § 5, 1 . . .	1	3,0	3,0	13,0
	Klebmasse EP. 62° § 4, 1	2	5,5	8,0	15,0
	Deckaufstrich EP. 71° § 4, 2	3	7,0	13,0	20,0
2	Nach AIB: Dichtungsbahn mit Wollfilzeinlage § 5, 1, Klebmasse § 4, 1 und Deckaufstrich mit 20% Schlefermehl § 4, 2	1	2,5	3,0	12,0
	Klebmasse EP. 69° § 4, 1	2	5,5	8,0	14,0
	Deckaufstrich EP. 75° § 4, 2	3	7,0	12,0	20,0
3	Nach AIB: dsgl. § 5, 1, Klebmasse § 4, 1 u. Deckaufstrich § 4, 2 mit 15% Schlefermehl u. 5% Asbest	1	3,5	4,0	14,0
	Klebmasse EP. 76°	2	6,0	9,0	18,5
	Deckaufstrich 85° § 4, 2 . . .	3	7,5	13,5	22,0
4	Nach AIB: dsgl. § 5, 1, Klebmasse § 4, 1 u. Deckaufstrich § 4, 2 mit 20% Naturasphaltemehl	1	3,0	5,0	12,0
	Klebmasse EP. 67° § 4, 1	2	5,0	8,0	17,0
	Deckaufstrich EP. 74° § 4, 2	3	7,0	9,5	19,0
5	Nach AIB: dsgl. § 5, 1 . . .	1	1,0	2,5	7,5
	Klebmasse, Geblasenes Bitumen EP. 88°	2	3,0	7,0	14,0
	Deckaufstrich, Geblasenes Bitumen EP. 88°	3	5,5	10,0	17,0
6	Nach AIB: dsgl. § 5, 1 . . .	1	3,5	6,0	12,0
	Klebmasse, Hochvakuum-Bitumen EP. 83°	2	7,0	11,0	20,0
	Deckaufstrich, Hochvakuum-Bitumen EP. 83° § 4, 2 . . .	3	9,0	14,0	29,0
7	Nach AIB: Dichtungsbahn mit Juteeinlage § 5, 2	1	2,5	4,0	11,0
	Klebmasse EP. 62° § 4, 1	2	5,0	7,5	15,0
	Deckaufstrich EP. 71° § 4, 2	3	7,0	11,0	18,0
8	Nach AIB: Dichtungsbahn mit Aluminumeinlage (geriffelt)	1	4,0	6,0	11,0
	Klebmasse EP. 62° § 4, 1	2	7,5	9,0	15,0
	Deckaufstrich EP. 71° § 4, 2	3	8,5	13,0	18,0
9	Nach AIB: Dichtungsbahn mit Aluminumeinlage (glatt) . .	1	2,7	8,5	25,3
	Klebmasse EP. 62° § 4, 1	2	6,9	11,8	26,3
	Deckaufstrich EP. 70° § 4, 2	3	8,2	14,1	26,8
10	Nach AIB: Dichtungsbahn mit Drahtnetzeinlage	1	1,5	6,0	7,5
	Klebmasse EP. 62° § 4, 1	2	2,5	8,0	10,0
	Deckaufstrich EP. 71° § 4, 2	3	3,5	9,5	15,0
11	3 Lagen getränkte Teerpappe mit Spezialteerklebmasse und Deckaufstrich	1	3,0	5,0	11,0
		2	4,5	8,0	14,0
		3	8,0	10,0	18,0
12	Dichtungsbahn mit Wollfilzeinlage § 5, 1 ohne Klebmasse und Deckaufstrich	1	—	—	0
		2	—	—	1,0
		3	—	—	2,5
13	2 getränkte Wollfilzpappen mit Klebmasse § 4, 1 und Deckaufstrich § 4, 2 gemäß AIB	1	—	—	2,0
		2	—	—	2,5
		3	—	—	3,5

Abb. 3 zeigt die Auspressungen bei steigendem Druck (0,5 bis 2,2 kg/cm²) in der gleichen Zeit.

II. Die in Tafel II angegebenen Werte wurden gemäß der „Vorläufigen Anweisung für Abdichtungen von Ingenieurbauwerken unter Verwendung von deutschem Naturasphalt“ mit verschiedener Zusammensetzung und verschiedenem Aufbau ermittelt. Die Belastung betrug bei sämtlichen in Tafel II zusammengestellten Versuchen 2,2 kg/cm².

Es wurde festgestellt, daß die Auspressung um so größer ist, je höher der Bitumengehalt der Masse ansteigt (Versuch 1 u. 2 bzw. 3 u. 4, Abb. 4).

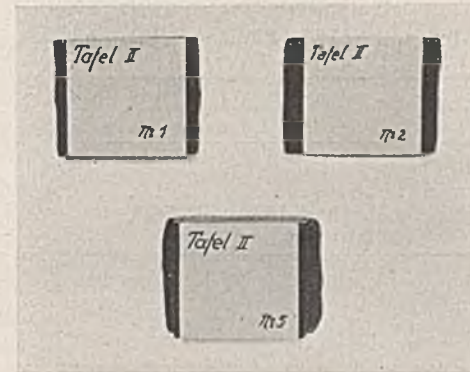


Abb. 4. Steigende Auspressungen mit steigendem Bitumengehalt.

Beobachtet wurde weiterhin, daß nicht nur der Gehalt an Bitumen und die Stärke der Dichtungsmassen von ausschlaggebender Bedeutung sind, sondern daß auch der Erweichungspunkt des Bitumens eine Rolle spielt. Bei niedrigem Erweichungspunkte des Bitumens ist die Auspressung größer (Versuch 1 u. 3 bzw. 2 u. 4).

Durch längere Lagerung der Abdichtungsmassen verändern sich die Eigenschaften des verwendeten Bitumens; dabei erhöht sich der Erweichungspunkt (in diesem Falle innerhalb 3 Monate bis zu 3°). Dies äußert sich in einer geringeren Auspressung in Vergleich zu solchen Dichtungen, die unmittelbar nach der Fertigstellung belastet werden (Versuchsreihe C u. D).

Nachdem die Abdichtungen — besonders bei Dämmen — höheren Temperaturen und auch größeren Temperaturschwankungen nicht in allzu hohem Maße ausgesetzt sind, wurden die Versuche auch bei niedrigerer Temperatur (10°) vorgenommen (Versuchsreihen B u. D). Die Auspressungen sind — verglichen mit denen bei 20° — geringer. Dies hängt mit der Eigenschaft des Bitumens zusammen, bei fallender Temperatur fester und spröder und dadurch gegen Druck widerstandsfähiger zu werden; dazu kommen noch die Wirkungen der Alterung infolge der dreimonatigen Lagerung (Versuchsreihen B u. D).

Aus den vorerwähnten Beobachtungen ergibt sich, daß die in Tafel II als Versuch 5 aufgeführte Dichtungsart mit einer Dichtungsschicht aus Asphaltmastix mit 22% Bitumengehalt und einer darübergelegten Schutzschicht aus Asphaltmastix mit 22% Bitumen, dem Hartsteinsplitt in einer Körnung von 3 bis 5 mm und 1 bis 3 mm und Sand in einer Körnung von 1 bis 3 mm zugesetzt ist, so daß der Gesamtgehalt an Bitumen in der fertigen Schutzschicht 15% beträgt, (Abb. 4 Versuch 5 und Abb. 5),



Abb. 5. Auspressung bei Dichtung mit Dichtungsschicht und Schutzschicht.

Das Verhalten der Dichtungen von verschiedener Zusammensetzung ist wenig unterschiedlich gewesen (Versuche 1, 2, 3, 4, 7).

Weiter ist aus Tafel I ersichtlich, daß die nach den Vorschriften der AIB hergestellten Abdichtungen bei größerer senkrechter Druckbeanspruchung eine weitgehende seitliche Auspressung aufweisen, die um so größer wird, je höher der Druck ist und je länger er wirkt. Deshalb sollten solche Dichtungen nur dann verwendet werden, wenn eine feste seitliche Begrenzung angebracht werden kann.

von dem Gesichtspunkte des Auspressens aus für Abdichtungen geeignet erscheint, die größeren Belastungen ausgesetzt sind. Trotzdem ist auch hier eine allseitige Begrenzung der Abdichtung zur Verhinderung des Auspressens sehr zweckdienlich.

Zusammenfassung: Bei Abdichtungen, die unter Druck stehen, entstehen an den Rändern, sofern dies nicht durch hochgezogene Kanten verhindert wird, Auspressungen. Mit höherem Druck steigen die Auspressungen, ebenso mit höherer Temperatur. Bei niedriger Temperatur sind die Auspressungen unverhältnismäßig geringer als bei höheren. Mit

Tafel II.

Nr.	Zusammensetzung und Abmessungen der Probe	A					B					C					D				
		Mittlere Auspressung je nach beiden Seiten in mm. Temperatur 20°. Nach Tagen					Mittlere Auspressung je nach beiden Seiten in mm. Temperatur 10°. Nach Tagen					Nach dreimonatiger Lagerung bei 20°. Mittlere Auspressung je nach beiden Seiten in mm. Temperatur 20°. Nach Tagen					Nach dreimonatiger Lagerung bei 20°. Mittlere Auspressung je nach beiden Seiten in mm. Temperatur 10°. Nach Tagen				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
1	Asphaltmastix mit 15% Bitumen, EP. des Bitumens 50°, 10 × 10 × 2,5 cm	7,0	8,0	9,5	—	—	1,2	1,7	2,1	—	—	3,2	4,6	5,1	—	—	0,5	0,7	1,4	—	—
2	Asphaltmastix mit 22% Bitumen, EP. des Bitumens 53°, 10 × 10 × 1,5 cm	11,0	14,0	17,5	—	—	1,4	2,1	2,4	—	—	3,5	5,2	7,0	—	—	1,0	1,8	2,1	—	—
3	Asphalmehl (6,5% Bitumengehalt) angereichert mit Bitumen (EP. 64°). Gesamtbitumengehalt 15%, EP. 56°, 10 × 10 × 2,5 cm	3,0	4,0	5,0	—	—	0,3	0,5	0,7	—	—	2,0	2,8	3,5	—	—	0,2	0,3	0,5	—	—
4	Asphalmehl (6,5% Bitumengehalt) angereichert mit Bitumen (EP. 64°). Gesamtbitumengehalt 22%, EP. 58°, 10 × 10 × 1,5 cm	8,5	12,5	15,0	—	—	0,9	1,6	1,9	—	—	3,2	4,9	6,4	—	—	0,7	1,0	1,6	—	—
5	Asphaltmastix mit 22% Bitumengehalt, EP. des Bitumens 53°, 10 × 10 × 1,5 cm Dichtungsschicht	5,5	8,0	10,5	14,0	15,5	1,8	2,7	2,9	3,1	3,3	3,1	4,9	5,5	6,4	7,4	1,6	2,0	2,2	2,3	2,4
	Asphaltmastix mit 22% Bitumengehalt mit Gesteinszusatz (Hartsteinsplitt 3 bis 5 mm, 1 bis 3 mm, Sand 1 bis 3 mm) so, daß der Gesamtbitumengehalt 15% ist, EP. 53°, 10 × 10 × 2,5 cm Schutzschicht	4,0	4,5	5,5	6,5	7,5	0,4	0,8	0,8	0,9	0,9	2,7	4,1	5,2	5,8	6,6	0,4	0,5	0,6	0,6	0,7
6	Asphaltmastix mit 22% Bitumengehalt mit Gesteinszusatz wie bei Nr. 5, 10 × 10 × 2,5 cm Schutzschicht	5,0	7,5	9,0	—	—	0,6	1,1	1,3	—	—	3,4	5,0	6,2	—	—	0,5	0,7	0,8	—	—

der Erhöhung des Erweichungspunktes des Bitumens nehmen die Auspressungen ab; dies ist jedoch nicht der Fall, wenn die Erhöhung des Erweichungspunktes des Bitumens lediglich durch Zusätze, wie Steinmehl oder Asbest, erzielt wird.

Die Schlußfolgerung für die Praxis würde die sein, Abdichtungen nur in kühleren Jahreszeiten zu verlegen. Dies ist nicht durchführbar. Doch wird es sich in vielen Fällen ermöglichen lassen, die Überschüttungen in den frühen Morgenstunden aufzubringen. Während der Nacht ist die Abdichtung abgekühlt. Die nun aufgebrauchte Aufschüttung verhindert die Einstrahlung

von Wärme und schützt die Abdichtung vor allzu großen Auspressungen. Dabei wird die Schüttung zweckmäßig so vorgenommen, daß sie gleichmäßig auf die ganze Dichtungsfläche, am besten von außen nach innen aufgebracht wird.

Sofern es tunlich ist, ist es auch von Vorteil, die Dichtung mehrere Monate offen liegenzulassen und die Aufschüttungen erst in der kühleren Jahreszeit aufzuwerfen.

Die zur Vermeidung des Auspressens angebrachten Begrenzungen (hochgezogene Stirnwand) sind jeweils so stark zu wählen, daß sie den nach außen strebenden Auspressungen standhalten.

Vermischtes.

Wasserbaudirektor i. R. Kieseritzky 80 Jahre alt. Am 30. Juli 1938 vollendet einer der Altmeister des deutschen Wasserbauwesens, Herr Wasserbaudirektor i. R. Kieseritzky in Stettin, sein achtzigstes Lebensjahr. Von Geburt Deutschbalte, hat er seine Ausbildung im deutschen Polytechnikum zu Riga genossen, dessen Leiter sein Vater war. 1883 trat er in den preußischen Staatsdienst über, wo er, nachdem er 1888 die zweite Staatsprüfung abgelegt hatte, am 1. April 1922 zur Leitung der neuen Wasserbaudirektion Stettin berufen wurde. Die ihm damit gestellte Aufgabe, die See- und Binnenwasserstraßen im Bereich der pommerschen und mecklenburgischen Küste mit ihren Betriebs- und Verkehrseinrichtungen zu einer Einheit zusammenzufügen und dieser neuen Behörde Ziel und Richtung zu geben, hat er im besten Sinne gelöst.

Kieseritzky, der gewohnt war, durch strenge Dienstauffassung, Pflichttreue und Beispiel vorbildlich zu wirken, besaß die Gabe, seinen Mitarbeitern und nachgeordneten Dienststellen weitgehende Selbständigkeit zu lassen und sich nicht um Kleinigkeiten zu kümmern. Nie griff er in die Entwicklung einer Angelegenheit ein, solange er sah, daß der Jüngere sie allein noch zu meistern verstand. Gerade dadurch hat er Pflichteifer, Dienstfreudigkeit und vor allem Verantwortungsbewußtsein seiner Mitarbeiter und Untergebenen wesentlich gefördert.

Seine früheren Mitarbeiter werden ihm zu seinem achtzigsten Geburtstage freudig ihre besten Wünsche darbringen und daran die Hoffnung knüpfen, daß es diesem warmherzigen und vornehmen Manne vergönnt sein möge, sein otium cum dignitate noch eine Reihe von Jahren in Gesundheit und körperlicher wie geistiger Frische zu genießen. Für die „Bautechnik“ ist es eine besondere Genugtuung, daß sie erst kürzlich¹⁾ den Rahmenaufsatz des Jubilars für die dem Ausbau der Unteren Oder gewidmete Aufsatzreihe hat bringen können. Gewährte es ihm doch eine

besondere Freude, daß er als Wasserbaudirektor von Stettin den Schlußstein zu diesem großen Kulturwerk setzen durfte, dessen Entwürfe er 1899 im Ministerium der öffentlichen Arbeiten maßgebend mit bearbeitet hatte.

Ostmann.

Die IV. Internationale Schienentagung Düsseldorf 1938 findet vom 19. bis 22. September in Düsseldorf statt; sie steht unter der Schirmherrschaft des Herrn Reichsverkehrsministers Dr.-Ing. chr. J. Dorpmüller und wird von der Deutschen Reichsbahn gemeinsam mit dem Verein Deutscher Eisenhüttenleute vorbereitet. Die Tagung soll — wie ihre Vorgänger — der Verbesserung des Schienenwerkstoffes gelten und trägt dadurch zur Lösung wichtiger Aufgaben der heutigen Verkehrswirtschaft bei. Zur Erörterung stehen Fragen der Betriebserfahrung, vor allem der Schienenabnutzung, der Prüfung und Abnahme von Schienen sowie des Schweißens von Schienen. Auskunft erteilt das Büro der Tagung Verein Deutscher Eisenhüttenleute, Düsseldorf, Ludwig-Knickmann-Straße 27.

Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.). Wir machen hiermit auch an dieser Stelle darauf aufmerksam, daß der Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.) ein großes Preisausschreiben erlassen hat, dessen Inhalt im Anzeigenteil dieses Heftes wiedergegeben ist. Es handelt sich um die Bearbeitung einiger für die Zement- und Betonindustrie besonders wichtiger Fragen, so daß eine große Beteiligung erwartet werden dürfte.

INHALT: Setzungen durch Grundwasserabsenkung. — Gleitwiderstand von Ankerböcken für Hängebrücken. — Schaufelradbagger und ihre Verwendung. — Über das Verhalten von Abdichtungen bei wechselnder Belastung und verschiedenen Temperaturen. — Vermischtes: Wasserbaudirektor i. R. Kieseritzky 80 Jahre alt. — Die IV. Internationale Schienentagung Düsseldorf 1938. — Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (E. V.).

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Oeh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

¹⁾ Bautechn. 1938, Heft 23/24 vom 3. Juni.