

DER BAUINGENIEUR

23. Jahrgang

5. August 1942

Heft 31/32

BAUSTELLENEINRICHTUNG BEIM BAU EINER REICHAUTOBAHNBRÜCKE.

Von Obergeringieur Dipl.-Ing. J. Jaklin und Dipl.-Ing. R. Krug.

DK 624.055:624.6

Im nachfolgenden wird die Baustelleneinrichtung für einen gegenwärtig im Bau befindlichen 45 m hohen und 450 m langen Talübergang der Reichsautobahnen beschrieben. Es handelt sich, wie die Abb. 3 in der Ansicht zeigt, um eine Viaduktbrücke mit 8 Öffnungen zu je 25 m Spannweite. Die Brückenpfeiler haben eine Stärke von 6,50 m und eine Länge in der Brückenquerachse von 23 m und besitzen Aussparungen zur Herabsetzung der Betonmenge. Die angrenzenden Widerlagerflügel benötigen für den Anschluß der Fahrbahn in den Talhängen 120 und 90 m Länge. Die Brücke wird in Stampfbeton hergestellt und mit Naturwerkstein in regelmäßigem Schichtenmauerwerk verkleidet, wobei große, weit einbindende Ecksteine verwendet werden. Die Brücke ist zwischen den Geländern 22 m breit, wovon 3 m auf den Mittelstreifen und je 2 m auf die Randstreifen entfallen. Die Fahrbahn besitzt eine Neigung von 2,5 %.

Die Gründung erfolgt auf Hornblendefels, der sich bei den mittleren Pfeilern in einer Tiefe von 8—12 m in fester Lagerung vorfindet. Für 2-Talpfeiler unmittelbar an den Ufern des Wasserlaufes wird die Gründung mittels Senkkasten durchgeführt. Er ist aus Stahlbeton hergestellt, seine Absenkung erfolgt für jeden Pfeiler in 2 Teilen gleichzeitig mit je 15×11 m Grundrißfläche und 5 m Höhe.

Eine Abhandlung über die Brückenkonstruktion selbst ist hier nicht beabsichtigt, es soll vielmehr über die durch das Gelände bedingte Eigenart der Baustelleneinrichtung einiges berichtet werden. An Hand der beigegebenen Lagepläne ergibt sich der Hauptsache nach eine Aufteilung der Bauarbeit in

1. die eigentliche Brückenbaustelle mit der Einrichtung für die Betonauflbereitung und die Betonverteilung,
2. den Steinbruch für die Belieferung des Zuschlagsschotters,
3. den Umladebahnhof mit der Förderbahn für den Zuschub des Zementes, Sandes und der Verkleidungssteine.

Der Abtransport aller Zuschlagstoffe, des Zementes und der Verkleidungssteine war ursprünglich mittels Bahn bis zum Bestimmungsbahnhof A vorgesehen. Es ergab sich später die Möglichkeit, guten Hartschotter in allen Körnungen aus dem der Baustelle nächst gelegenen Hornblendefels-Steinbruch zu gewinnen. Aus dieser Sachlage und aus der Kenntnis der zur Verarbeitung gelangenden Mengen ergaben sich die Richtlinien für die Einrichtung der Baustelle.

Vom Bahnhof in A ist, abgesehen von rd. 3000 m³ Bauholz und der Baugeräte, die Zuführung von

35 000 m³ Sand
16 000 t Zement und
15 000 m³ Werkstein

zu leisten. Infolge der eingeschränkten Bewirtschaftung mit Treibstoffen mußte vom Transport mittels Lastkraftwagen tunlichst abgesehen werden, so daß der Bau einer Förderbahn Bahnhof-Baustelle keiner besonderen Erwägung bedurfte. Sie ist mit einer Spurweite von 900 mm für den Betrieb mit schwerem Wagenpark geeignet und hat eine Gesamtlänge von rd. 9 km (s. schematischen Lageplan Abb. 1). Als Zugmaschinen sind Dampflokomotiven von 120 PS Stärke eingesetzt. Der Umladebahnhof selbst (s. Abb. 2) für den Umschlag der Bau- und Hilfsbaustoffe reiht sich mit seiner Einrichtung um das normalspurige Auszugsgleis der Normalspurbahn. Er besitzt vor allem einen ausreichenden Zementlager-

schuppen für 200 t Zement mit Ersatzteillager und Kanzleiraum. Weiter ist ein Derrickkran für 3 t Hebekraft bei 19 m Reichweite für das Umladen der schweren Werksteine, die mit besonderer Sorgfalt zu behandeln sind, vorgesehen. Allenfalls ist auch eine Straßenverbindung zwischen dem Umladebahnhof und der Reichsstraße ausgebaut, die ein Verführen von ankommenden Gütern oder Geräten mittels Straßenfahrzeugen ermöglicht.

Für die Einrichtung der eigentlichen Baustelle (s. Abb. 3) am Orte der zu bauenden Brücke waren die Hauptgesichtspunkte dadurch gegeben, daß die Bewältigung einer Betonmenge von 63 000 m³ einer zentralen Mischanlage bedarf. Da die Schottererzeugung einschließlich Körnung des Schotters im Bruche vergeben war, ergab sich eine etwas vereinfachte Anlage (s. Abb. 4). Siebeinrichtung und Kleinbrecher für den Körnungsausgleich konnten entfallen. Hier muß bemerkt werden, daß diese Lösung

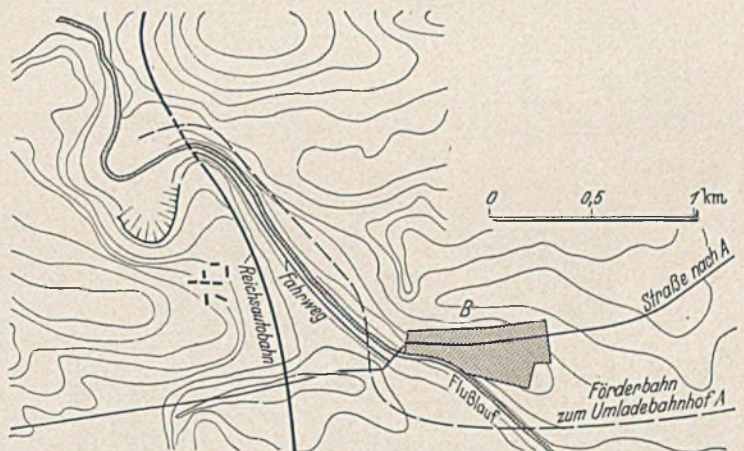


Abb. 1.

unvorteilhaft scheint, weil durch sie Vorratskammern für die getrennte Lagerung der einzelnen Korngrößen zweimal vorhanden sein müssen, nämlich im Steinbruch und in der Mischanlage. Sie bietet aber andererseits den großen Vorteil einer Schotterabgabe in allen Körnungen für andere Bauzwecke bei genügender Ergiebigkeit des Bruches, insbesondere auch nach Beendigung des Brückenbaues. Wie aus der Abb. 4 ersichtlich ist, besteht das Mischerhaus bzw. die Betonauflbereitung im wesentlichen aus 4 Schotterkammern und 1 Sandkammer mit insgesamt rd. 600 m³ Inhalt und einem Blechsilo für 130 t Zement, so daß die Abstimmung auf rd. 500 m³ Beton bei einer durchschnittlichen 250 kg Mischung gegeben ist. Das Abziehen der einzelnen Körnungen erfolgt durch einen Aufgabeeautomaten mittels Schubaufgabewagen unter jeder Silokammer gleichzeitig. Die Abmeßvorrichtungen gestatten eine der Menge und dem Gewicht nach genaue Abgabe der einzelnen Kornklassen von Sand und Schotter aus den Silos unmittelbar auf ein Gummiförderband, welches zum Einfüllrichter der Mischmaschine führt. Die Abmeßvorrichtungen bestehen aus Aufgabebetischen, die sich auf Rollen hin und her bewegen und mittels Exzenter-scheiben und gemeinsamer Vorgelegeachse der Räderpaare angetrieben werden. Eine Änderung der aufgegebenen Menge läßt sich durch Umstellung des Exzenterhalbmessers der Aufgabebetische und

durch Umstellung der Schieber vor den Auslaßöffnungen erreichen. Die Betätigung der Abmeßvorrichtungen geschieht durch eine einfache Hebelbewegung, welche 32 hintereinander folgende Vor- und Rückwärtsbewegungen der Aufgabetische bewirkt. Der die Maschine bedienende Arbeiter hat hierbei keinen Einfluß auf die Zusätze einer Füllung.

Die Abnahme und die genaue Wägung der für eine Mischung bestimmten Zementmenge erfolgt durch eine Dosiereinrichtung mit selbsttätiger Waage (Stundenleistung 12 t Zement). Sie gestattet ein genaues Abwiegen einer bestimmten Zementmenge, ein selbsttätiges Entleeren mittels Bodenklappe und ein selbsttätiges Einstellen der Zementmenge nach erfolgter Entleerung. Der Hebel der Waage hat ein Verhältnis 1 : 1, so daß die abzu-

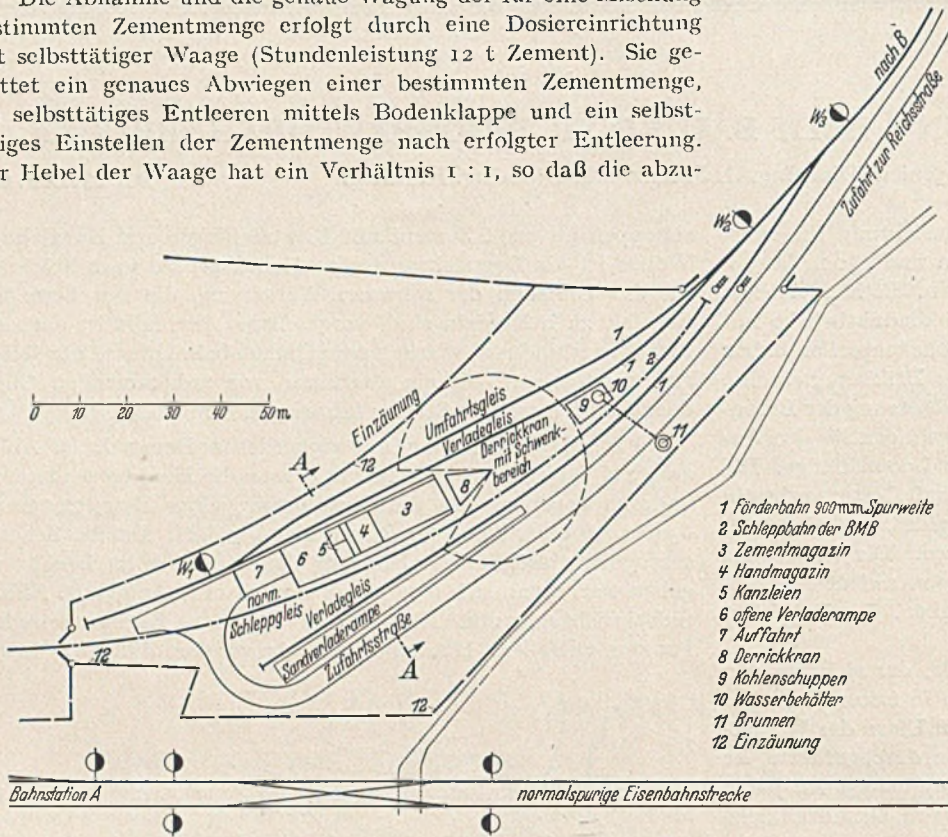
die notwendige Übereinstimmung der Höhen von Kranbrückenoberkante und Betonabfahrtsgleis unterhalb des Mischers. Von hier aus ergibt sich die Bauhöhe für das Mischerhaus unter Berücksichtigung des selbsttätigen Zufließens des Mischgutes durch Ausnützung der Schwerkraft bei geringster Handarbeit, weiter aus dem Silovorratsbedarf. Durch die Zeitverhältnisse bedingt wurde der Entwurf des vorliegenden Mischerhauses mit besonderer Bedacht-

nahme auf geringsten Eisenverbrauch durchgeführt. Silowände und Böden sind durchweg in Holz konstruiert, die Siloböden liegen halbseitig auf gewachsenem Erdreich. Es war nicht einfach, die geeignete Stelle im Gelände für diese Voraussetzungen zu finden, da diese Lage gleichzeitig höhenmäßig, wie vorher bemerkt, entsprechen mußte. Normalerweise werden die Siloecken als Eisensäulen, in die die Wandhölzer eingespannt werden, und die Siloböden als schwere Stahlbetonplatten ausgebildet.

Die Einrichtung des Steinbruches mit der Schotteraufbereitung (siehe Abb. 3) besteht aus 2 Grobbrechern, die das Brechgut in eine Siebtrommel abgeben, von wo die einzelnen Körnungen mittels Förderbänder zur Schotterentnahmestelle geleitet werden. Das Überkorn wird mit einem eigenen Förderband rückgeleitet und geht über einen Granulator wieder in die Siebtrommel. Die Schotterentnahmestelle ist unter Ausnützung der Lage entlang der Hangböschung am Bruche als Betonstollen von 3,50 x 3,50 m lichter Weite und 30 m Länge mit darüberliegenden Bunkern ausgebildet. Als Grundsatz galt die rasche Füllmöglichkeit beigestellter Züge, die aus 7 Kastenkippwagen mit je 3,5 m³ Inhalt bestehen. Außerdem wurde der innere Lichtquerschnitt so groß ausgebildet, daß auch schwere Lastkraftwagen durch den Stollen fahren und beladen werden können, weil an eine Schotterabgabe auch an entlegene RAB-Bauten gedacht ist. Die Abfuhr des Schotters zu den Silos der Mischanlage erfolgt flußabwärts auf 900 mm Spur mittels Dampflokomotiven und dann in die Förderbahn Bahnhof-Mischerhaus mündend.

Es erübrigt nur noch die Behandlung der Betonhebung- und Verteilung.

Auf Grund bisheriger Erfahrungen und unter Zugrundelegung einer durchschnittlichen Tagesleistung von 200 m³ Beton haben wir die Kombination von 2 Turmkranen mit 1 Kabelkran gewählt (s. Abb. 3). Der Turmkran besitzt seinen Vorzug als längsbewegliche Hebemaschine. Er übernimmt den Beton in denselben Gefäßen, wie diese vom Mischer gefüllt werden und gibt sie mit seiner Reichweite bis 20 m direkt an die Einbringstelle ab. Dadurch ist ein Entmischen auf das Kleinmaß herabgesetzt, da der Beton weder über Rutschen noch durch Fallrohre zum Einbau gelangt. Eine Holzbrücke, die in der Talsohle 6 m hoch ist, ermöglicht die ebene Längsbewegung des Kranes auf eine Entfernung von 160 m, so daß die Gesamtreichweite in der Brückenlängsachse, bei Hinzurechnung der Auslegerweite von 20 m, rd. 200 m beträgt. Für die Brückenpfeiler an den Talhängen und die beiderseitigen Widerlager, wo die Reichweite der Turmkranen zu gering ist, wurde ein Kabelkran eingesetzt. Seine Arbeitsweise ist ähnlich der des Turmkranes, da er ebenfalls die Hebekraft für eine



- 1 Förderbahn 900mm Spurweite
- 2 Schleppbahn der BMB
- 3 Zementmagazin
- 4 Handmagazin
- 5 Kanzleien
- 6 offene Verladerrampe
- 7 Auffahrt
- 8 Derrickkran
- 9 Kohlschuppen
- 10 Wasserbehälter
- 11 Brunnen
- 12 Einzäunung

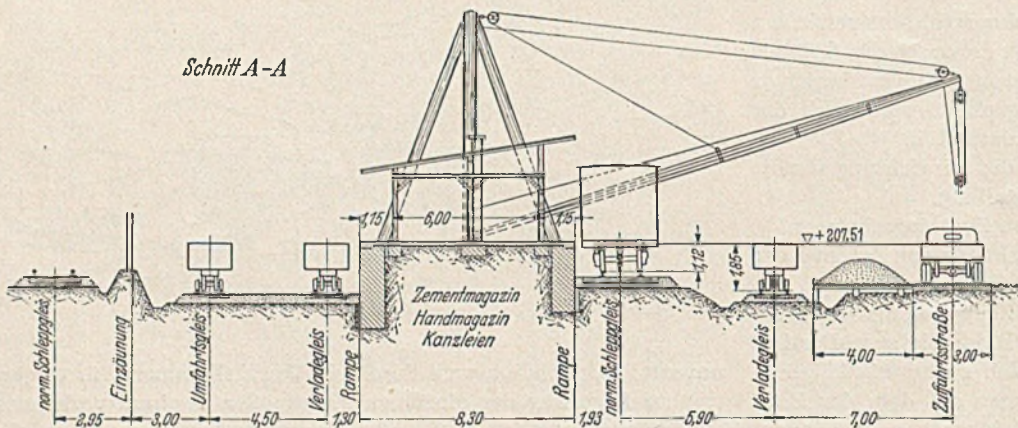


Abb. 2.

wiegende Zementmenge mittels eines gleich großen Gewichtes ausgeglichen wird. Ein Zählwerk, das durch die automatische Tätigkeit der Waage in Bewegung gesetzt wird, markiert jede Entleerung der Waage. Der Antrieb der ganzen Dosiereinrichtung erfolgt elektrisch.

Die so dosierten Zuschlagstoffe gelangen sodann in den Vorfüller der Betonmischmaschine System Ransome, welcher ebenso wie die Mischmaschine selbst einen Inhalt von 1500 Litern besitzt. Dieser Vorfüller gestaltet den Betrieb kontinuierlich, denn während die Mischung in der Mischtrommel erfolgt, gelangen vom Sammelförderband neue Zuschlagstoffe und von der Waage neuer Zement in den Vorfüller, so daß gleich nach Entleerung der Trommel diese aus dem Trichter neu beschickt werden kann. Eine Kontrolluhr zeichnet jede Unterbrechung in den Mischungen an und ermöglicht dadurch die Abstimmung aller Unregelmäßigkeiten.

Die Höhenlage des Mischerhauses (Abb. 4) ist bestimmt durch

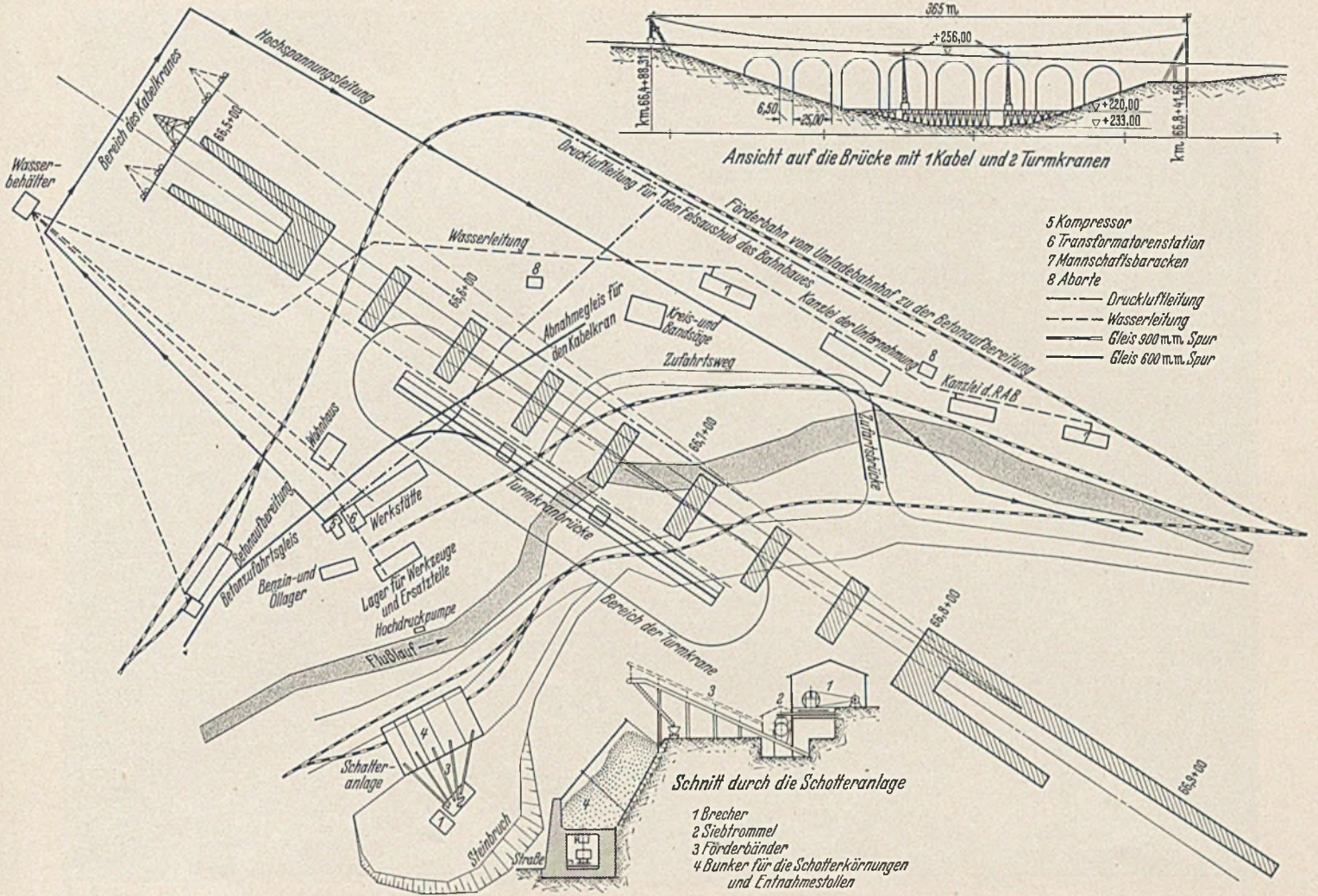


Abb. 3.

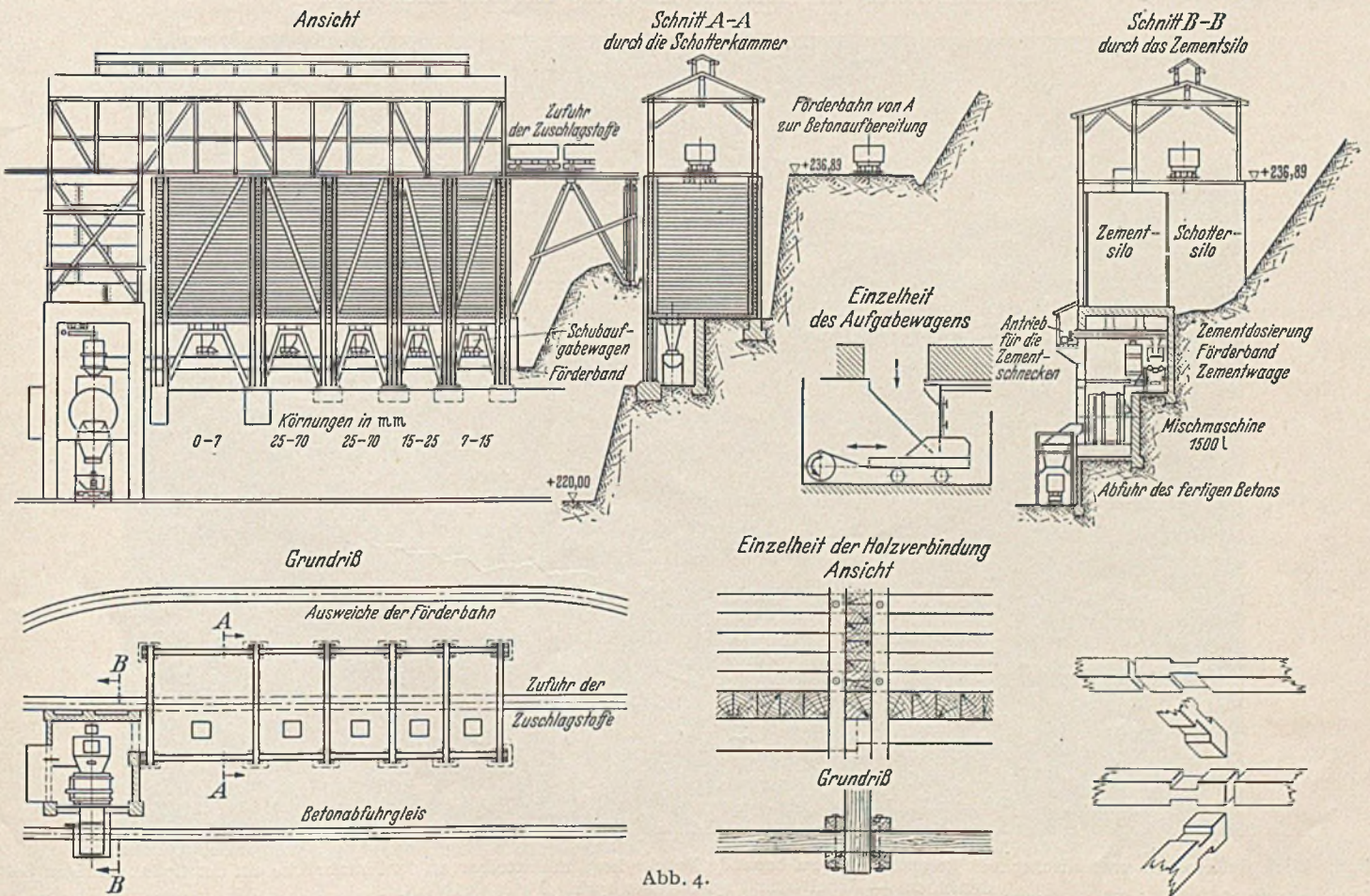


Abb. 4.

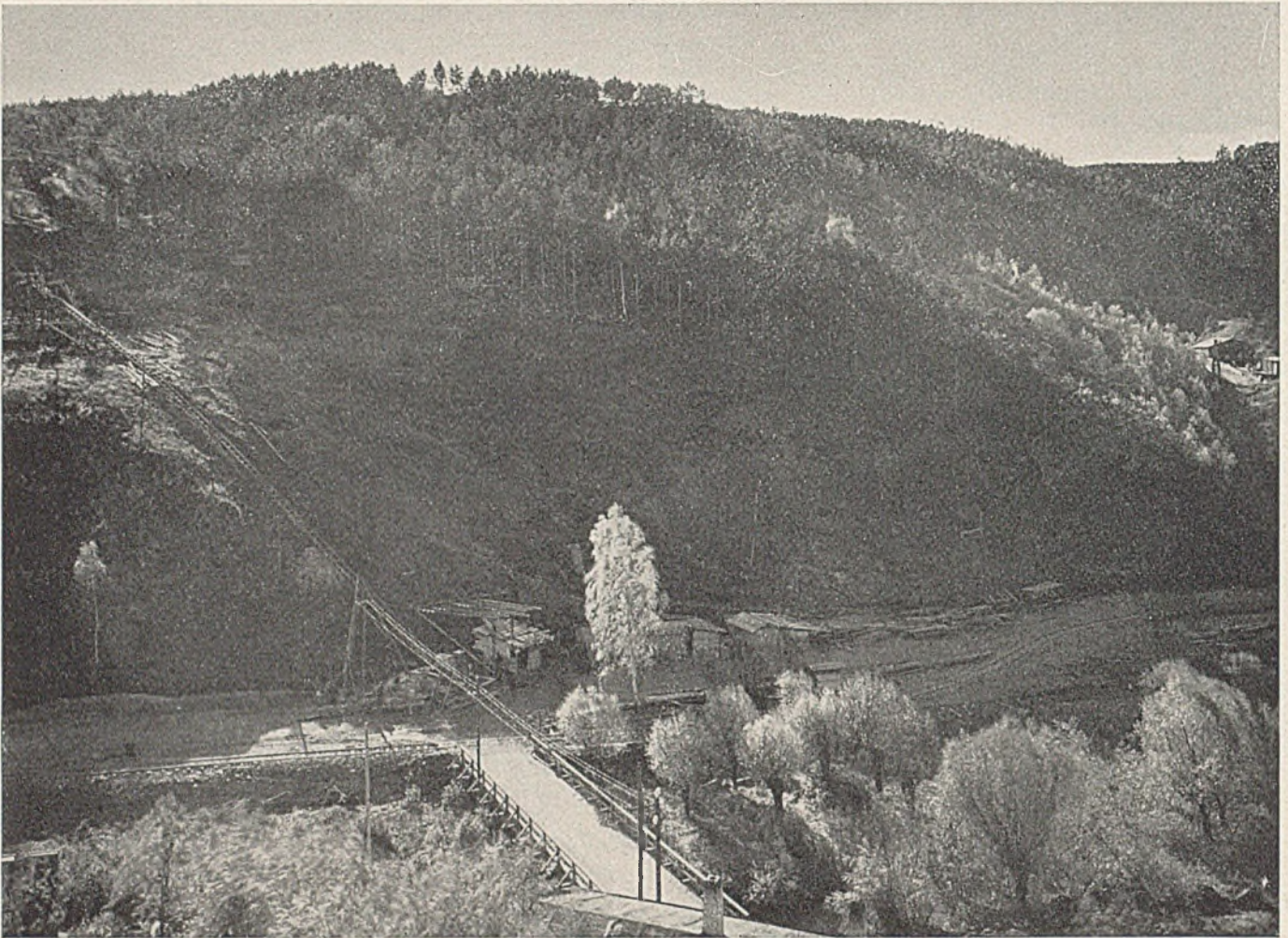


Abb. 5. Gesamtansicht des Tales an der Stelle der Talüberquerung, Blick flußaufwärts. Turmkranbrücke zur Hälfte fertig, links rückwärts Schotteraufbereitung mit Entnahmestollen, rechts rückwärts Mischerhaus.

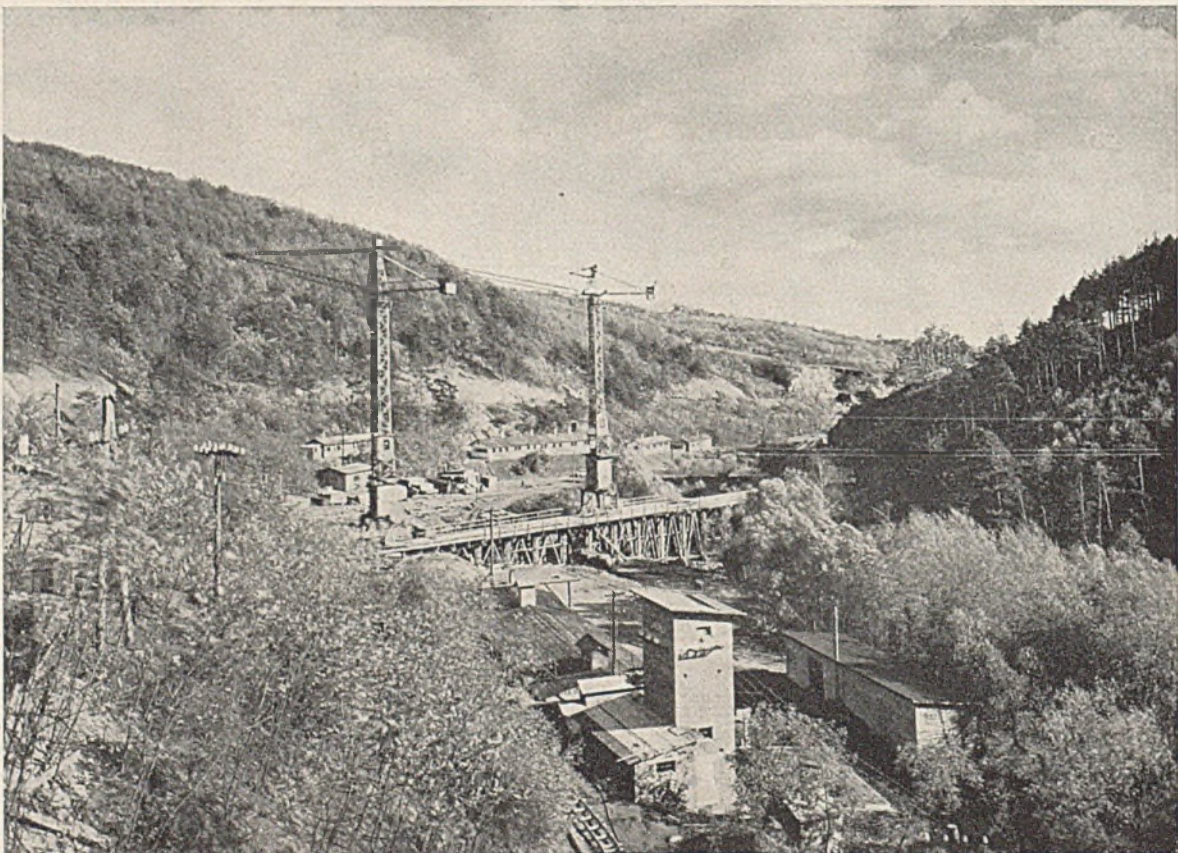
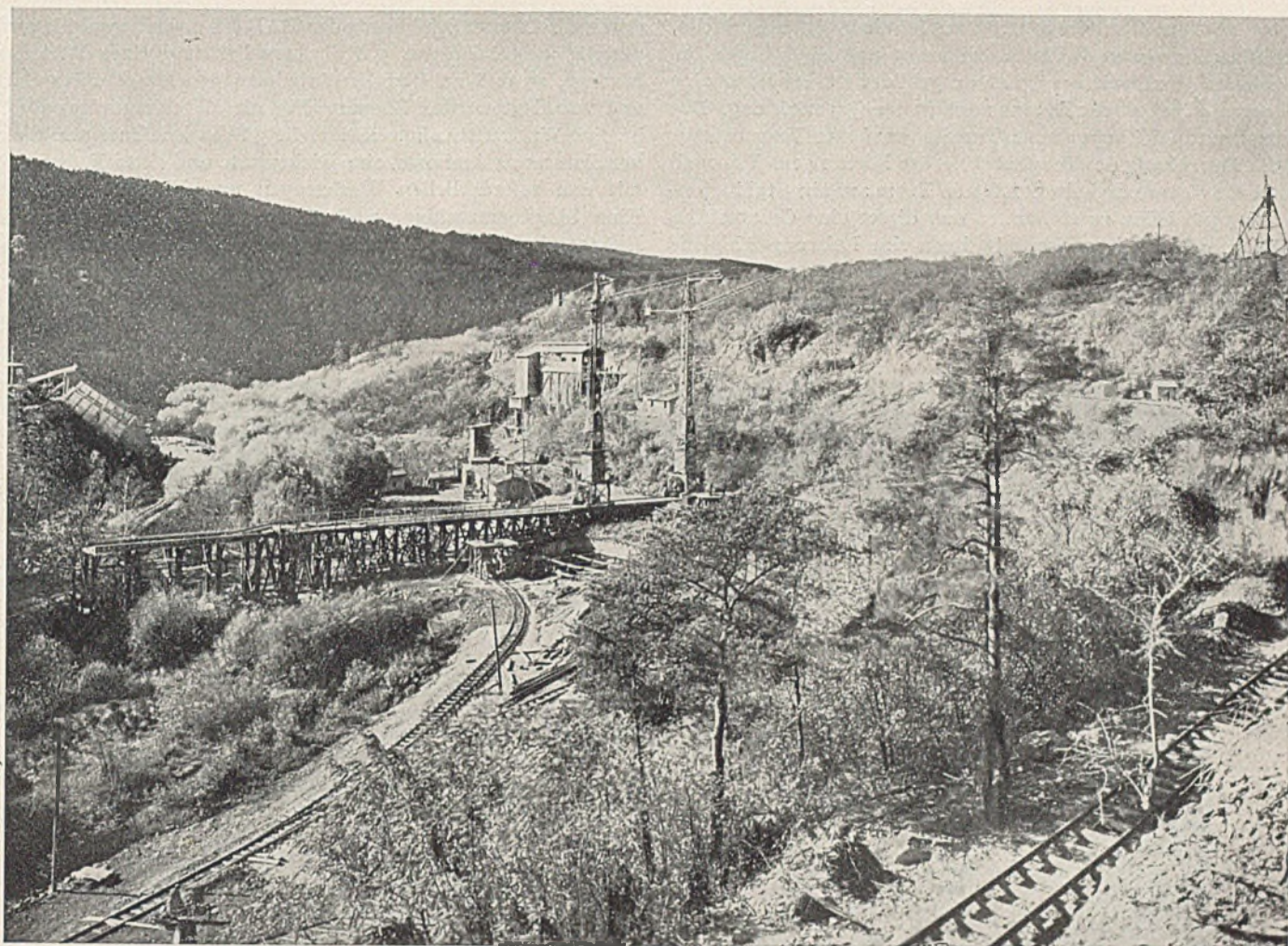


Abb. 6. Blick flußabwärts vom Mischerhaus gesehen. Die zu bauende Brücke liegt unmittelbar an der Kranbrücke auf der flußabwärtigen Seite derselben. — Arbeitsstand 15. Oktober 1941. Fot.: Orth u. Co.



Fortsetzung von Abb. 5. Die Verbindungslinie vom Fuß des beweglichen Kabelturmes rechts zum oberen Ende des Schrägaufzuges links ergibt die Höhenlage der zukünftigen Brückenfahrbahn. — Arbeitsstand 15. Oktober 1941. Fot. Orth u. Co.

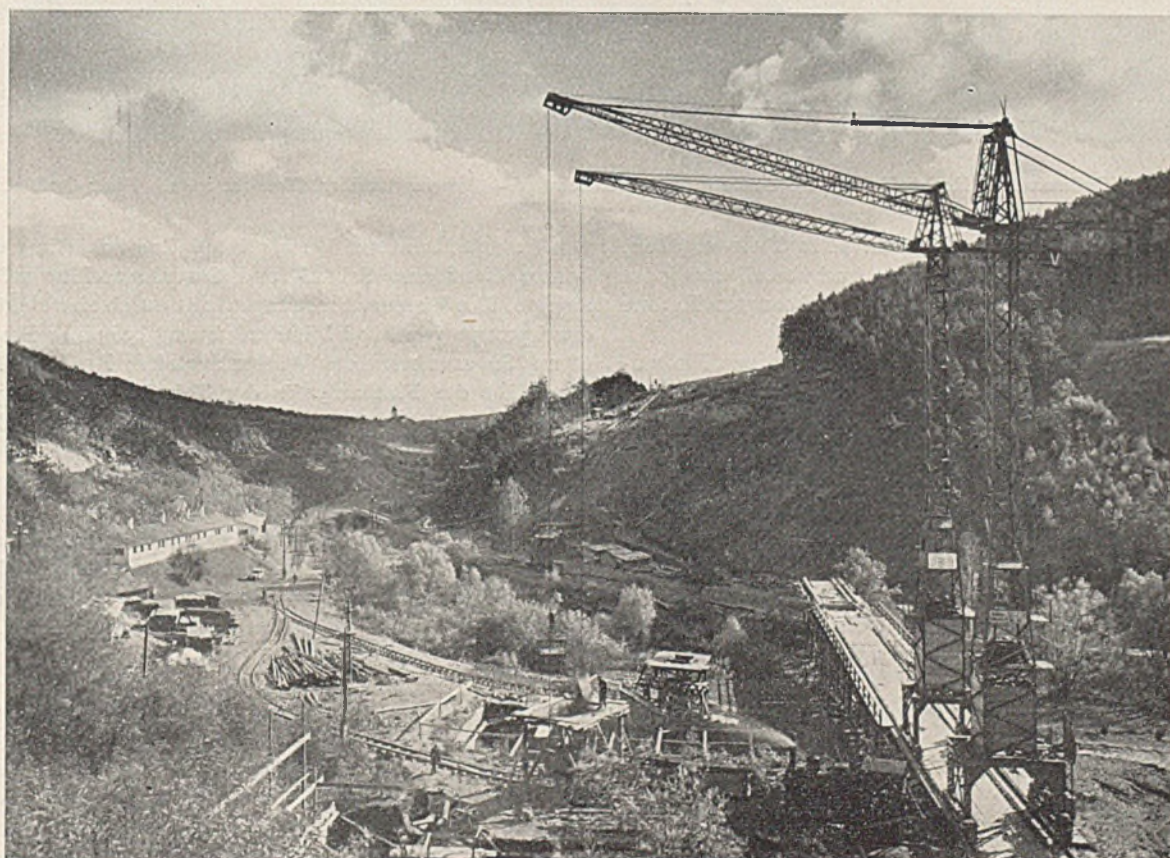


Abb. 7. Turmkrane in Tätigkeit beim Pfeileraushub. — Arbeitsstand 15. Oktober 1941. Fot.: Orth u. Co.

mit Beton gefüllte Blechmulde $1,75 \text{ m}^3$ Inhalt besitzt. Dadurch, daß der Maschinenturm dieses Kabelkranes auf einer bogenförmigen Schiene 40 m weit beweglich ausgebildet ist, erhält er eine Verteilungsmöglichkeit des Betons auch in der Querrichtung. Der Luftlinienabstand des beweglichen Turmes vom festen Turm beträgt 365 m, der Durchhang des Tragkabels in der Mitte 14 m. Es ergab sich daher die Notwendigkeit, den festen Turm auf ein Stahlbetongerüst von 13 m Höhe zu stellen, so daß dieser eine Gesamthöhe von 33 m erreicht. Alle 3 Krane besitzen eine Leistungsfähigkeit von durchschnittlich je 10 m^3 je Stunde, zusammen 30 m^3 Stundenleistung. Sie haben besonders auch den Vorteil, daß sie in abnormal großen Baugruben, wie sie die vorhandenen Pfeilerfunda-

durch die ObersteBauleitung der RAB ein Arbeiterwohnlager bei- gestellt, bestehend aus 5 Wohnbaracken und einer Wirtschafts- baracke, so daß an fremden Arbeitern 350 Mann untergebracht und gepflegt werden können. Für die Maschineninstandhaltung ist eine Werkstatt eingerichtet, die 3 Schmiedefeuern mit Elektro- ventilatoren, 4 Ambosse, eine Richtplatte und einen Federhammer mit den erforderlichen Werkzeugen und Werkbänken enthält. Eine Shapingmaschine, 2 Drehbänke, 2 Bohrmaschinen nebst Elektroschweißaggregat und einem Dissousgas-Schweiß- und Schneidgerät ermöglichen die Durchführung auch schwieriger Ge- räte-Instandsetzungen und Herstellungen. Für den Antrieb der Bohrgeräte steht ein stabiler Kompressor mit der Ansaugleistung

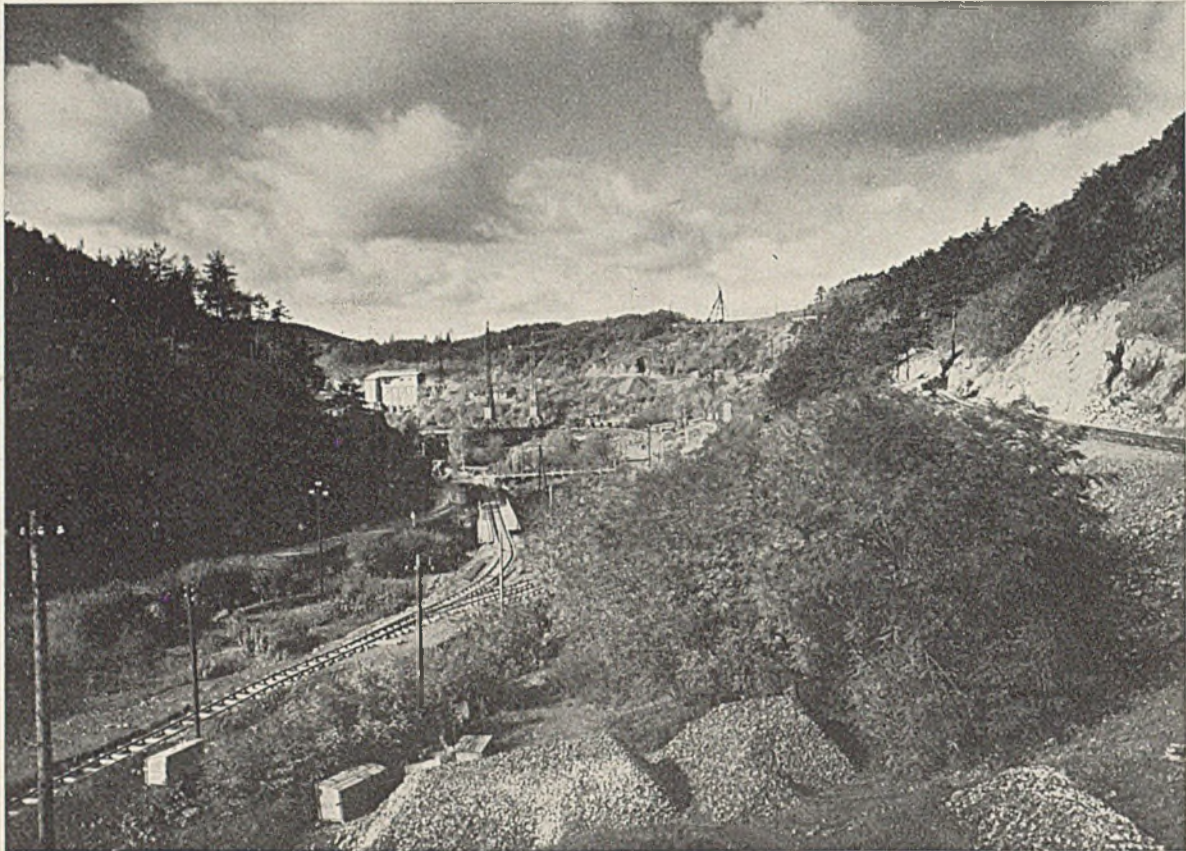


Abb. 8. Blick flußaufwärts. Rechts Teil der Förderbahn im Felseinschnitt. — Arbeitsstand 15. Oktober 1941. Fot.: Orth u. Co.

mente mit $23 \times 15 \text{ m}$ im Grundriß bis zu 12 m Tiefe ergeben, die Hebung des Aushubes von der jeweiligen Aushubstelle aus jeder Tiefe durchführen, so daß in dem durch Pölzung beengten Raume eine Verfuhr zum Aufzuge entfällt.

Die Förderung des Betons von der Mischanlage zur Einbau- stelle erfolgt auf einer ortsfesten Gleisanlage 600 mm Spur mit Zugbetrieb, wobei 2 Diesellokomotiven von je 30 PS Stärke ein- gesetzt sind. Entsprechend der Hebekraft der Turmkranen und des Kabelkranes sind teilweise abnehmbare Blechmulden, die mit ver- legtem Schwerpunkt konstruiert, am Seil hängend leicht kipp- bar sind, teilweise normale Muldenkippwagen 600 mm Spurweite in Verwendung, die samt Untergestell gehoben und an der Einbau- stelle abgesetzt im Bedarfsfalle auch wieder fahrbar sind.

Schließlich sei noch einiges über die Nebeneinrichtungen ge- sagt. Für die Unterbringung und Verpflegung der Arbeiter ist

von 6 m^3 je Minute in Verwendung. Zur Schärfung der Gesteins- bohrer dient eine Schärf- und Stauchmaschine mit Druckluft- antrieb. Die Wasserversorgung erfolgt durch eine elektrische Hoch- druckpumpe von 480 l Minutenleistung bei einer Förderhöhe von 68 m. Sie entnimmt das Wasser aus einer Brunnenstube in näch- ster Nähe des Flußlaufes in der Talsohle und pumpt es in den Hochbehälter, der 60 m über Talsohle liegt und die einzelnen Verteilungsleitungen speist. Der für die Förderbahn erforderliche Gleisschotter von rd. 6000 m^3 wird durch einen Schotterbrecher aus dem gewonnenen Felsaushub der Bahntrasse an dieser Stelle gewonnen. Die Versorgung der Baustelle mit elektrischem Strom erfolgt von der unweit gelegenen Hochspannungsleitung eines Elektrizitätswerkes. Zwei Transformatoren von je 200 KVA Dauerleistung formen den Hochspannungsstrom von 22 000 Volt auf 220 bzw. 380 Volt um.

ANSATZKONTROLLEN VON ELASTIZITÄTSGLEICHUNGEN.

Von Dr.-Ing. Rudolf Lamberg, Breslau.

DK 624.041.2

Übersicht: Es werden Gleichungen und Rechenverfahren angegeben zur Ermittlung der Matrixsumme von a) Dreimomenten-Gleichungen, b) Gleichungen zur Elimination der Formänderung, c) Drehwinkelgleichungen. Ferner wird ein Verfahren zur Prüfung der konjugierten Matrix entwickelt.

Bei der Auflösung von Elastizitätsgleichungen besteht die Möglichkeit, die Richtigkeit der Rechnung ständig zu prüfen und so Fehler verlässlich zu vermeiden. Aber alle Genauigkeit der Rechnung ist vergeblich, wenn sich schon in die angesetzten Gleichungen eine falsche Zahl eingeschlichen hat, und es lohnt die Mühe, das Gleichungssystem einer kurzen Prüfung zu unterziehen, um eine durch Ansatzfehler notwendige Wiederholung der Rechnung zu vermeiden. Es seien deswegen Hinweise gegeben, wie man die Summe der gesamten Matrixglieder unabhängig von den angeschriebenen Gleichungen ermitteln kann, um sie mit der durch unmittelbares Zusammenzählen gewonnenen Zahl zu vergleichen.

a) Dreimomenten-Gleichungen.

Bedeutet L die Trägerlänge zwischen den äußersten Auflagern und L' jene zwischen den Stellen der äußersten gesuchten Stützmente, so ergibt sich aus dem Aufbau der Dreimomentengleichungen

$$(1) \quad \sum \sum \delta_{ik} = 2L + 4L'$$

Dabei ist vorausgesetzt, daß ein allfälliges Kragmoment zu den Belastungsgliedern gezählt wird, also rechts vom Gleichheitszeichen steht und so aus der Matrix ausscheidet.

Beispiel:



Abb. 1.

Nach Gl. (1): $\sum \sum \delta_{ik} = 2 \cdot 22,00 + 4 \cdot 18,00 = 116,00$

Matrix

M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	$\sum \delta$
12,00	6,00	—	—	18,00
6,00	22,00	5,00	—	33,00
—	5,00	24,00	7,00	36,00
—	—	7,00	22,00	29,00
$\sum \sum \delta = 116,00$				

B. Berechnungen durch Elimination der Verschiebungen.

Bezeichnen M₁, M₂, ... M_n die Momente für die statisch unbestimmten Größen X₁ = 1, ... X_n = 1, so ist bekanntlich (bei Annahme eines überall gleichen E und bei Vernachlässigung der Wirkung von Normalkräften):

$$\delta_{11} = \int \frac{M_1^2}{J} dx; \quad \delta_{12} = \int \frac{M_1 M_2}{J} dx; \quad \text{usw.}$$

Da die Diagonalglieder nur einmal, alle übrigen aber zweimal in der Matrix vorkommen, ist die Summe

$$(2) \quad \begin{cases} \sum \sum \delta_{ik} = \int \frac{1}{J} (M_1^2 + 2 M_1 M_2 + M_2^2 + 2 M_1 M_3 + \\ \quad + 2 M_2 M_3 + \dots + M_n^2) dx = \\ \sum \sum \delta_{ik} = \int \frac{1}{J} (M_1 + M_2 + M_3 + \dots + M_n)^2 dx. \end{cases}$$

Gl. (2) stellt aber die Verschiebungsgröße bei gleichzeitigem Angriff aller statisch Unbestimmten in der Größe 1 dar. Man hat also durch Aufstellung der Gl. (2) die Möglichkeit, die Summe aller Matrixglieder schnell und einfach zu überprüfen.

Beispiel: Eingespannter Rahmen mit ungleichen Stielen und gebrochenem Riegel. Geometrische Grundlagen:

$$h_1 = 13,40 \quad h_2 = 10,40 \quad f = 0,50 \quad l = 15,80 \quad s = 7,92.$$

I_c = Trägheitsmoment des Riegels.

Reduzierte Stablängen: $h'_1 = 92,71; h'_2 = 71,955; s = s'$

$$\delta_{11} = 92,71 + \frac{7,92}{3} (1,75 + 0,25) = 97,99$$

$$\delta_{22} = 71,95 + \frac{7,92}{3} (1,75 + 0,25) = 77,23$$

$$\delta_{33} = \frac{92,71}{3} + \frac{7,92}{3} (1,0 + 0,925373 + 0,856315 \cdot 2 + 0,718200 + \\ + 0,602361) + \frac{71,95}{3} \cdot 0,602361 = 58,4405$$

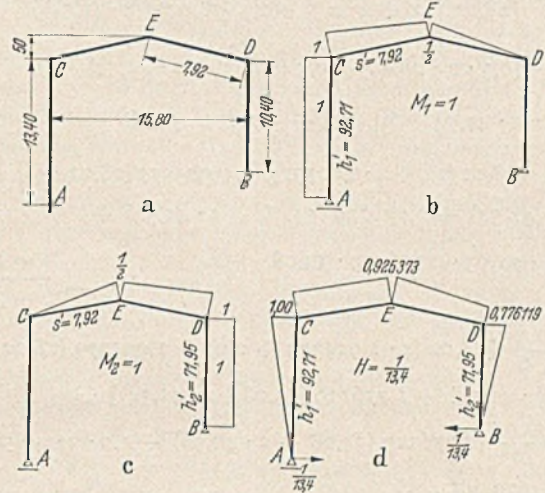


Abb. 2. a—d.

$$\delta_{12} = \frac{7,92}{6} (0,5 + 0,5 + 1,0) = 2,64$$

$$\delta_{13} = \frac{92,71}{2} + \frac{7,92}{6} [1,0 (2,0 + 0,925373) + 0,5 (1,0 + \\ + 2 \cdot 0,925373 \cdot 2 + 0,776119)] = 53,8317$$

$$\delta_{23} = \frac{71,95}{2} \cdot 0,776119 + \frac{7,92}{6} [0,5 (1,0 + 2 \cdot 0,925373 \cdot 2 + \\ + 0,776119) + 1,0 (0,925373 + 2 \cdot 0,776119)] = 34,8066$$

Matrix:

M ₁	M ₂	13,4 · H	$\sum \delta$
97,9900	2,6400	53,8317	154,4617
2,6400	77,23000	34,8066	114,6766
53,8317	34,8066	58,4405	147,0788

$$\sum \sum \delta = 416,2171$$

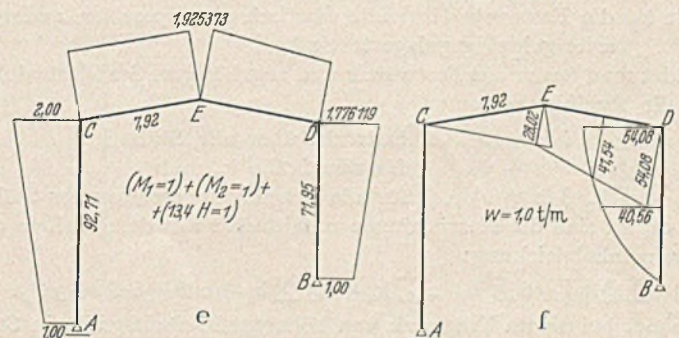


Abb. 2. e u. f.

Die unmittelbare Ermittlung der Matrixsumme aus Abb. 2e ist:

$$\sum \sum \delta = \frac{92,71}{3} (1,0 + 2,0 + 4,0) + \frac{7,92}{3} (4,0 + 2,0 \cdot 1,925373 + \\ + 1,925373^2 \cdot 2 + 1,925373 \cdot 1,776119 + 1,776119^2) + \\ + \frac{71,95}{2} (1,776119^2 + 1,776119 \cdot 1,0 + 1,0) = 416,2171.$$

Auch die Summe der Belastungsglieder kann leicht überprüft

werden:

$$(3) \left\{ \begin{aligned} \sum \delta_0 &= \int \frac{1}{J} M_1 M_0 dx + \int \frac{1}{J} M_2 M_0 dx + \dots + \\ &+ \int \frac{1}{J} M_n M_0 dx = \int \frac{1}{J} (M_1 + M_2 + \dots + M_n) M_0 dx. \end{aligned} \right.$$

Man erhält also die Summe eines Belastungsfalles, indem man die virtuelle Arbeit der Kräfte lt. Abb. 2 e bei einer Formänderung des Hauptsystems aus der gegebenen tatsächlichen Belastung bestimmt.

Beispiel: Winddruck von rechts auf System Abb. 2 a, die Momente des Hauptsystems siehe Abb. 2 f, daraus

$$\delta_{10} = \frac{7,92}{6} [28,02 (1,0 + 2 \cdot 0,5) + 0,5 (28,02 + 2 \cdot 41,54)] = 147,299$$

$$\delta_{20} = \frac{7,92}{6} [0,5 \cdot 2 \cdot 28,02 + 0,5 (28,02 + 2 \cdot 41,54) + 1,0 (2 \cdot 41,54 + 54,08)] + \frac{2}{3} 71,95 \cdot 54,08 = 2885,401$$

$$\delta_{30} = \frac{7,92}{6} [28,02 (1,0 + 2 \cdot 0,925373) + 0,925373 (28,02 + 2 \cdot 41,54) + 0,776119 (54,08 + 2 \cdot 41,54) + \frac{5}{12} \cdot 71,95 \cdot 0,776119 \cdot 54,08] = 1639,965$$

$$\sum \delta_0 = 4672,665$$

$$\sum \delta_{10} = \frac{7,92}{6} [28,02 (2 \cdot 1,925373 + 2,0) + 1,925373 (28,02 + 2 \cdot 41,54) + 1,776119 (54,08 + 2 \cdot 41,54)] + \frac{71,95}{6} [1,776119 (54,08 + 2 \cdot 40,56) + 1,0 \cdot 2 \cdot 40,56] = 4672,665$$

C. Berechnung durch Elimination der Schnittkräfte (Drehwinkelverfahren).

Es empfiehlt sich, die absolute Summe der Matrixglieder (also bei Außerachtlassung aller negativer Vorzeichen) der Prüfung zu unterziehen, denn in der algebraischen Summe hebt sich eine Reihe von Gliedern gegenseitig auf, würde sich also der Überprüfung entziehen.

Wählt man die in Beyer: Statik im Eisenbetonbau, 2. Aufl., Berlin 1933, S. 319 benützten Bezeichnungen und führt zusätzlich ein:

$k = \frac{2J}{l} = \frac{2}{l'}$ = Festwert eines Stabes, und bezeichnet insbesondere

mit k die Festwerte beiderseits elastisch eingespannter, mit k_e die Festwerte einerseits elastisch, andererseits starr eingespannter und

mit k_g die Festwerte einerseits elastisch eingespannter, andererseits gelenkig gelagerte Stäbe,

bildet man ferner aus Festwert k und zugehörigem Stabdrehwinkel ϑ die Produktsummen

$\Phi = \sum k \vartheta (2 + \vartheta), \dots$, erstreckt über alle Stäbe k
 $\Phi_e = \sum k_e \vartheta (1 + \vartheta), \dots$, für alle Stäbe k_e und
 $\Phi_g = \sum k_g \vartheta (2 + \vartheta), \dots$, für alle gelenkig angeschlossenen Stäbe, so ergibt sich die Matrixsumme unmittelbar aus dem Aufbau der Drehwinkelgleichung:

$$(4) \sum \sum |a| = 6 \sum k + 2 \sum k_e + 1,5 \sum k_g + 6 \Phi + 6 \Phi_e + 3 \Phi_g.$$

Gehört bei einem Tragwerk von höherem Freiheitsgrad ein Stab mehreren kinematischen Ketten an, so ist selbstverständlich das Produkt $k \vartheta (2 + \vartheta)$ bzw. $k \vartheta (1 + \vartheta)$ für alle Werte ϑ zu bilden und in die Produktsumme Φ einzubeziehen.

Beispiel: Im Tragwerk (Abb. 3) sind die Stablängen und eingeklammert die zugehörigen Stabfestwerte angegeben.

$$\sum k = 0,100 + 0,083 + 0,050 + 0,056 = 0,289$$

$$\sum k_e = 0,100 + 0,125 = 0,225$$

$$\sum k_g = 0,125 + 0,143 = 0,268$$

$$\Phi = 0,056 \cdot (2 + 1) + 0,083 \cdot \frac{6}{4} \left(2 + \frac{6}{4} \right) = 0,60375$$

$$\Phi_2 = 0,1 \cdot (1 + 1) + 0,125 \cdot \frac{5}{4} \left(1 + \frac{5}{4} \right) = 0,5515625$$

$$\sum \sum |a| = 6 \cdot 0,289 + 2 \cdot 0,225 + 1,5 \cdot 0,268 + 6 \cdot 0,60375 + 6 \cdot 0,5515625 = 9,51787$$

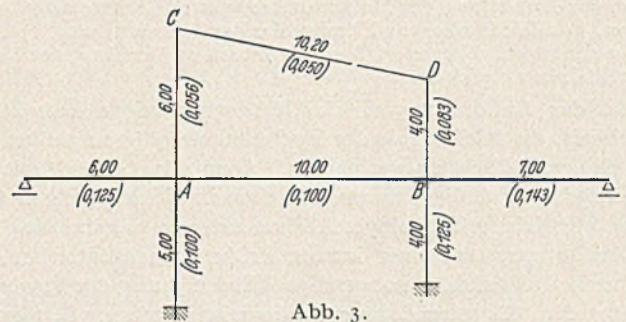


Abb. 3.

Bei symmetrischen Tragwerken mit gerader Pfostenzahl ist unter asymmetrischer Belastung

$$(4a) \sum \sum |a| = 12 \sum k + 4 \sum k_e + 3 \sum k_g + 2 \sum k',$$

unter symmetrischer Belastung

$$(4b) \sum \sum |a| = 12 \sum k + 4 \sum k_e + 3 \sum k_g + 6 \sum k' + 12 \Phi + 12 \Phi_e + 6 \Phi_g.$$

Darin sind alle Summenausdrücke über je eine Tragwerkshälfte erstreckt mit Ausnahme des Wertes k' , der sich auf die von der Symmetrieachse geschnittenen Stäbe bezieht.

Symmetrische Tragwerke mit ungerader Pfostenzahl unter symmetrischer Belastung

$$(4c) \sum \sum |a| = 12 \sum k + 4 \sum k_e + 3 \sum k_g + 4 \sum k'$$

Matrix zum Tragwerk Abb. 3.

A	B	C	D	I	II	$\sum a $
-0,6995	-0,1000	-0,0560	—	+0,3000	+0,1680	1,3235
-0,1000	-0,8305	—	-0,0830	+0,46875	+0,3735	1,85575
-0,0560	—	-0,2120	-0,0500	—	+0,1680	0,4860
—	-0,0830	-0,0500	-0,2660	—	+0,3735	0,7725
+0,3000	+0,46875	—	—	-1,77187	—	2,54062
+0,1680	+0,3735	+0,1680	+0,3735	—	-1,4565	2,5395

$$\sum \sum |a| = 9,51787$$

unter asymmetrischer Belastung

$$(4d) \left\{ \begin{aligned} \sum \sum |a| &= 12 \sum k + 4 \sum k_e + 3 \sum k_g + 2 \sum k'' + 12 \Phi + 12 \Phi_e \\ &+ 6 \Phi_g + 6 \Phi'' + 6 \Phi_e'' + 3 \Phi_g'' \end{aligned} \right.$$

k' bezieht sich auf die an die Symmetrieachse stoßenden, k'' und Φ'' auf die in der Achse liegenden Stäbe, die übrigen k und Φ sind über eine Tragwerkshälfte zu erstrecken.

D. Prüfung der konjugierten Matrix.

Jede Reihe der konjugierten Matrix läßt eine Gleichung der Stammmatrix gleich 1, alle andern gleich 0 werden. Folglich gibt jede Reihe der konjugierten Matrix mit den zugehörigen Werten Σa multipliziert ebenfalls den Wert 1. Bildet man die Reihensumme der konjugierten Matrix und multipliziert jede mit dem entsprechenden Σa , so muß die Summe der Produkte die Zahl n , d. i. die Anzahl der Gleichungen, ergeben.

So ist z. B. die zu Beispiel 1 gehörige konj. Matrix:

0,097 338	-0,028 008	0,006 432	-0,002 047
-0,028 008	+0,056 017	-0,012 864	+0,004 093
+0,006 432	-0,012 864	+0,048 883	-0,015 554
-0,002 047	+0,004 093	-0,015 554	+0,050 404
$\Sigma = 0,073 715$	0,019 238	0,026 897	0,036 896

Probe:

$$18,00 \cdot 0,073715 = 1,326870$$

$$33,00 \cdot 0,019238 = 0,634854$$

$$36,00 \cdot 0,026897 = 0,968292$$

$$29,00 \cdot 0,036896 = 1,069984$$

$$4,000000 = n.$$

ÜBER „BODENKOLLOIDE“ UND IHR VERHALTEN BEI FROST.

Von Dr. A. Dücker, Berlin.

DK 624.131.221:435

In einem Aufsatz über „die Frostschiebung im Boden und der neuzeitliche Straßenbau“ entwickelt A. Schmid (1942) Gedanken und Vorstellungen über die Entstehung und Wirkung des Bodenfrostes, die nicht unwidersprochen bleiben können, da hieraus für die Praxis Schlußfolgerungen gezogen werden, die mit der bisherigen Anschauung über das Wesen der frostgefährlichen und nichtfrostgefährlichen Böden im Widerspruch stehen.

Bekanntlich hat im Straßenbau zur Bestimmung der Frostgefährlichkeit eines Bodens das Kriterium von A. Casagrande (1934) allgemeine Anwendung gefunden. Hiernach können bei einem ungleichförmigen Boden unter der Voraussetzung des Wassernachschubs Frosthebungen auftreten, wenn er mehr als 3 Gewichtsprozent von der Korngröße unter 0,02 mm enthält. Bei sehr gleichförmigen Böden treten erst dann nennenswerte, d. h. für die Straßendecke schädliche Frostwirkungen auf, wenn sie von der Korngröße unter 0,02 mm über 10 Gewichtsprozent aufweisen (Abb. 1). Dieses auch in der amtlichen „Aus-

abhängig ist von der Natur der in ihm vorkommenden Tonmineralien. Es sind diese Mineralien, die einem bindigen Boden jene typischen „Ton“-Eigenschaften, wie Plastizität, Kohäsion usw. verleihen. Chemisch handelt es sich bei ihnen stets um wasserhaltige Aluminiumsilikate, die nach elektronenmikroskopischem Befund in Blättchenform auftreten und in Schichtengittern kristallisieren. Wie aus der Zusammenstellung der Kennzeichen der drei wichtigsten Tonmineralgruppen auf Zahlentafel 1 hervorgeht, weisen sie entweder ein starres oder ziehharmonikaartig ausweitbares Kristallgitter auf (Endell und Mitarbeiter 1933).

Die für das physikalische Verhalten eines bindigen Bodens ausschlaggebenden und verbreitesten Tonmineralien sind der Kaolinit, der Montmorillonit und die Gruppe der glimmerartigen Tonmineralien. Der Beidellit, Nontronit, Halloysit u. a. sowie die Hydrate, Hydrargillit und Eisenhydroxyde sind von geringerer Bedeutung.

Alle Tonmineralien besitzen entsprechend der hohen Dispersität infolge ihrer geringen Kristallgröße eine sehr große freie Oberflächenhaut, an der austauschfähige Kationen wie Calcium, Natrium, Kalium, Magnesium als sog. „Schwarmionen“ sitzen, die durch Oberflächenkräfte gebunden sind. Die Menge und die chemische Natur dieser adsorbierten, dissoziationsfähig gebundenen Basen bedingen nun die Quellungserscheinungen eines Bodens im Wasser. Ihre Menge, die chemisch bestimmt werden kann, bezeichnet man als S-Wert, der in Milliäquivalent für je 100 g trockenen Tons angegeben wird. Nach Endell (1941) betragen diese Werte, wie auf Zahlentafel 1 wiedergegeben, bei Kaolinit 3—15, bei glimmerartigen Tonmineralien etwa 25—35 und bei Montmorillonit 80—100 mg/Äquivalent.

Im allgemeinen kann man annehmen, daß mit steigendem S-Wert das Quellungsvermögen zunimmt und bei Vorhandensein von einwertigen Kationen, besonders bei Natrium, praktisch am größten ist.

Infolge seines ziehharmonikaartig aufweitbaren Kristallgitters vermag der Montmorillonit noch außerdem zwischen seine Schichtebenenpakete Wasser aufzunehmen, wodurch sich sein Schichtebenenabstand nach Endell (1941) von ursprünglich 10 Å auf ~ 30 Å (1 Å = 1 Angström = 10⁻⁸ cm = 0,1 mμ; 1 mμ = 0,00001 mm) aufweitet.

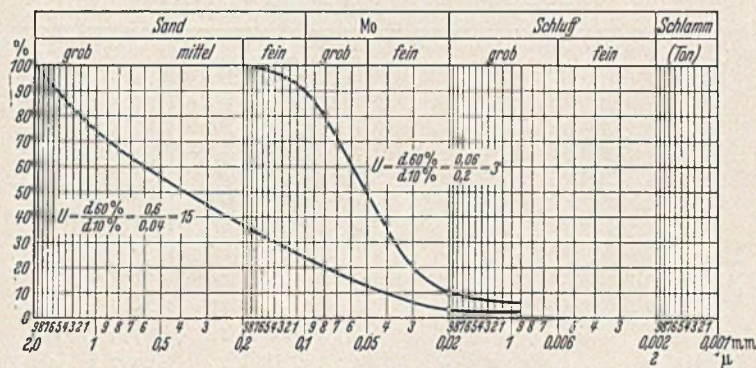


Abb. 1. Frostkriterium nach A. Casagrande.

gabe der Anweisung für die Durchführung der bodenkundlichen Vorarbeiten und für die Ausführung der Erdarbeiten“ (Berlin 1938) Eingang gefundene und in der Praxis sowohl des europäischen als auch amerikanischen Straßenbaus tausendfach bestätigte und erwiesene Frostkriterium wird von Schmid als „unmöglich“ abgetan. Nach ihm genügt schon das Vorhandensein eines einzigen Kolloids im Boden, um „Frostschiebungen und Eisnadeln von unbegrenzter Länge“ hervorzubringen, die durch den beim Quellen ausgelösten „aktiven osmotischen Druck“ erzeugt werden.

Im nachfolgenden soll nun gezeigt werden, daß Schmid von Anschauungen über das Wesen der Bodenkolloide ausgeht, die nach unserer heutigen Kenntnis nicht vertretbar sind.

Bekanntlich kann jeder Stoff in kolloidalem Zustand in Erscheinung treten, wenn sein Zerteilungs- oder Dispersitätsgrad die Dimensionen von $2 \cdot 10^{-4}$ cm bis 10^{-7} cm Durchmesser (= 2 μ bis 1 mμ) annimmt. Schmid geht bei seiner „Frostschiebungstheorie“ von der Voraussetzung aus, daß alle Kolloide bei Benetzung mit Wasser quellen. Er nimmt also an, daß die Bodenteilchen, ganz gleich wie ihr Chemismus beschaffen ist, die Fähigkeit des Quellens aufweisen, sobald sie sich im Bereich des kolloidalen Zustandes befinden. Bereits diese Annahme von Schmid, die das Grundelement seiner theoretischen Ableitung darstellt, zeigt, daß er über die Natur der Tone oder bindigen Böden — denn nur um solche handelt es sich ja im kolloiddispersen System — von überholten Vorstellungen ausgeht. Glaubte noch Atterberg (1913), daß man jedem Gestein und Mineral durch entsprechendes Zermahlen die Eigenschaften von Tonen geben könnte, so wissen wir heute auf Grund von Röntgen-Feingefüge- und kolloidchemischen Untersuchungen, daß die sog. Quellfähigkeit eines Bodens

Zahlentafel 1. Kennzeichen der wichtigsten Tonmineralgruppen.

Tonmineralgruppe	Kristallgitter	Chemische Formel	S-Wert
I. Kaolinitgruppe z. B. Kaolinit, Halloysit u. a.	starr	$Al_2O_3 \cdot 2 SiO_2 \cdot nH_2O$	3—15
II. Montmorillonitgruppe z. B. Montmorillonit, Beidellit, Nontronit u. a.	ziehharmonikaartig	$Al_2O_3 \cdot 4 SiO_2 \cdot H_2O + nH_2O$ oder $(Si_8O_{20} \cdot Al_4(OH)_4) + nH_2O$	80—100
III. Glimmerartige Tonmineralgruppe z. B. Illit u. a.	starr	etwa $(Si_7 AlO_{20} \cdot Al_4(OH)_4)K$	25—35

Somit ergibt sich, daß der Dispersionsgrad kein Kennzeichen des sorptiven Verhaltens gegenüber Wasser ist. Bei gleichem Feinheitsgrad weisen chemisch verschieden aufgebaute Substanzen eine völlig verschiedene Wasserbindung auf. Die Annahme von Schmid, daß „das Maß der Quellung mit kleiner werdendem Korn genau so zunimmt wie die kapillare Steighöhe“, ist also nicht zutreffend.

Einen versuchsmäßigen Anhaltspunkt über die Menge und Geschwindigkeit des aufgenommenen Wassers, über Dicke und Druckverhältnisse in den Wasserhüllen bei tonigen Böden erhält man durch die Bestimmung des im Endzustand aufgenommenen Wassers = w_∞ . Über die Durchführung des Versuches sei auf die Arbeiten von Endell und Mitarbeiter (1938) verwiesen.

Zahlentafel 2. Im Enslin-Gerät gemessene aufgenommene Wassermenge und Teilchengrößen kristallisierter Bodenminerale nach Endell 1941.

Kristallisiertes Bodenmineral	aufgenommene Wassermenge w_{∞} bezogen auf das Trockengewicht in %	Teilchengröße in μ
Na-Bentonit	600—700	100% < 2
Mineralgemenge. . . { 1 : 1	260	etwa 90% < 2
Quarz : Na-Bentonit { 7 : 3	160	85% < 2
{ 9 : 1	75	80% < 2
Ca-Bentonit	200—300	100% < 2
Kaolin	90	70% < 2
Quarzmehl	29	2—10
Spergauer Silbersand . . .	27	überwiegend 100—300

Wie aus den auf Zahlentafel 2 wiedergegebenen, im sog. Enslin-Gerät erzielten Ergebnissen verschiedener Bodenminerale und Mineralgemische hervorgeht, ist w_{∞} fast ausschließlich durch die chemischen Kräfte der gebundenen Ionen bedingt. Der Einfluß der aufgenommenen Wassermenge vom Dispersionsgrad des Materials ist gering und steigt mit zunehmendem Feinheitsgrad nur wenig. Während der grobe Spergauer Silbersand bis zu 27% Wasser aufnimmt, beträgt der Wassergehalt beim gleichfalls nicht-quehlenden Quarzmehl von der Korngröße 2—10 μ nur 29%. Bei den Tonmineralien nimmt der Kaolinit, das Mineral der Kaoline, infolge seiner geringen Anzahl an Schwarmionen „nur“ bis zu 90% Wasser auf. Montmorillonit, das Mineral der Bentonite, zeigt jedoch das größte Wasseraufnahmevermögen bis zu 700%, da er einmal eine große Zahl austauschfähiger Kationen aufweist und zum anderen auch noch im Gegensatz zum Kaolinit innerkristallin Wasser aufnehmen kann. Außerdem ist jeweils der Wassergehalt am größten, wenn als austauschfähiges Kation Natrium vorliegt. Quarzzusatz zu den Tonmineralien setzt naturgemäß die Wasseraufnahmefähigkeit herab. Zusammengefaßt ergibt sich somit, daß „der Wasserhaushalt der bindigen Böden nicht nur von der Größe der feinsten Teilchen, sondern vielmehr von dem Verhältnis des Quarzanteils zu den Tonmineralien bestimmt ist“ (Endell 1941 S. 204).

Wie nun die zahlreichen Untersuchungen von Endell und seinen Mitarbeitern (1938—1939) gezeigt haben, stehen die bodenphysikalischen Eigenschaften, wie Verdichtung, Reibung, Durchlässigkeit, Ausroll- und Fließgrenze in engem Zusammenhang zu dem kolloidchemischen und röntgengraphischen Wesen der Tonmineralien.

Zahlentafel 3. Kennzeichnende Eigenschaften des Ausgangsstoffes nach Endell (1938).

Bezeichnung	Feinheit	Mineralzusammensetzung	S-Wert je 100 g trockenen Tons	Röntgengitter
I. Nichtquehlende Stoffe.				
Dörentruper Quarzmehl	30% 0,02 mm	Quarz	0	—
	60% 0,02—0,002mm			
	10% 0,002mm			
II. Quellende Stoffe.				
Spergauer Kaolin	30% 2—20 μ	Kaolinit	3—15	starres Schichtengitter
Ca-Bentonit	70% < 2 μ	Montmorillonit	überwiegend Ca	eindimensionales quellendes Schichtengitter
Na-Bentonit	100% < 2 μ	Montmorillonit	100 davon 30 Na	eindimensionales quellendes Schichtengitter

Auch die vom Verfasser (Dücker 1940) durchgeführten Frostversuche zeigen, daß die frostgefährlichen Eigenschaften bei tonigen Böden stets von der Natur des Tonminerals und der Quarzmenge abhängig sind. Den Untersuchungen lagen die gleichen Ausgangsstoffe zugrunde, die auch bei den Arbeiten von Endell und Mitarbeitern (1938) Verwendung fanden. Ihre kennzeichnenden Eigenschaften sind auf Zahlentafel 3 wiedergegeben.

Sie wurden sowohl in reinem Zustand als auch in Mischungen mit Quarzmehl im Verhältnis von 9 : 1, 7 : 3 und 1 : 1 im Gefrierschrank systematischen Versuchsreihen unterworfen. Hinsichtlich der Versuchsmethode selbst sei auf die Originalarbeit (Dücker 1939) verwiesen.

Die in diesem Zusammenhang interessierenden Ergebnisse sind in Zahlentafel 4 und Abb. 2 und 3 zeichnerisch zur Darstellung gebracht. Sie zeigen, daß das Dörentruper Quarzmehl als nichtquehlender Stoff die größte Frosthebungsgeschwindigkeit aufweist. Im Gegensatz hierzu verhält sich der am stärksten quehlende

Zahlentafel 4. Ergebnisse der bei einer Temperatur von -15°C durchgeführten Gefrierversuche (nach Dücker 1939/40).

Probenbezeichnung	Wassergehalt		Frosthebung nach 4 Stunden H in mm	Frosteindrängung nach 4 Stunden E in mm	Frosthebungs-geschwindigkeit H in 10^{-3} mm	aufgen. Wassermenge im Endzustand in % der Trockensubst. (Enslinbest. n. Endell 1938)	
	in gefrorenen Böden %	in ungefrorenen Böden (Mittelwert) in %					
Dörentruper Quarzmehl	61,5	23,7	6,85	17,5	28,5	30	
Quarzmehl	9 : 1	84,3	30,8	17	26,4	35	
	7 : 3	91,75	35,7	6,60	18	27,5	42
Kaolin	1 : 1	94,5	35,2	6,18	17	25,7	48
	0 : 1	149,5	50,9	6,05	12,5	25,2	70
Quarzmehl	9 : 1	77,8	44,0	3,72	15	15,5	45
	7 : 3	70,1	67,5	0,63	17	2,6	70
Ca-Bentonit	1 : 1	103,5	103,2	0,53	15,5	2,2	90
	0 : 1	171,5	194,0	0,49	13,5	2,0	300
Quarzmehl	9 : 1	56,5	46,9	2,11	21	8,8	75
	7 : 3	77,4	92,5	0,77	18	3,2	160
Na-Bentonit	1 : 1	108,5	117,9	0,60	18	2,5	260
	0 : 1	259,0	266,5	0,67	14	2,8	700

Na-Bentonit dem Frost gegenüber fast indifferent. Ein zusätzlicher Wassernachschub während des Gefrierens zur jeweiligen Frostgrenze — das charakteristische Kennzeichen aller frostgefährlicher Böden — findet nicht statt. Der im Vergleich zum Bentonit nur noch wenig quehlende Spergauer Kaolin vermag bereits Frosthebungen hervorzubringen, die nur wenig unterhalb der Größenordnung des Quarzmehles liegen. Beträchtliche Wassermengen werden bei ihm während des Gefrierens zur Frostzone gefördert, was sich aus dem Vergleich der Wassergehaltswerte im ungefrorenen (= 50,9%) und im gefrorenen Boden (= 149,5%) ohne weiteres ersehen läßt (vgl. Zahlentafel 4).

Quarzmehlzusatz erhöht die Frosthebungsgeschwindigkeit bei allen Tonmineralien; dies bedeutet, daß mit abnehmender Quellfähigkeit oder auch abnehmendem Wasserbindevermögen die frostgefährlichen Eigenschaften eines kolloid-dispersen Systems zunehmen. Wie aus der Gegenüberstellung der Enslinwerte und der erzielten Frosthebungsbeträge (Zahlentafel 4) und aus der graphischen Darstellung dieser Werte (Abb. 4) hervorgeht,

besteht eine direkte Beziehung zwischen dem Wasseraufnahmevermögen und der Frosthebung, indem mit zunehmendem Enslinwert der Frosthebungsbetrag innerhalb der einzelnen Tonmineralreihen und Quarzmehl-Tonmineralmischungen gesetzmäßig abnimmt.

Zusammengefaßt ergibt sich somit:

1. Kolloide zeigen ein nennenswertes Quellvermögen, wenn sie

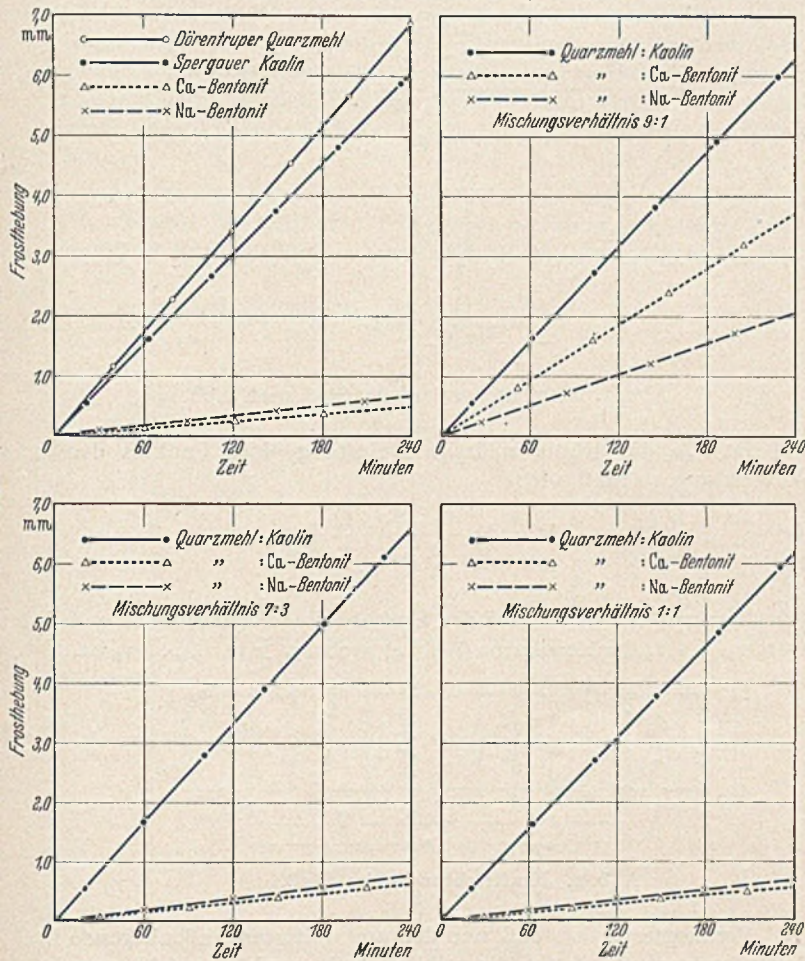


Abb. 2. Zeitlicher Frosthebungsverlauf.

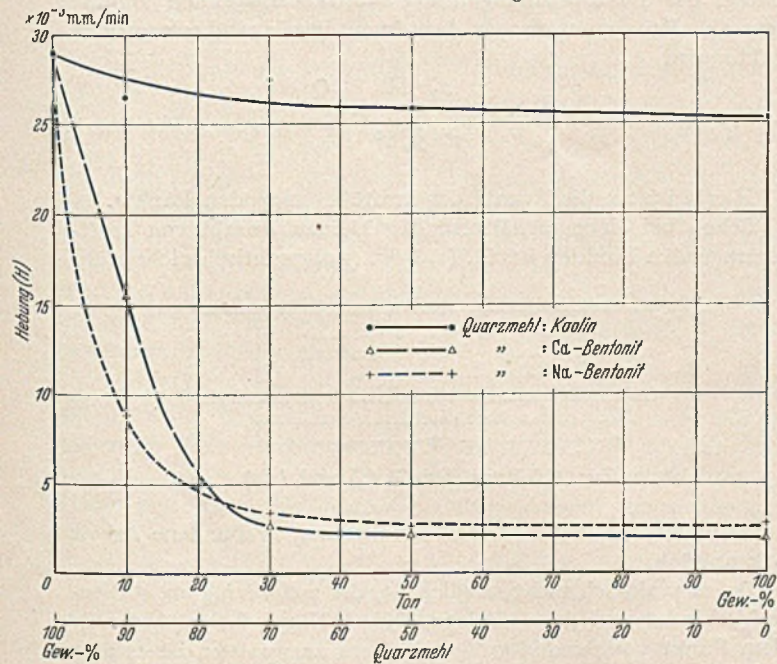


Abb. 3. Abhängigkeit der Frosthebung von der Natur des Tonmineralen und der Quarzmenge (Temp. = -15°C).

aus Tonmineralien und Humus bestehen, die infolge ihrer Kationenbelegung zu mehr oder minder beträchtlichen Hydratationserscheinungen neigen.

2. Quellfähige „Kolloide“ sind weniger frostgefährlich als nicht-quellfähige, d. h., mit zunehmender Quellfähigkeit oder steigendem Wasserbindevermögen eines kolloiddispersen Systems nimmt der Frosthebungsbetrag mit seinen für den Straßenbau schädlichen Folgen innerhalb der einzelnen Tonmineralreihen gesetzmäßig ab.

Die vorstehenden Ergebnisse stehen nun mit der von Schmid vertretenen Anschauung über das Wesen der „Frostschiebung“ in völligem Widerspruch. Müßten doch nach seiner Meinung die quellfähigen „Kolloide“ bei Frost für den Straßenbau die größten schädlichen Auswirkungen zeigen. Der quellende Kolloidanteil eines Bodens ist aber nicht, wie aus den oben wiedergegebenen Versuchsergebnissen eindeutig hervorgeht, imstande, „Eisnadeln von unbegrenzter Länge zum Wachsen“ zu bringen. Er fördert nicht das Wachstum von Eislinen, sondern übt vielmehr auf den Wasserzufluß einen hindernden Einfluß aus.

Da sich somit der Kernpunkt der Theorie von Schmid über die „Frostschiebung“ im Boden als unrichtig erweist, erübrigt sich jede weitere Diskussion seiner spekulativen Erörterungen über das Bodenfrostproblem und auch über die Auswirkungen auf den praktischen Straßenbau.

Schriftenachweis.

1. Atterberg, A.: Die Plastizität und Bindigkeit liefernden Bestandteile der Tone. Int. Mitt. Bodenk. 3 (1913).
2. Casagrande, A.: Bodenuntersuchungen im Dienste des neuzeitlichen Straßenbaues. Straßenbau 25 (1934), S. 101.
3. Dücker, A.: Untersuchungen über die frostgefährlichen Eigenschaften nichtbindiger Böden. Forsch.-Arb. Straßenwesen Bd. 17, Berlin 1939.
4. Dücker, A.: Frosteinwirkung auf bindige Böden. — Straßenbau-Jahrbuch 1939/40.
5. Endell, K., U. Hoffmann und D. Wilm: Über die Natur der keramischen Tone. Ber. dtsh. Keram. Ges. 14 (1933), S. 407.
6. Endell, K.: Beitrag zur chemischen Erforschung und Behandlung von Tonböden. Bautechn. 13 (1935), S. 226—229.
7. Endell, K., W. Loos, H. Meischeder und V. Berg: Über Zusammenhänge zwischen Wasserhaushalt der Tonminerale und bodenphysikalischen Eigenschaften bindiger Böden. Veröff. d. Inst. d. Dtsch. Forsch. f. Bodenmechanik, H. 5. Berlin 1938.
8. Endell, K., W. Loos und H. Breth: Zusammenhang zwischen kolloidchemischen sowie bodenphysikalischen Kennziffern bindiger Böden und Frosteinwirkung. Forsch.-Arb. aus dem Straßenbau, Bd. 16, Berlin 1939.
9. Endell, K.: Die Quellfähigkeit der Tone im Baugrund und ihre bautechnische Bedeutung. Bautechn. 19 (1941), S. 201—209.
10. Maegdefrau, E.: Die Gruppe der glimmerartigen Tonminerale. Sprechsaal Keramik usw. 74 (1941), S. 1—38.
11. Schmid, A.: Die Frostschiebung im Boden und der neuzeitliche Straßenbau. Bauing. 23 (1942), S. 1—6.

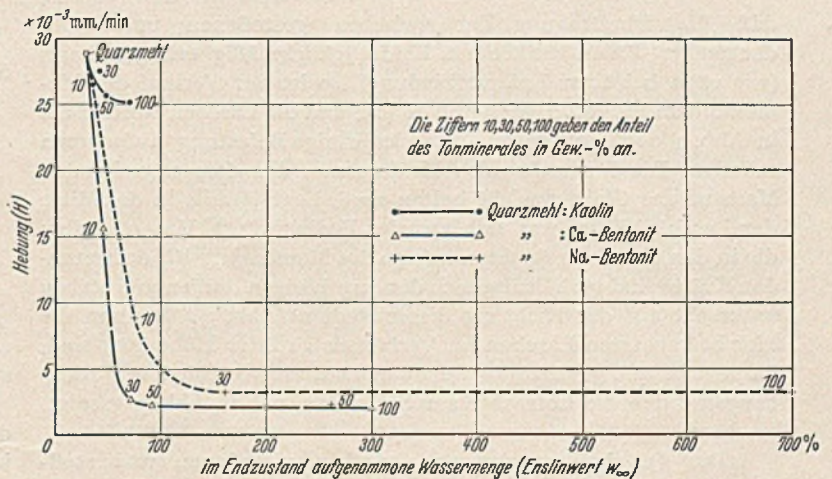


Abb. 4. Beziehung zwischen Frosthebung und Enslinwert (Temp. = -15°C).

DIE BERECHNUNG VON AUF BIEGUNG BEANSPRUCHTEN STÖSSEN IM HOLZBAU.

Von Oberingenieur Leopold Faerber, Berlin.

DK 624.078:072.2:011.1

Übersicht: Es wird eine Näherungslösung für die Berechnung der Stöße von Vollholzquerschnitten entwickelt, die es ermöglicht, schnell und einfach die Länge des Stoßes und die erforderlichen Verbindungsmittel zu bestimmen.

Der Berechnung der Stöße ist in den Bestimmungen für die Berechnung und Ausführung von Bauwerken aus Holz — DIN 1052 — ein ganzer Paragraph — § 18, Stoßdeckung — gewidmet. Während dort die auf Zug oder Druck beanspruchten Stöße so ausführlich besprochen sind, daß über ihre Berechnung keinerlei Unklarheiten mehr bestehen können, sind die auf Biegung beanspruchten Stöße etwas stiefmütterlich behandelt. Es heißt darüber — DIN 1052, Ziffer 107 —: „Bei der Stoßdeckung von Teilen, die auf Biegung beansprucht werden, muß das Widerstandsmoment der den Stoß deckenden Holzteile mindestens gleich dem Widerstandsmoment der gestoßenen Teile sein. Zugleich muß die einwandfreie Übertragung der Querkräfte gewährleistet sein. Bei Druckgurten von Vollwandträgern genügt also eine Stoßdeckung nach Absatz 3 Satz 1 nicht.“ Die Bestimmungen sprechen also nur vom Widerstandsmoment und von der Übertragung der Querkräfte. Aus dieser Unsicherheit der Grundlagen ist es wohl zu erklären, daß für eine solche verhältnismäßig einfache Aufgabe die verschiedensten Lösungen zu finden sind. Auch die bekannteren Werke über den Holzbau geben keine Lösung an. Die zunehmende ingenieurmäßige Gestaltung des Holzbaues bringt es aber mit sich, daß statisch unbestimmte Tragwerke in steigendem Maße angewandt werden. Hierbei ist vor allem an die Berechnung der Pfetten und Sparren als Durchlaufträger zu denken; in diesen Fällen tritt die Frage der Ausbildung der Stöße häufig auf.

Stoßausbildung nach Abb. 1.

Es sei in Stoßmitte ein Moment M und eine Querkraft Q vorhanden. Dann werden die Laschen in Stoßmitte vom Moment M und der Querkraft Q beansprucht. Die Beanspruchung der gestoßenen Teile in Stoßmitte aus M und Q ist gleich 0.

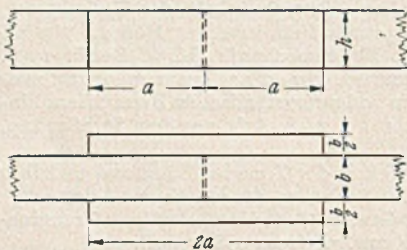


Abb. 1. Stoßausbildung.

An den Enden der Laschen ist die Beanspruchung der Laschen aus M und Q gleich 0, während die gestoßenen Teile von den sich aus dem Momenten- und Querkraftverlauf ergebenden Momenten M bzw. Querkraften Q beansprucht werden.

Setzt man nun voraus, daß die Übertragung der zwischen gestoßenen und stoßdeckenden Teilen wirkenden Kräfte gleichmäßig erfolgen kann (wie etwa bei einer Leimverbindung), so ist der Verlauf der Momente dem in Abb. 2 gezeigten gleich, und die Laschen werden die in Abb. 2 oben angegebene dreiecksförmige Belastung aufnehmen müssen. Die Drehachse des Kräftepaars, das dem angreifenden Moment das Gleichgewicht halten muß, liegt jeweils in der Mitte der Laschenhälfte, was sich aus der Bedingung $\sum V = 0$ ergibt; die in den einzelnen Punkten infolge des Momentangriffs auftretenden Kräfte sind verhältnisgleich den zugehörigen Radien und stehen senkrecht auf der Richtung dieser Radien (Abb. 3). Da nun die hier betrachteten Laschen im Verhältnis zu ihrer Höhe lang sind, kann man mit genügender Genauigkeit diese verschiedenen Richtungen durch die Lotrechte zur Stabachse, wie in Abb. 3 gezeigt, ersetzen.

Die Querkräfte erzeugen zwischen gestoßenen und stoßdeckenden Teilen Kräfte, die normal zur Stabachse gerichtet sind, so daß für die Anordnung und Bemessung bei den hier besprochenen Holzbauteilen mit genügender Annäherung die Krafrichtung normal zur Stabachse zugrunde gelegt werden kann.

Nachdem so die Krafrichtung mit genügender Annäherung festgelegt ist, ist es noch erforderlich, eine vereinfachende Annahme

über die Verteilung der Kraftwirkung zwischen den gestoßenen und stoßdeckenden Teilen zu machen, ohne die die Berechnung besonders der Nagelverbindungen praktisch sehr umständlich wird.

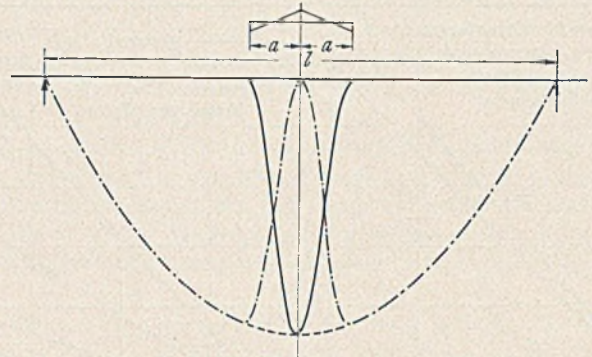


Abb. 2. Momentenverlauf im Stoß nach Abb. 1.

Ist $P_{zul.}$ die größte zulässige Belastung eines Punktes der Verbindung, so muß sein:

$$(1) \quad P_{zul.} \geq \frac{r_1 \cdot M}{\sum_1^n r^2} + \frac{Q}{n}$$

Hierin ist n die Anzahl der kraftübertragenden Punkte und $r_1, r_2, r_3, \dots, r_n$ die Hebelarme (Abb. 4), wobei $r_1 > r_2, r_3, \dots, r_n$ ist.

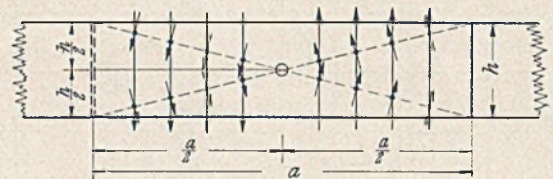


Abb. 3. Krafrichtungen im Stoß.

Vorausgesetzt ist, daß nur der am weitesten außenliegende kraftübertragende Punkt die volle Last $P_{zul.}$ erhält; nach innen nehmen die Beanspruchungen der kraftübertragenden Punkte linear ab. Bei symmetrischer Anordnung der kraftübertragenden Punkte wird

$$(1a) \quad P_{zul.} \geq \frac{r_1 \cdot M}{2 \cdot \sum_1^n r^2} + \frac{Q}{2n}$$

Hierin ist $2n$ die Anzahl der kraftübertragenden Punkte.

Schon bei einer verhältnismäßig kleinen Anzahl von kraftübertragenden Punkten ist Gl. (1) bzw. (1a) praktisch nicht mehr

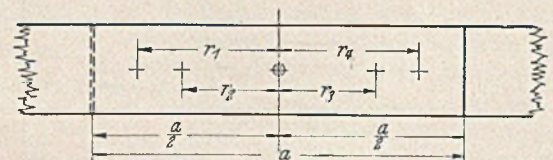


Abb. 4. Zur Ableitung der Gl. (1) und (1a).

zu verwenden, da die mit ihrer Auswertung verbundene Arbeit stark anwächst.

Da es praktisch nicht möglich ist, die zur Verfügung stehenden Verbindungsmittel — Bolzen, Dübel, Nägel, Leim — den in jedem Punkt verschiedenen großen Kräften anzupassen, ist es also notwendig, eine den tatsächlichen Verhältnissen möglichst nahe kommende Annahme über die Verteilung der angreifenden Kräfte zu treffen, die es uns ermöglicht, eine einfache Näherungsberechnung der Verbindung durchzuführen. Abb. 5 zeigt nun 3 verschiedene Annahmen zur Verteilung der aus dem Momentangriff zu übertragenden Kräfte und die sich daraus ergebenden nur wenig

voneinander abweichenden Momentenlinien. Die dazugehörigen Lasten je Einheit q_a , die auf die Lasche von der Länge $a = l$ entfallende Summe der Kräfte unabhängig von ihrem Richtungssinn sowie die Hebelarme sind rechts (Abb. 5) angegeben. Wir legen den weiteren Überlegungen die Annahme 6 c zugrunde — gleichmäßiger Kraftangriff in den äußeren Dritteln jeder Laschenhälfte — die den tatsächlichen Verhältnissen am nächsten kommen dürfte. Die aus der Querkraft sich ergebende Beanspruchung ist annähernd gleichmäßig, wir ersetzen sie durch eine angenommene gleichmäßige Verteilung der Beanspruchung neben den äußeren Dritteln der Laschenhälfte und erhalten dann für die näherungsweise Berechnung der Lasche die in Abb. 6 gezeigte Belastung der Lasche.

Die so angenommene Verteilung ist willkürlich gewählt, und wir wollen daher noch kurz die zu ihrer Annahme führenden Überlegungen streifen. Würde man fordern, daß die Last je Einheit

ihrer Richtungssinn, erhalten wir:

$$(2) \quad \left| \sum P \right| = \frac{4,15 M}{a_M} + Q,$$

worin M und Q das angreifende Moment bzw. die angreifende Querkraft sind, während $2 a_M$ die Länge der zur Aufnahme des Moments erforderlichen Lasche bedeutet.

Die Gl. (2) ermöglicht es uns, die gesamten durch die Verbindungsmittel zu übertragenden Kräfte zu berechnen. Voraussetzung ist dabei, daß die Länge $2 a$ der Lasche bekannt ist.

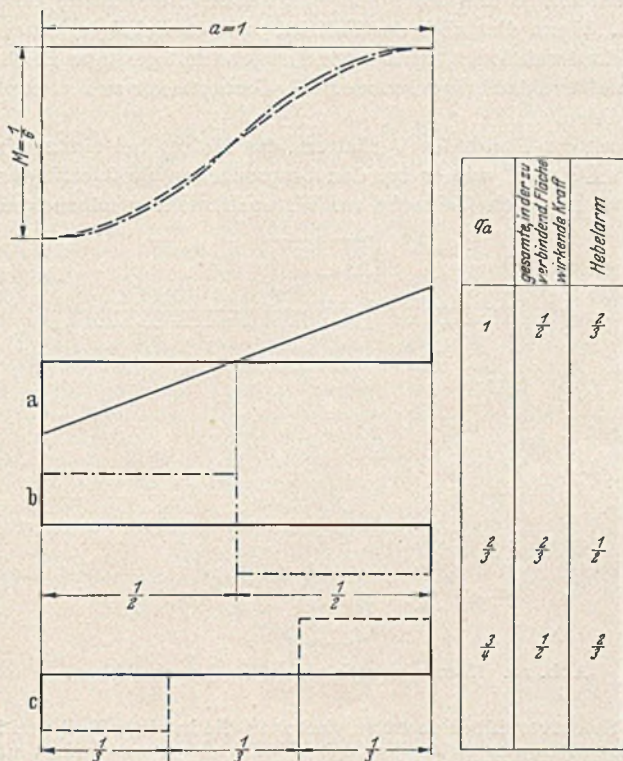


Abb. 5. Annahmen zur Verteilung der zu übertragenden Kräfte.

$q_a = 1$ (s. Abb. 5) das gleiche Moment $M = \frac{1}{6}$ erzeugen soll wie die dreiecksförmige Verteilung (Abb. 5 a), so erhielte man eine Belastungslänge von $0,21 a$. Das bedeutete wenig Verbindungsmittel und lange Laschen. Würden wir dagegen von der größtmöglichen Belastungslänge von $0,5 a$ ausgehen, so kämen wir zwar mit kürzeren Laschen aus, benötigten aber viel Verbindungsmittel. Die gewählte Annahme stellt also einen Mittelweg zwischen diesen äußersten Möglichkeiten dar.

Würden wir eine auf dieser Grundlage errechnete Verbindung mit Hilfe der Gl. (1) bzw. (1 a) nachprüfen, so ergäbe sich, daß die zulässigen Beanspruchungen der Verbindungsmittel überschritten werden. Abb. 7 stellt die gerechnete der tatsächlichen Lastverteilung gegenüber. Da beide das gleiche Moment erzeugen sollen, wird:

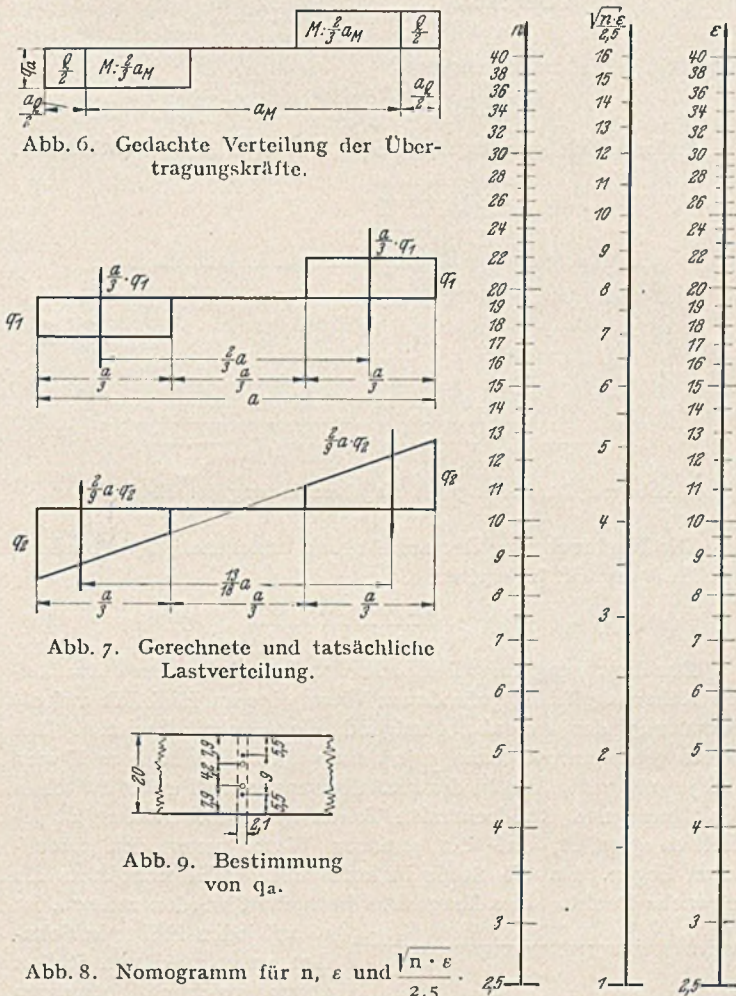
$$\frac{1}{3} a q_1 \frac{2}{3} a = \frac{2}{9} a q_2 \frac{13}{18} a$$

und daraus:

$$q_1 = \frac{13}{18} q_2$$

oder, was dasselbe ergibt, wir müssen das der Berechnung zugrundeliegende Moment mit $\frac{18}{13}$ multiplizieren.

Für die Summe der auf einer Stoßhälfte wirksamen und durch die Verbindungsmittel zu übertragenden Kräfte, unabhängig von



Es sei nun:

$$M = \frac{q_1 \cdot l^2}{n} \quad (\text{Moment in Stoßmitte in kgm}).$$

$$Q = m \cdot q_1 \cdot l \quad (\text{Querkraft in Stoßmitte in kg}).$$

l = Spannweite des Balkens in m.

q_1 = Belastung des Balkens in kg/m; gegebenenfalls ist die sog. Ersatzlast zu bestimmen.

q_a = Belastung in kg/m, die das Verbindungsmittel aufnehmen kann.

$2a_M$ = Gesamtlänge der Lasche, die zur Aufnahme des Moments M erforderlich ist.

$2a_Q$ = Gesamtlänge der Lasche, die zur Aufnahme der Querkraft Q erforderlich ist.

$2a$ = Gesamtlänge der Lasche.

$$\frac{q_a}{q_1} = \epsilon.$$

Mit diesen Werten erhält man:

$$(3) \quad a = a_M + a_Q + \text{Überstände}$$

$$(4) \quad a_M = \frac{2,5}{\sqrt{n \cdot \epsilon}} l$$

$$(5) \quad a_Q = \frac{m}{\epsilon} l.$$

Für verschiedene Werte von n und ϵ kann die Laschenlänge a_M in Bruchteilen von l aus Abb. 8 abgelesen werden.

Beispiel (Nagelverbindung):

$$M = 529 \text{ kgm} = 200 \text{ kg/m} \cdot (5,00 \text{ m})^2 : 9,47$$

$$Q = 606 \text{ kg} = 0,606 \cdot 200 \text{ kg/m} \cdot 5,00 \text{ m}.$$

Nägel 42/100 mit 62,5 kg/Nagel einschnittig.

Nach Abb. 9 ist: $q_a = 4 \cdot 62,5 \text{ kg} : 0,021 \text{ m} = 11\ 905 \text{ kg/m}$

$$\varepsilon = 59,53.$$

$$\text{Laschenlänge: } a_M = \frac{1}{10} \cdot 5,00 \text{ m} \approx 0,50 \text{ m}$$

$$a_Q = \frac{0,606}{59,53} \cdot 5,00 \text{ m} \approx 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Überstände} = 0,05 \text{ m}$$

$$a = 0,60 \text{ m}.$$

Nach Gl. (2) ist zu übertragen:

$$\sum P = \frac{4,15 \cdot 529}{0,50} + 606 = 4996 \text{ kg}.$$

Erforderlich 4996 kg : 62,5 kg < 80 Nägel 42/100 vorhanden.



Abb. 10. Darstellung der Nagelverbindung des Beispiels.

Die Nachrechnung der aus Abb. 10 ersichtlichen Verbindung mit Hilfe der Gl. (1) ergibt:

$$P_{zul.} = 62,5 \text{ kg} > \frac{0,279 \cdot 529}{3,014} + \frac{606}{80} = 56,6 \text{ kg}.$$

Das durchgerechnete Beispiel zeigt, daß die mit der entwickelten Näherungslösung gefundenen Werte eine im Hinblick auf die Bedeutung der Aufgabe genügende Genauigkeit besitzen. Die Werte werden um so genauer, je kleiner Q im Verhältnis zu M wird und je größer die Anzahl der kraftübertragenden Punkte zwischen gestoßenen und stoßdeckenden Teilen wird. Die Lösung ist jedoch so gewählt, daß die genauen Werte unter den errechneten liegen. Da die Stöße in konstruktiver Hinsicht stets als schwache Punkte eines Tragwerks betrachtet werden müssen, ist es auf jeden Fall kein Schaden, wenn an diesen Stellen etwas reichlich bemessen wird.

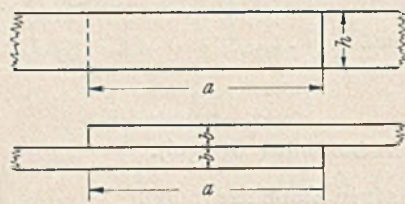


Abb. 11. Stoßausbildung.

Darüber hinaus liegt eine weitere Sicherung in dem elastischen Verhalten der Verbindungsmittel und des Holzes.

Stoßausbildung nach Abb. 11.

Mit den Bezeichnungen der Abb. 11 ergeben sich für die Berechnung des Stoßes die gleichen Formeln, wie sie für die Stoßausbildung nach Abb. 1 bereits abgeleitet wurden. Abb. 12 zeigt den Momentenverlauf in den beiden zu verbindenden Teilen unter den oben bereits besprochenen Voraussetzungen.

Die Stoßausbildungen nach Abb. 1 und 11 sind mit den vorgelegten Beziehungen genügend genau zu berechnen, an welcher Stelle der Stoß auch liegen mag. Bei der Berechnung des Stoßes über der Stütze empfiehlt es sich, die Querkraft voll einzusetzen. Ob und welcher Teil der Querkraft nämlich direkt — also ohne Zuhilfenahme der Stoßverbindung — auf die Stütze übertragen wird, ist gänzlich unsicher und hängt von der Ausführung ab. Da es jedoch durchaus denkbar ist, daß die gesamte Querkraft über die Stoßverbindung in die Stütze hineingetragen wird, so wäre es unvorsichtig, die Querkraft ganz oder teilweise zu vernachlässigen.

Bei Stößen, die an der Stelle eines Moment-Nullpunktes liegen, empfiehlt es sich nicht, den Stoß nur für die Übertragung der Querkraft zu bestimmen. Man erhielte damit eine ausgesprochen schwache Stelle in dem Tragsystem. Am besten wäre es, entsprechend DIN 1050/§ 13/3a (Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau) vorzugehen und den Stoß für das volle Tragmoment $M_{gr.} = W \cdot \sigma_{zul.}$ zu bemessen.

Es wäre wertvoll, wenn Versuche über die Wirkung der Stöße mehr Klarheit bringen würden, insbesondere zeigen würden, ob und gegebenenfalls wie die Durchlaufwirkung z. B. von Dachpfetten durch die Anordnung von Stößen beeinträchtigt wird. Damit würde über den im Holzbau gegen die Verwendung statisch unbestimmter Systeme oft vorgebrachten Einwand der zu großen Beweglichkeit der Verbindungsstellen Klarheit geschaffen. Es erscheint nämlich durchaus nicht unwahrscheinlich, daß die Stöße den gestoßenen Teilen nur einen Teil ihrer Bewegungsfreiheit nehmen, so daß die Stöße eher als unvollkommene Gelenke wirken. Wenn dies aber der Fall ist, wäre es richtiger, durchlaufende Konstruktionen, ganz besonders jene mit geringer Bauhöhe, nicht als Durchlaufträger, sondern als Gerberträger zu rechnen und auszubilden.

Auch die Frage des Verhaltens des Holzes bei einem Kraftangriff \perp Faser, wie er bei den besprochenen Stoßverbindungen auftritt, ist durch Versuche m. W. noch nicht genügend aufge-

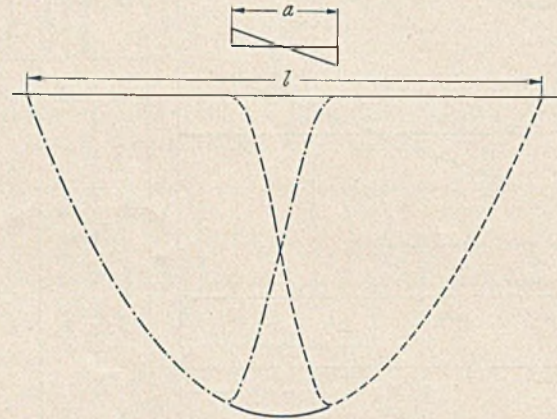


Abb. 12. Momentenverlauf im Stoß nach Abb. 2.

klärt. Selbstverständlich ist es, daß man die in einer Reihe stehenden Nägel versetzt anordnet, damit sie nicht in einer Faser liegen und damit die Gefahr des Aufspaltens erheblich vergrößern. Gerade bei dem Bestreben, die Konstruktionen durch Verwendung hoher und dünner Querschnitte der Eigenart des Nagels anzupassen, muß der Gefahr des Aufspaltens besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. In diesem Zusammenhang sei auch darauf hingewiesen, daß aus der Praxis heraus immer wieder Bedenken gegen die in den Bestimmungen vorgeschriebenen Mindestabstände der Nägel — $5d \perp$ Kraftangriff, $10d \parallel$ Kraftangriff — vorgebracht werden, und zwar werden diese Abstände als zu gering bezeichnet. Wieweit diese Bedenken auf Tatsachen und wieweit sie auf ungeeignetem Holz oder ebensolcher Arbeit beruhen, müßte durch Versuche entschieden und durch anschließende Aufklärung in die Praxis des Holzbaues hineingetragen werden.

Jedenfalls wird es sich empfehlen, bei einer Neuherausgabe der Bestimmungen über die Berechnung und Ausführung von Holzbauwerken die Ziffer 107 unter Berücksichtigung der bis dahin wohl noch weiter vertieften Kenntnisse über die Stoßverbindungen entsprechend zu erweitern und ihr eine neue Fassung zu geben. Man könnte dabei etwa sagen: „Bei der Stoßdeckung von Teilen, die auf Biegung beansprucht werden, muß das Widerstandsmoment der den Stoß deckenden Holzteile mindestens gleich dem Widerstandsmoment der gestoßenen Teile sein. Der Stoß muß für das in Stoßmitte vorhandene Moment und die dort vorhandene Querkraft bemessen werden. Das Moment ist mindestens gleich dem größten im betrachteten Feld auftretenden Moment anzunehmen. Auch bei aufliegenden Stößen ist die Querkraft voll anzusetzen“.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Trockenfäule durch Verwendung nasser Asche beim Hausbau.

(Eigenes Verschulden des Bauherrn, der angeordnete Sicherungsmaßnahmen widerrief.)

Der im Februar 1935 begonnene Neubau eines dreistöckigen Miethauses in Duisburg wurde auf Drängen des Bauherrn so beschleunigt, daß das Erdgeschoß bereits am 1. Juli 1935 bezogen werden konnte. Im April 1936 stellte sich erst im zweiten, dann auch im ersten und dritten Stockwerk heraus, daß die Balken und Fußböden infolge Trockenfäule zermürbt und nicht mehr tragfähig waren und daher erneuert werden mußten. Für die damit verbundenen Kosten in Höhe von 9977 RM nahm der Bauherr den bauleitenden Architekten, eine Firma, die die Maurer- und Zimmerarbeiten ausführte und die Baustoffe, insbesondere die Deckenbalken lieferte, sowie einen Zimmermeister, der die Fußböden verlegte und die dazu nötigen Bretter geliefert hatte, in Anspruch.

Die Klage wurde vom Oberlandesgericht Düsseldorf und vom Reichsgericht im vollen Umfange abgewiesen, da der Kläger festgestelltermaßen in die Bauleitung eingegriffen und dadurch letzten Endes den Schaden selbst verursacht hat. Nach den Sachverständigen-gutachten war nämlich entgegen der Behauptung des Klägers nicht der Zustand der Balken und Fußbodenbretter (die nach der widerlegten Behauptung des Klägers durch Rotfäule oder Holzwespen zermürbt gewesen sein sollten) die Ursache des Schadens, sondern es war durch Regen feucht gewordene Asche in die Zwischenböden gefüllt und die Fußbodenbretter vor Austrocknung der Asche aufgebracht worden, so daß infolge des luftdichten Abschlusses der Decke die vorhandene Feuchtigkeit nicht abziehen konnte. Durch das Trocknen der Asche vor Schließung der Decke habe die Entstehung der Trockenfäule vermieden werden können, ebenso durch mehrfaches Wenden der Asche oder durch Heizung der Räume. Das Heizen der Räume hatte der Architekt dem Kläger, der als Tiefbauunternehmer selbst fachkundig war, sich ständig auf dem Bau aufhielt und selbst die oberste Leitung hatte, während des Baues zur Beseitigung der Feuchtigkeit dringend empfohlen. Als er von der Verwendung der naß gewordenen Asche erfuhr, hat er die Maurerfirma und den Zimmermeister auf die Gefahren hingewiesen und von ihnen Maßnahmen zum Austrocknen verlangt und hiervon auch dem Kläger Mitteilung gemacht. Es wurde die Verlegung der Fußbodenbretter eingestellt, der Kläger aber machte diese Anordnung rückgängig, holte die Arbeiter des Zimmermeisters zurück, ordnete die weitere Verlegung der Fußböden an, obwohl ihm die Verwendung der nassen Asche bekannt war. Daß der Architekt nicht nachträglich noch Luftrosetten angebracht hat, konnte ihm nicht zum Verschulden gereichen. Der Kläger war der Bauherr und hat außerdem die oberste Bauleitung ständig

selbst ausgeübt. Er hat die sachgemäßen Anordnungen des Architekten und seines Bauführers selbst rückgängig gemacht, die Austrocknung der nassen Asche durch seine eigenen Maßnahmen verhindert und damit die Gefahr der Trockenfäule bewußt auf sich genommen. Unter diesen Umständen war dem Beklagten, der die örtliche Bauleitung nur aus Gefälligkeit übernommen hatte, nicht zuzumuten, dem Kläger noch andere Maßnahmen vorzuschlagen, noch weniger, sie selbst vornehmen zu lassen. Auch konnte dem Architekten nicht der Vorwurf gemacht werden, er habe die Baufristen fahrlässigerweise zu kurz bemessen, so daß der Kläger Mietverträge mit zu nahen Einzugsterminen abgeschlossen und dadurch in Bedrängnis geraten, sich zu unvernünftigen Handlungen habe hinreißen lassen. Denn die nasse Asche hätte in wenigen Tagen womöglich Stunden getrocknet werden können, so daß dadurch eine nennenswerte Verzögerung der Fertigstellung des Baues nicht herbeigeführt worden wäre. — Soweit Fehler der mitbeklagten Firma oder des Zimmermeisters vorlagen, waren sie für die Entstehung des Schadens nicht ursächlich, da der Kläger durch seine eigenen Anordnungen die Austrocknung der Asche verhindert hat. „Reichsgerichtsbriefe“. (III 83/41.—10. 3. 1942.) E. Petzold.

Schrifttum-Auskunft in der Technik.

Für die technische Entwicklung ist stets die Verfolgung des Fachschrifttums eine wichtige Hilfe gewesen. Besonders im Kriege, wo es darauf ankommt, mit dem geringsten Aufwand an Zeit, Rohstoffen und Arbeitskräften Höchstleistungen zu erzielen und wo daher vermieden werden muß, an anderen Stellen bereits durchgeführte Untersuchungen und Forschungsarbeiten nutzlos zu wiederholen, spielt das Schrifttum-Auskunftswesen eine führende Rolle.

Die Deutsche Gesellschaft für Dokumentation, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, hat vom Deutschen Normenausschuß die Aufgabe übernommen, als Vermittlungsstelle für den technisch-wissenschaftlichen *Quellennachweis* zu wirken. Ihre Tätigkeit auf diesem Gebiete besteht darin, daß sie auf Anfragen nach Schrifttum über bestimmte technische Fragen diejenigen Schrifttum-Auskunftstellen nennt, die diese Anfragen beantworten können. Die Erfahrung hat gezeigt, daß vielfach erst auf diesem Wege den Anfragenden diejenigen Stellen bekannt geworden sind, an die sie sich um Auskunft wenden können.

In einem vom Deutschen Normenausschuß herausgegebenen Verzeichnis von Schrifttum-Auskunftstellen der Technik und verwandter Gebiete sind rd. 250 Auskunftstellen für die zahlreichen Einzelgebiete der Technik aufgeführt. Die Benutzung dieses Verzeichnisses wird allen empfohlen, die Schrifttumauskünfte suchen.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Stahlbau-Kalender 1942. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Berlin. Bearb. von Prof. Dr.-Ing. Georg Unold. 8. Jahrgang. Mit 1170 Abb. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1942. 599 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 4,50.

Die bewährte Anordnung ist auch im 8. Jahrgang beibehalten. Von den größeren Änderungen gegenüber dem Jahrgang 1941 ist zu erwähnen, daß die Abschnitte „Elemente des Stahlbaues“ sowie „Stahlhochbau“ von Herrn Regbm. Rothardt neu bearbeitet wurden, im Abschnitt über den Stahlbrückenbau sind dieses Mal die Bogenbrücken (mit Berechnung und Konstruktion) eingehend behandelt. Eine Tafel über ausgeführte Bogenbrücken mit mehr als 100 m Stützweite dürfte (mit ihren ausführlichen Literaturhinweisen) in vielen Fällen erwünscht sein. Der auf den neuesten Stand gebrachte Abschnitt „Schweißtechnik im Stahlbau“ ist diesmal wieder aufgenommen worden.

Der Stahlbaukalender wird sich auch in seiner neuen Ausgabe 1942 als unentbehrliches Hilfsmittel erweisen. Schleicher, Berlin.

Baumeister, L.: Preisermittlung und Veranschlagen von Hoch-, Tief- und Eisenbetonbauten. Ein Hilfs- und Nachschlagebuch zum Voranschlagen von Erd-, Straßen-, Wasser- und Brücken-, Eisenbeton-, Maurer- und Zimmerarbeiten. 8. Neubearb. Auflage. Mit 120 Abb. Berlin: Springer-Verlag 1941. VIII, 429 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 24,—.

Das neubearbeitete Buch hat sich in seinem Aufbau gegenüber der vorigen Auflage kaum geändert. Aber die Ausführungen sind den Verhältnissen der Gegenwart angepaßt, in der die Eingliederung der Bauvorhaben in das Wehrprogramm bedeutende Umstellungen erforderlich macht.

Das Buch bringt zu Beginn nach einer allgemeinen Erörterung über die Baukostenrechnung einen Grundplan der Selbstkostenrechnung. In dem II. Abschnitt „Grundlegendes zur Vorkalkulation“ sind die Ausführungen über Bauverträge erweitert worden. Insbesondere sind die wichtigsten gesetzlichen Baupreisverordnungen aufgeführt und die Methoden der Kalkulation und der Kostenaufbau nach Kostenarten behandelt.

Die nachfolgenden Abschnitte bringen getrennt nach den einzelnen Arbeitsgebieten des Hoch-, Tief- und Eisenbetonbaues eine eingehende grundsätzliche Erörterung des Veranschlagens und an gut gewählten Beispielen eine Erläuterung dieser Grundsätze.

Dem Buch ist ein Anhang über *Nachkalkulation* und ihre Organisation auf der Baustelle angegliedert, die in eine technische und eine kaufmännische unterteilt ist.

Das Buch bringt eine Fülle wertvollen und klar geordneten Wissens und dürfte daher ein den Fachkreisen sehr willkommenes Hilfs- und Nachschlagewerk sein. Müller, Berlin.

Blum, O.: Der Südosten verkehrspolitisch betrachtet. Mit 40 Abb. Berlin: Springer-Verlag 1941. V, 94 S. Gr. 8°. Preis br. RM 6,—.

Der Südosten, der Raum der drei Kontinente Europa, Asien und Afrika, ist seit jeher ein Lebensraum von seltener Einheit, aber mannigfaltigster verkehrsgeographischer Vielschichtigkeit gewesen. Das ist wohl auch der Grund, weshalb bisher keine wissenschaftliche Abhandlung sich damit befaßt hat, den Südosten verkehrspolitisch zu betrachten. Der Verfasser bringt sie erstmalig und einzigartig mit der an ihm gewohnten übergeordneten Beherrschung geographischer, geschichtlicher und verkehrstechnischer Gegebenheiten und Möglichkeiten.

Die Raumnutzung durch den Menschen und die Raumerschließung durch die Verkehrsmittel werden für die gesamten Randgebiete des östlichen Mittelmeeres und ihre Ausstrahlungen nach dem Binnenland für das Altertum, Mittelalter und die Neuzeit untersucht. Ein seltenes, verstricktes Zusammenspiel von durchgehendem und Binnenverkehr beherrschte den Südosten und machte ihn zum Verkehrsraum stärkster geopolitischer Unruhe. Wie hierbei die verschiedenen Verkehrsmittel verkehrspolitisch nach Verkehrsbedarf und technischer Eignung eingesetzt wurden und unter dem Einfluß machtpolitischer Verhältnisse zeitweise den Ausdruck größter Einheit im Altertum und stärkster Zerrissenheit in späterer Zeit bis auf die heutige Zeit zeigten, wird mit einprägsamen Darstellungen belegt. Es kennzeichnet die Tiefe der Betrachtungen, wenn der Verfasser besonders die deutsche Pionierarbeit hervor-

hebt, die der Schwabe v. Pressel im vorigen Jahrhundert in der Türkei zum Aufbau eines nationalen türkischen Eisenbahnsystems geleistet hat, aber gegenüber den Einflüssen ausländischer privater Finanzinteressen bei der türkischen Regierung nicht durchsetzen konnte.

Das entwickelte Bild wird als Grundlage für neuartige und sehr abschlußreiche Vorschläge der Verbesserung der Netzsysteme der Straßen, Eisenbahnen und Wasserstraßen genommen, die geeignet sind, dem Südosten eine organische Verkehrserschließung auch im Hinblick auf die neuen Beziehungen Deutschlands zu diesem Raum zu geben. Nur in einem Punkt kann ich den Vorschlägen des Verfassers nicht ganz beipflichten, wenn er angesichts der Motorisierung des Straßenverkehrs in technischer Hinsicht die weitere Erschließung des Balkanraumes durch Schmalspurbahnen empfiehlt. Eine damit verbundene Verstärkung der Uneinheitlichkeit der Spurweiten der Eisenbahnen dürfte vor allem einer Großraumpolitik und dem mit ihr verbundenen Austausch wirtschaftlicher Kräfte auf größere Entfernungen nicht förderlich sein. Mit den Worten „bescheiden aber entwicklungsfähig“ kennzeichnet am Schluß der Verfasser die Größe der Verkehrsaufgaben, die hier noch zu lösen sind und die vielfach nach eigenen Maßstäben angefaßt werden müssen.

Dr. Pirath, Stuttgart

Glöckner, W.: Wir alle helfen mit. Mittel und Wege baubetrieblicher Leistungssteigerung und Rationalisierung. Mit 16 Abb. Essen: Bildgut Verlag 1941. 192 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 8,50.

In seinem Aufruf an die deutschen Bauschaffenden vom Juni 1939 hatte Reichsminister Dr.-Ing. Todt als vordringliche Aufgabe die Leistungssteigerung im Bauwesen bezeichnet. Wenn auch erst die kommenden Friedensaufgaben die volle Auswirkung dieser Bestrebungen bringen werden, so fordern doch auch gerade Zeiten besonderer Verknappungen und Einschränkungen, daß die Leistungssteigerung auf jede nur denkbare Weise herbeigeführt wird. Diesem Gedanken dient das vorliegende Buch. Es behandelt die Menschenführung und soziale Betreuung im Baubetrieb, die systematische Schulung der Bauschaffenden, das Streben nach sparsamem Kraft- und Stoffaufwand im Baubetrieb, die Leistungskontrolle im Baubetrieb und schließlich die Psychologie und die praktischen Hilfsmittel der Leistungspropaganda im Baubetrieb.

Es ist sicherlich der Wunsch aller Fachkreise, daß der Schrift ein voller Erfolg beschieden sei.
M e h m e l, Berlin.

Neuerscheinungen.

Peiner Kastenspundwand. Handbuch für Entwurf und Ausführung. Bearb. von O. Baer. Mit vielen Abb.

Ilse der Hütte, Abt. Peiner Walzwerk, Peine 1942. 295 S. Gr. DIN A 5.

PERSÖNLICHES.

Hafenbaudirektor Anton Hacker †.

Als Hacker vor nunmehr fast 2 Jahren anging, über seinen Gesundheitszustand unzufrieden zu werden, glaubte keiner seiner Mitarbeiter und früheren Kollegen, daß der Todeskeim bereits damals in ihm lag. War doch Hacker für seine Bremer Kollegen das Vorbild urwüchsigster Gesundheit, dem weder jahrelange fehlende Ausspannung noch ein 12stündiges tägliches, angespanntes Arbeitstempo auch ohne warmes Mittagessen etwas anhaben konnten. Eisern ging er auch gegen die beginnende Krankheit an und stellte seine beispielhafte Pflichterfüllung über alles, bis er nun am 11. Juli nach kurzem Kranklager für immer die Augen schloß.

So verliert Bremen einen Hafenbaudirektor eigener Prägung — hochgeschätzt in allen Fachkreisen, voll großen technischen und wirtschaftlichem Wissens, eine kantige gerade Natur, beseelt von der hohen Auffassung seines großen und schwierigen Amtes, hart gegen sich selbst und treusorgend für seinen Mitarbeiterkreis vom einfachen Arbeiter bis hinauf zu seinem ständigen Vertreter.

Wer die unendlich vielen und weitverzweigten Aufgaben eines großen Seehafens kennt, weiß, wie es immer schwieriger wird, Männer zu finden, die auf Grund eigener Erfahrung und einer umfassenden Kenntnis der technischen und wirtschaftlichen Belange die Steuerung des technischen Hauptamtes eines Seehafens ohne Fehlgriffe durchzuführen vermögen.

35 erfolgreiche Jahre seiner beruflichen Tätigkeit hat Hacker Bremen gewidmet und ist seinem Aufgabenkreis treu geblieben. Als junger Regierungsbaumeister trat er aus dem bayrischen Staatsdienst 1907 in die Bremische Hafenbauverwaltung über, also in einer Zeit des starken Ausbaues der bremischen Häfen. Die Seeschleuse zum Industrie- und Handelshafen entstand im Entwurf und Bau unter seiner Leitung. 1911 wurde er mit der Leitung der Neubaubteilung des Hafenbauamtes betraut und damit an der Erweiterung des Überseehafens und dem Bau der Getreideanlage maßgebend beteiligt. Den Weltkrieg machte Hacker in vorderster Front als bayrischer Infanterieleutnant bis zu seiner Verwundung mit, um dann als Oberleutnant bei der Marinehafenbauabteilung des Flandernkorps den Bau der Luftschiffhallen in Namur und den

Ausbau des Ostender Seehafens für Marinezwecke zu übernehmen. Nach dem Krieg in sein altes Amt zurückgekehrt, wurde er 1922 als Hafenbaudirektor mit der Leitung des Bremischen Hafenbauamtes betraut. Die leistungsfähige vorbildliche Kaliumschlagsanlage, die öffentliche Massengutumschlagsanlage im Industrie- und Handelshafen, die Erweiterung der Getreideanlage auf 75 000 t sind neben den unendlich vielen anderen Bauten Wahrzeichen seiner technischen Leistungsfähigkeit.

In den letzten Jahren befaßte sich Hacker dann noch mit dem Entwurf der Erweiterung des großen Inlandbahnhofes auf 9 000 000 t Leistung und der Neuanlage eines Industriebahnhofs — westerwärts der bestehenden Häfen. So zeigte er auch hier, wie stark er sich auf die Aufgaben des Nationalsozialistischen Dritten Reiches einstellte und wie notwendig er es hielt, Bremens Schlagkraft für die zukünftigen großen Friedensaufgaben sicherzustellen.

Wie sehr er in den weiteren Fachkreisen hochgeschätzt war, zeigt seine langjährige leitende Tätigkeit in den Fachausschüssen und seit 1936 in dem engeren Vorstand der Deutschen Hafenbautechnischen Gesellschaft.

So liegt das berufliche Leben Hackers klar vor uns, und wir lebenden Kollegen können ihm nur mit dem Einen noch dienen, sein Andenken treu zu bewahren. Wenn wir jetzigen und früheren Mitarbeiter auf der einen Seite mit seiner treusorgenden Gattin und seinen Kindern um den Verlust trauern, so seien wir dabei stolz darauf, ihn, als einen der wahrhaften Männer der alten Wasserbaukunst, zu den Unsrigen zählen zu dürfen. Der Mensch wird gewertet nach seinem Charakter und nach seinen Leistungen! Auch wenn sein irdischer Lebensweg beendet ist, so bleiben

die Werke zurück, die er geschaffen hat und sind dann die lebenden Zeugen seines vollendeten Ingenieuriums.

Auch Du, Anton Hacker, hast Dir in Deinem harten, arbeitsreichen Leben in Deinen Bauwerken und in Deinem beruflichen Arbeitskreis, im Herzen Deiner Mitarbeiter und Freunde ein Mal als der Hafenbaudirektor Bremens von echtem Schrot und Korn geschaffen, das Dein Leben überdauern wird.

A g a t z.



Fot. Johs. Simon, Bremen

INHALT: Baustelleneinrichtung beim Bau einer Reichsautobahnbrücke. Von Oberingenieur Dipl.-Ing. J. Jaklin und Dipl.-Ing. R. Krug. S. 227 — Ansatzkontrollen von Elastizitätsgleichungen. Von Dr.-Ing. Rudolf Lambert, Breslau. S. 233. — Über Bodenkolloide und ihr Verhalten bei Frost. Von Dr. A. Dücker, Berlin. S. 233. — Die Berechnung von auf Biegung beanspruchten Stößen im Holzbau. Von Oberingenieur Leopold Faerber, Berlin. S. 238. — Verschiedene Mitteilungen. S. 241. — Trockenfäule durch Verwendung nasser Asche beim Hausbau. — Schrifttum-Auskunft in der Technik. — Buchbesprechungen S. 241. — Persönliches S. 242.