

Alle Rechte vorbehalten.

Bandförderung des Baustoffs im Tunnelbau.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Erich Biermann, Berliner Nord-Südbahn A.-G.

I. Allgemeines.

Die Trasse einer Untergrundbahnlinie liegt meist im Zuge von Hauptgeschäftstraßen mit ihrer außerordentlichen Belastung durch Straßenbahn-, Omnibus-, Durchgangs- und Anliegerverkehr. Eine wesentliche Aufgabe ist, die Schädigungen der Anlieger auf möglichst geringem Maß zu halten. Der Tunnelbau vollzieht sich unter einer vorläufigen hölzernen Fahrhandecke, deren Tragkonstruktion auf den eingerammten Trägern für die seitlichen Bohlwände und bei breiten Baugruben außerdem auf Mittelrammträgern ruht. Einbau und Ausbau der Fahrhandecke bringen bei leicht zu erreichenden Leistungen von 100 m² f. d. Schicht im Schutze kurzfristiger Straßensperrungen keine besonderen Störungen. Anders ist es jedoch bei der Baustelleneinrichtung, soweit sie in unmittelbarer Tunnelnähe liegen muß, insbesondere der Rampenanlage für den Abtransport des ausgeschachteten Bodens und der Betonmischanlage mit jahrelang stehenden Bauzäunen u. a. m.

Das Betonieren des Tunnelkörpers geschah bisher für die Sohle und den Sockel im Muldenkipperbetriebe auf der zweiten Steifenlage, indem das Mischgut von der Maschine durch einen Schlitz in der Fahrhand in die Kipper fiel oder in Kippern durch die Rampe zur Verwendungsstelle gelangte. Der Baustoff für Seitenwände und Decke wurde mittels Kipper oder Fuhrwerk auf der Abdeckung verfahren und über Rutschen durch Schlitze in der Abdeckung an die jeweilige Verarbeitungsstelle gebracht. Bei starkem Straßenverkehr ist dieser Arbeitsvorgang unmöglich; längere Straßensperrungen mit ihren unmitteldbaren und nicht zu unterschätzenden mittelbaren Schädigungen werden notwendig. Auch läßt sich der Betonbetrieb mit Kippem im Tunnel in stark bebauten Stadtvierteln wegen des weitverzweigten Leitungsnetzes der Wasser-, Gas-, Elektrizitätsversorgung, der Entwässerung, der Post- und Telegraphenverwaltung u. a. m. nur schwer durchführen, zumal sich Beton- und Bodenförderung im Tunnel kreuzen und den Rampenmund zu einer schwierigen Betriebsstelle machen; denn eine zweigleisige Ausfahrtrampe mit mindestens 4,50 m Breite wird meist nicht möglich sein. Das Kreuzen des Beton- und Bodetriebs wirkt sich um so unangenehmer aus, je mehr man gezwungen ist, mit Rücksicht auf die Gefährdung der Häuser mit abnehmendem Abstände der Tunnelflucht von der Hausflucht die Hauptarbeitstelle kürzer zu halten.

Die geschilderten Betriebserschwernisse infolge der örtlichen Verhältnisse waren für den Bau der Lose 22 und 23 der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln im Zuge der Brunnen-, Rosenthaler-, Weinmeister- und Münzstraße in Berlin vorauszusehen. Durch die Straßen, deren Fahrdammbreite meist nur 10 m beträgt, führen zwölf Straßenbahnlinien, die in den verkehrsreichen Stunden eine Wagenfolge von einigen Sekunden in einer Richtung aufweisen und die durch einige Omnibuslinien unterstützt werden. Im weiteren nehmen die genannten Straßen einen großen Teil des Güterverkehrs der Bahnhöfe im Norden der Stadt auf.

Die bauausführende Firma, Becker-Fiebig-Bauunion A.-G., Berlin, entschloß sich zu der Betonförderung mittels Förderbandes, die erstmalig im größeren Stile (Förderung auf 400 m) im Tunnelbau nach ihren Vorschlägen ausgeführt wurde und zu der die Firma Wolf Netter & Jacobi-Werke, Berlin, die vollständige Anlage lieferte und ausstattete.

Es wurde damit erreicht:

Geringer Platzbedarf für die Baustelleneinrichtung, ungehinderter Straßenverkehr, unbedeutende Geschäftsschädigungen der Anlieger,

übersichtliche Mischanlage, einwandfreier Tunnelbetrieb durch Anordnung der Betonförderung über dem Erdbetrieb.

Außerdem können erreicht werden:

Hohe Betonleistungen, insbesondere durch ungehindertes Vortreiben der Schalungsarbeiten, hohe Bodenleistungen, indem mit geschlossenen 20-Kipper-Zügen (1,25 m³) gearbeitet wird (Abb. 1 bis 4).

II. Die ausgeführte Förderbandanlage.

Die Bandförderung auf 400 m Länge ergab sich aus der Örtlichkeit, die den Angriff von 800 m langen Tunnelstrecken von der Mitte aus notwendig machte. Von der Mischanlage, die über der Rampe für den Bodentransport angeordnet ist, fällt der Baustoff auf ein kurzes Förderband, das in der Rampe aufgehängt ist und in dieser winklig zur Tunnelachse bis Tunnelmitte verläuft („Rampenband“). Durch den Abgabetrichter fällt das Mischgut auf das erste „orts-feste Band“, läuft über die weiteren aneinander gereihten orts-festen Bänder, wird vom Abgabetrichter des letzten Bandes auf das „Übergabeband“ gebracht und gelangt über dieses auf das „bewegliche Band“, das parallel der orts-festen Anlage auf Schienen läuft. Am Ende des beweglichen Bandes ist ein „Schwenkband“ angeordnet, das mit einer Länge von etwa 6 m, einer Drehbarkeit von 90° nach beiden Seiten und einer Hebe-möglichkeit um 1,50 m für die Betonverteilung ausreichend ist.

Ortsfestes und bewegliches Band liegen auf der ersten

Steifenlage (also meist über O.-K. Tunneldecke).

Sämtliche Konstruktionen ruhen, um sie möglichst leicht halten zu können, in einer Ebene (Ebene der ersten Steifenlage, Auflagerabstand 2 bis 6 m), so daß also für die Stoffübergabe von einem Band zum andern jedes Aggregat am Ende als rampenartige Konstruktion ausgebildet werden mußte, die wegen der sich aus Häuserdruck ergebenden Höhenlage der Steifen und wegen vorhandener Versorgungsleitungen eine lichte Höhe von 1,50 m nicht übersteigen durfte.

Aus dem Arbeitsplan für die Herstellung der einzelnen Teile des Tunnelkörpers ergaben sich Aggregatlängen von rd. 50 m. Das bewegliche Band gleichfalls mit 50 m Länge bestreicht also eine Tunnelzone von etwa 50 m, darnach muß es an das nächstfolgende orts-feste Aggregat mittels des Übergabebandes angeschlossen werden (Abb. 5 u. 6). Das erste orts-feste Band ist überflüssig geworden und muß, um das Übergabeband unter den Abgabetrichter des folgenden orts-festen Aggregats bringen zu können und den Schwenkbandbetrieb nicht zu hindern, entfernt werden. Dieses Spiel wiederholt sich gemäß der Aggregatteilung alle 50 m, so daß also jedes orts-feste Aggregat für Leistungen von 800 bis 1400 m³ Beton ausgenutzt wird.

Bei den üblichen Baugrubentiefen von etwa 9,0 m wird der Boden in drei Lagen von je 3 m Höhe ausgeschachtet. Von der Rampe bezw. dem Angriffspunkte aus wird die oberste Lage bis zum Ende des Bauabschnittes vorgetrieben, die zweite Bodenlage unter gleichzeitigem Einbau der ersten Steifenlage zurückgezogen. Hier setzt dann die Montage des Förderbandes ein, während deren der Boden bis auf Tunnelsohle wie die zweite Lage vom Abschnittsende zur Rampe zurück ziehend unter gleichzeitigem Folgen der Betonarbeiten ungehindert ausgeschachtet wird.

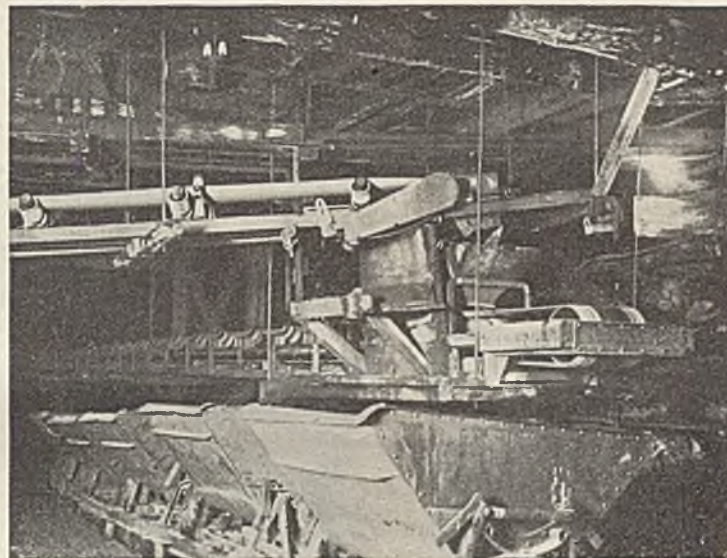


Abb. 1. Ortsfestes Förderband mit Rampenband (Zubringerband). Bodenförderung unter der Betonförderung angeordnet.

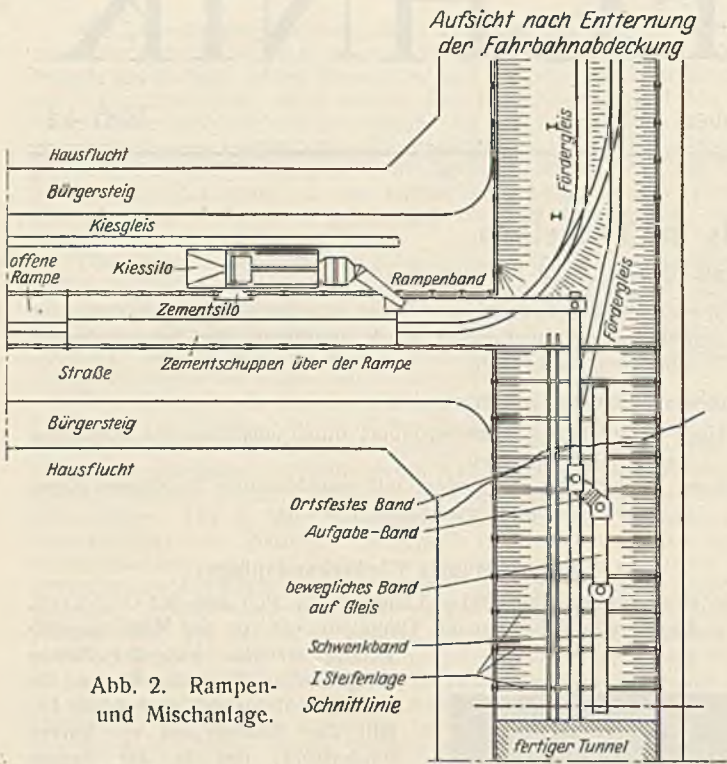


Abb. 2. Rampen- und Mischanlage.

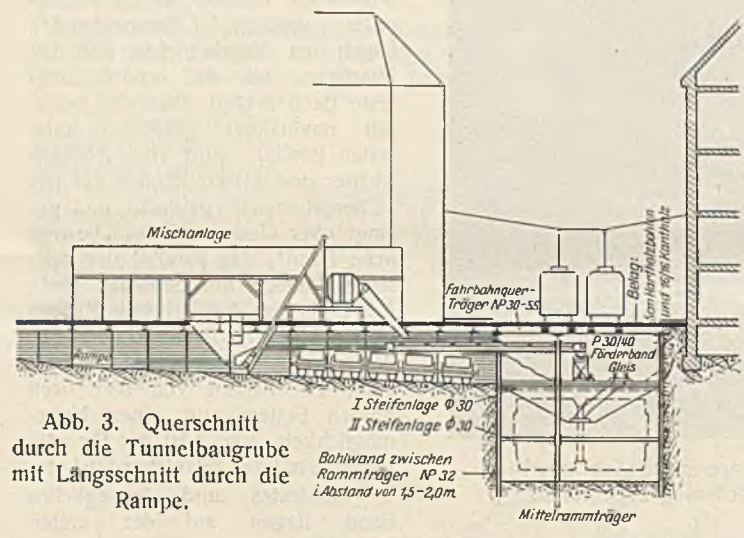


Abb. 3. Querschnitt durch die Tunnelbaugrube mit Längsschnitt durch die Rampe.



Abb. 6. Ein ortsfestes Aggregat im Ausbau, das bewegliche Band ist bereits an das nächstfolgende ortsfeste Aggregat angeschlossen (Betonieren der Tunneldecke).

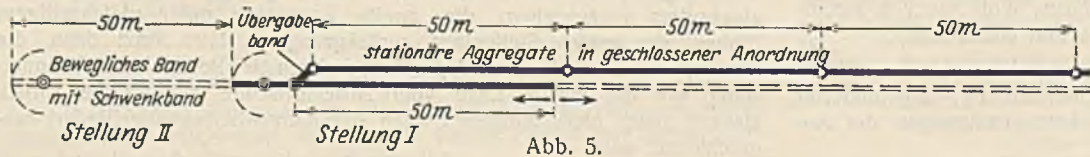


Abb. 5.

III. Einzelheiten der Anlage.

Technische Daten des Hauptaggregats:
 größte Länge 53,0 m,
 größte Breite 0,9 m,

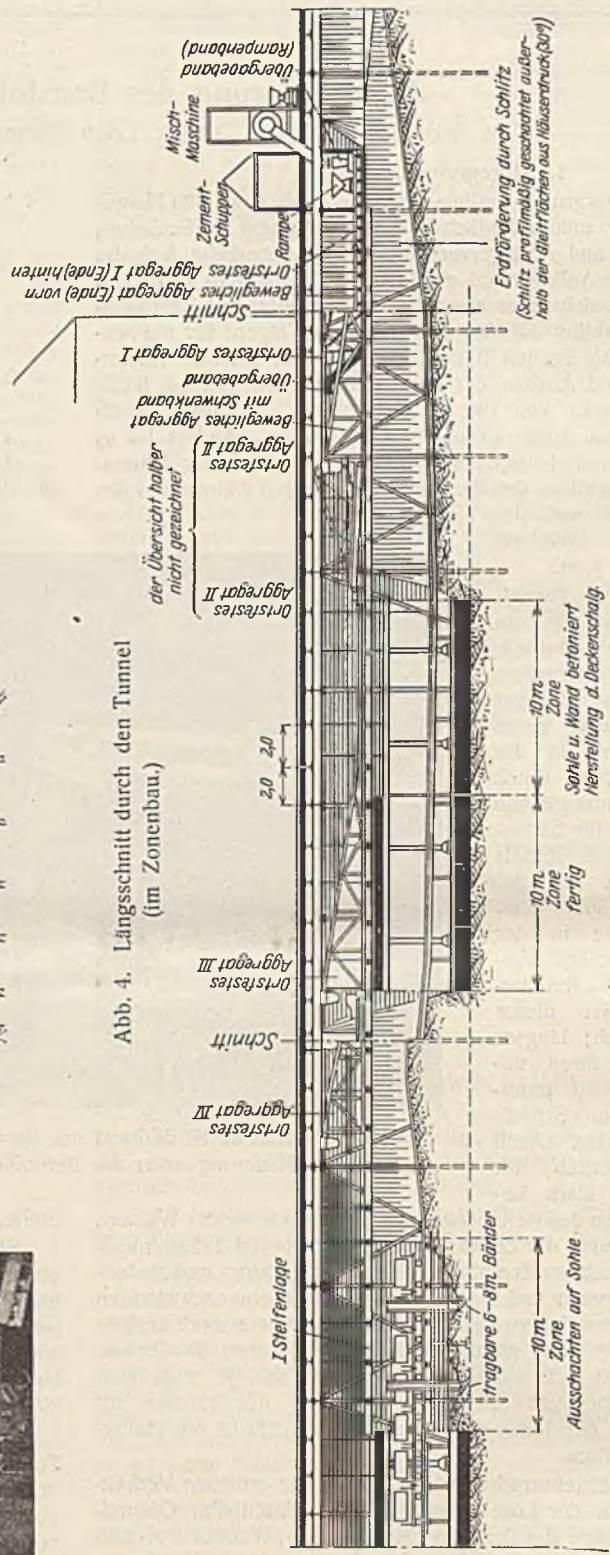


Abb. 4. Längsschnitt durch den Tunnel (im Zonenbau.)

Höhe am Abgabetrichter 1,45 m,
 Höhe an der Aufnahme-schurre 0,50 m,
 Gewicht des 3-m-Antriebs-teiles 800 kg,
 Gewicht d. wagerechten Bandes 60 kg/lfd. m,
 Gesamtgewicht 3800 kg,
 Bandbreite 500 mm,
 Bandstärke 8 bis 9 mm,
 Bandlänge einschließlich Zuschlag für Spannvorrichtung 108,0 m,
 Antrieb mittels Trommel von 0,60 m Durchm., das belastete Band wird gezogen,
 Motorstärke 6 PS (erforderlich 4,2 PS),
 Laufrollenabstand (obere Tragrollen) 0,90 bis 1,20 m,
 Reinigung durch sich drehende Bürstenwalze am Abwurf und vor der Spanntrommel, mit je einem Abstreifer und einer Wasserbrause,
 Stoff: Mehrfache Riemeneinlage in Paragummi einvulkanisiert und mit starker Gummidecke auf der Laufseite, mit schwächerer Gummidecke auf der Abwurfseite; Stoß: Bristolverbinder (Zackenverbindung),
 Geschwindigkeit d. Bandes 1,0 m/Sek.,
 theoretische Leistung (normal belastet) 60 m³/Std. (Abb. 7 u. 8).

Die erreichte Betonleistung betrug zwar nur 200 m³ täglich, war aber durch die örtlichen Verhältnisse gegeben. Die Bänder deswegen kleiner zu halten, erschien nicht angezeigt, da die mit vorschreitendem Betonbetrieb auszubauenden Aggregate beim Bodenbetrieb, insbesondere beim Vorschlitzen unter der Abdeckung an anderer

Stelle leicht für höhere Leistungen Zwischenverwendung finden können. Das Aggregat wird dann zweckmäßig auf Plattwagen gesetzt. Bei 50 m Aggregatlänge kann der Schlitz so weit verbreitert werden, daß Platz für ein zweites Gleis mit genügender Ausziehlänge für die Bodenabgabe in Kipperzüge verlegt werden kann (vergl. hierzu „Die Bautechnik“ 1927, Heft 25: Siebert, Neues Bauverfahren usw.).

Die Kosten der Unterhaltung sind sehr gering, wenn die Bänder mit Umsicht gepflegt werden; insbesondere gilt dies für die tägliche gründliche Reinigung von Betonresten. Zur Bedienung einer 400 m langen Anlage sind zwei Mann erforderlich.

Die Kosten für das bewegliche Band mit Schwenkarm, das Übergabe-

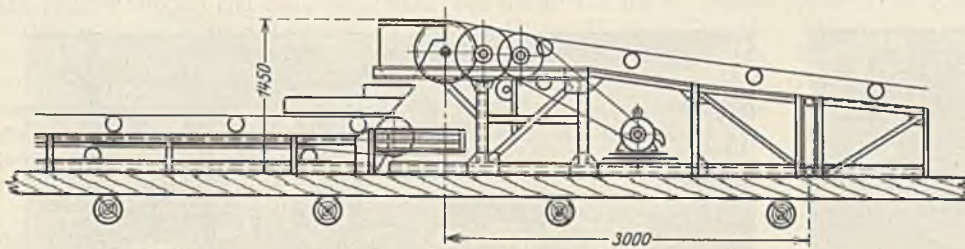


Abb. 7.

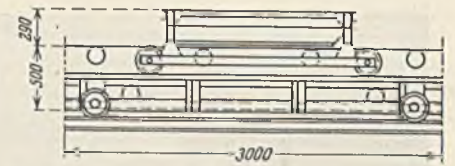


Abb. 9. Ausschnitt aus dem beweglichen Bande mit fahrbarer Aufnahmeschurre.

Die Transportbandanlage, die heute etwa ein viertel Jahr läuft, hat jedenfalls das Wagnis, den Betontransport mittels Fuhrwerks oder mit Kippen über Weichen und Drehscheiben auszuschalten, zu vollem wirtschaftlichen Erfolge geführt (Abb. 9 bis 15).

IV. Tunnelbauweise und Aggregatteilung.

Die aufeinander folgenden Arbeitsvorgänge bei der Herstellung des Tunnelkörpers sind (Abb. 16):

1. äußere Seitenschutzschicht 10 cm stark,
2. untere Sohlenschutzschicht 10 cm stark,
3. Grundwasserabdichtung für Sohle und Sockel,
4. obere Sohlenschutzschicht 10 cm stark,
5. Sohlenbeton mit Stützenbankett,
6. Sockelbeton mit Schalung — Abbinden des Betons,
7. Ausbau der zweiten Steifenlage,
8. Ausschmieren der Steifenlöcher in der Schutzschicht,
9. Grundwasserabdichtung der Seitenwände,
10. Schalung der Seitenwände,
11. Aufstellung der Eisenkonstruktion,
12. Wandbeton — Abbinden des Wandbetons,
13. Deckenschalung,
14. Deckenbeton — Abbinden des Deckenbetons,
15. Dichtungsklebung der Decke,
16. Deckenschutzschicht.

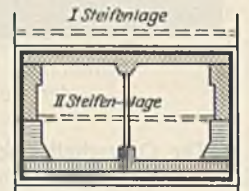


Abb. 16.

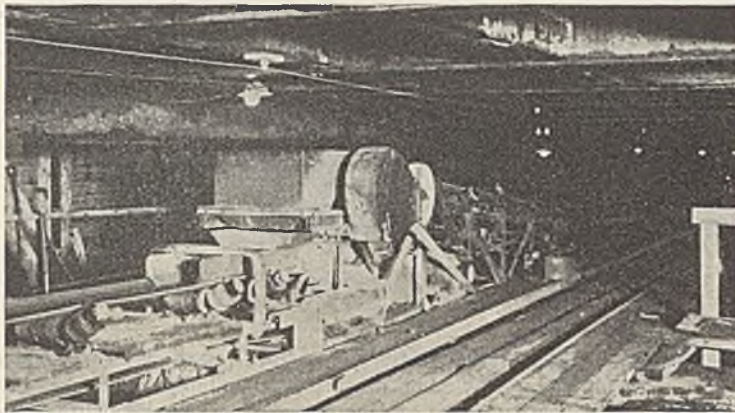


Abb. 8. Antriebsteil eines ortsfesten Aggregats, Abgabetrichter und Aufnahmeschurre.

band, das 40 m lange Rampenband und sechs Aggregate des ortsfesten Bandes betragen einschließlich elektrischer Ausrüstung und erstmaliger Montage etwa 80000 R.-M.; hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, daß die Kosten für die erstmalige Montage und Inbetriebnahme naturgemäß sehr hoch waren. Den wesentlichen Einfluß auf die Kosten für 1 lfd. m übt die unveränderliche Zahl der Nebenbänder (Rampen- und Übergabeband) gegenüber der beliebigen Anzahl der ortsfesten Aggregate aus.

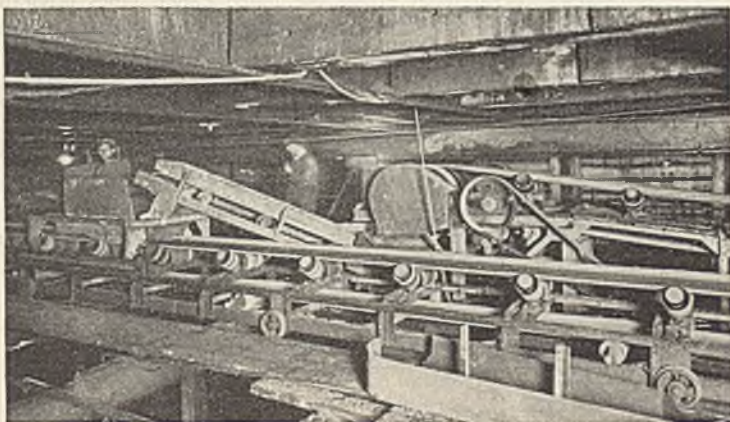


Abb. 10. Ortsfestes Aggregat mit dem Übergabeband und dem beweglichen Bande mit fahrbarer Aufnahmeschurre (vom beweglichen Bande aus gesehen).

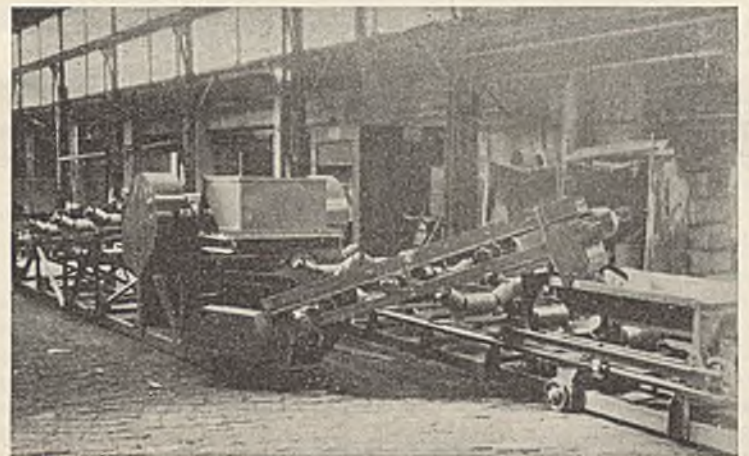


Abb. 11. Ortsfestes Aggregat mit dem Übergabeband und dem beweglichen Bande mit fahrbarer Aufnahmeschurre (vom festen Bande aus gesehen).

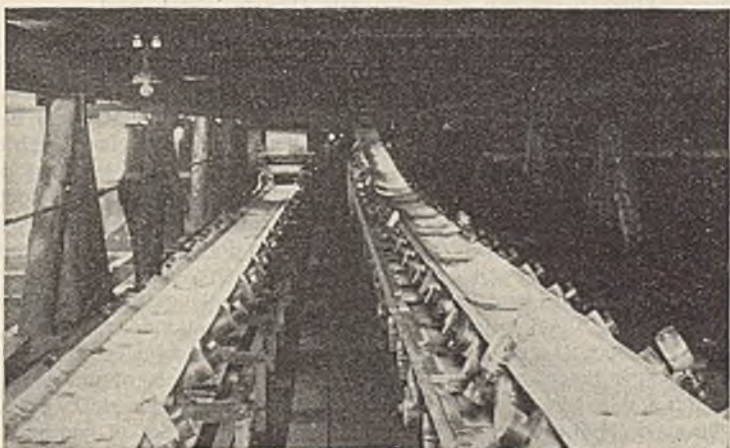


Abb. 12. Ortsfestes und bewegliches Band auf der ersten Steifenlage im Tunnelabschnitt Brunnenstraße Berlin.

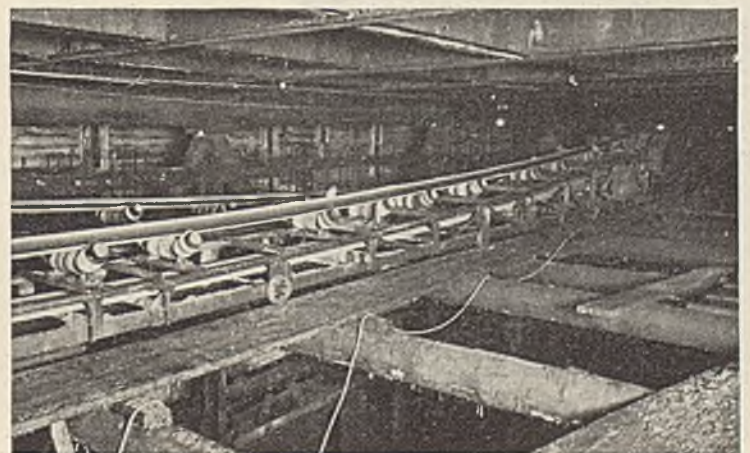


Abb. 13. Ortsfestes und bewegliches Band auf der ersten Steifenlage im Tunnelabschnitt Brunnenstraße Berlin.



Abb. 14. Die Förderbänder in den Werkstätten der Wolf Netter & Jacobi-Werke, Berlin.

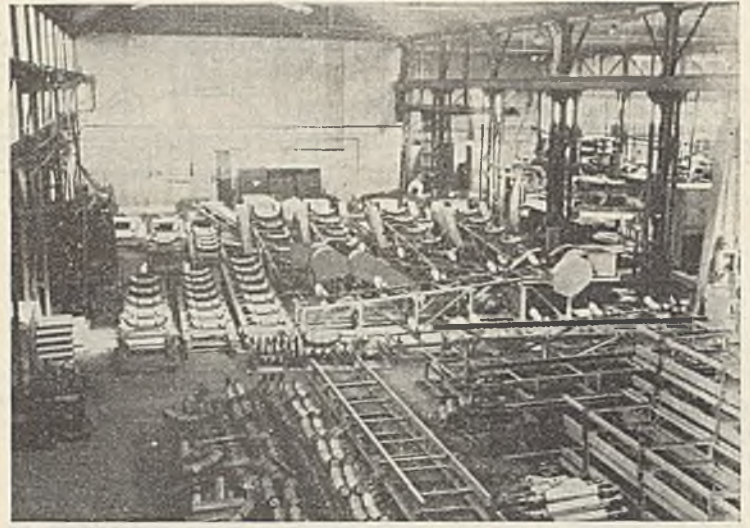


Abb. 15. Die Förderbänder in den Werkstätten der Wolf Netter & Jacobi-Werke, Berlin.

Die Querschnittsflächen der einzelnen Tunnelteile (statischer Beton) haben etwa folgende Größen (in m²):

	Sohle	Sockel	Wände	Decke in Eisenbeton	m ² bzw. m ³ für 1 lfd. m Tunnel
zweigleisiger Tunnel, freie Strecke . . .	4,4	2,7	3,5 bis 4,0	5,1	16,0
dreigleisiger Tunnel, Abstellgleis . . .	6,0	2,7	3,5 bis 4,5	6,8	19,5
Bahnhof mit 8 m breitem Bahnsteig . . .	13,3	2,0	5,0 bis 5,5	17,7	28,0

Seitenschutzschicht . 1,0 bis 1,5 m³ für 1 lfd. m Tunnel
Sohlenschutzschicht 1,5 bis 3,0 „ „ „ „
Deckenschutzschicht 0,9 bis 1,6 „ „ „ „

Stetigkeit eines Betriebes bedeutet seine Wirtschaftlichkeit. Maßgebend ist die Betonleistung — Masse, nicht Preis —, nach der sich die Nebenarbeiten richten müssen, die im Untergrundbahnbau ungleich schwerer einzugliedern sind als in anderen Baubetrieben, insbesondere solchen ohne Grundwasser.

Trägt man die genannten 16 Positionen in ein Zeitdiagramm ein, so fallen als hinderlich auf:

- die ungleichen Massen der einzelnen Mauerwerkskörper,
- die Abbindezeiten, insbesondere die des Sockelbetons für den Ausbau der zweiten Steifenlage,
- die Schalungsherstellung für den Deckenbeton.

Kurze Bandaggregatlängen bedingen höhere Kosten durch die größere Zahl der Antriebsvorrichtungen und mindern die Betriebsicherheit. Lange Aggregate lassen sich schwierig ein- und ausbauen und erfordern ein langes bewegliches Band, das für seine Handhabung schwer wird.

Die Erfahrung mit 50 m langen Bändern hat gezeigt, daß die Länge nicht ausreicht, um mit dem beweglichen Bande von ein und demselben ortsfesten Aggregat aus eine Tunnelstrecke von 50 m von der Sohle bis zur Decke bei gleichbleibender Betonleistung herzustellen. Dadurch, daß man unter Verzicht auf den Schwenkarm das bewegliche Band in entgegengesetzter Richtung laufen läßt (Abb. 5), kann zwar eine Tunnelzone von fast doppelter Länge betoniert werden, jedoch erscheint selbst diese Länge nicht ausreichend, um gegen Störungen gesichert zu sein, die sich aus einem nicht einwandfreien Ineinandergreifen der Nebenarbeiten ergeben.

Die Verwendung hochwertigen Zements für den Sockelbeton ermöglicht einen früheren Steifenausbau für die Herstellung der Wände und mindert damit die Störungen. Ein vorzeitiges Anschließen des beweglichen Bandes an das folgende ortsfeste Band bei gleichzeitigem kostspieligem Beiseiteschieben und späterem Wiedereintrücken des ersten ortsfesten Aggregats, um etwa Sohle und Sockel weiter zu betonieren, wird damit nicht erforderlich. Die Verwendung hochwertigen Zements ist wiederum wegen der hohen Abbinde-temperaturen und der entsprechenden Einwirkungen auf die Grundwasserabdichtung nur bedingt zulässig.

Indes ist wohl für die Aggregatteilung die Ausbildung der Tunneldecke maßgebender Faktor. Die Deckenkonstruktion, Rahmen-, Träger- und Kappendecke, das sogenannte Sargdeckelprofil bei großen Überschüttungshöhen usw. in Verbindung mit der Auflagerung (mit oder ohne Mittelstütze), ferner die Decken der Bahnhofsvorräume und der Versorgungs-

leitungen (Rohrkasten) wechseln bedingt durch mannigfache Gründe in kurzen Abschnitten und weisen in ihrer Herstellung erhebliche Zeitunterschiede auf. Diese führen zu Überlegungen für eine Bandausführung, die ein leichtes Umstellen, eine größere Bewegungsfreiheit des Betonbetriebes gewährleistet.

Unter Beibehaltung von 50 m langen ortsfesten Aggregaten in der oben beschriebenen bewährten Form, erscheint folgende Lösung gegeben:

1. Verzicht auf das Schwenkband am beweglichen Aggregat. Sohlen- und Sockelbeton werden vom Band über Rutschen gebracht, die zwischen den Steifen (2 m Abstand) aufgehängt durch leichtmögliche Neigungsänderung die volle Tunnelbreite bestreichen. Das Schütten des Wandbetons soll mittels tragbaren, 5 bis 6 m langen Hilfsaggregats quer zur Baugrube stattfinden, oder der Beton muß zweimal geworfen werden. Das gleiche gilt für den Deckenbeton.
2. Das bewegliche Aggregat erhält die halbe Länge eines ortsfesten Aggregats und wird mit vollkommenem wagerechtem Band ausgerüstet, erhält die in Abb. 9 dargestellte fahrbare Aufnahmeschurre und einen Umpolschalter für den Antrieb. Dadurch, daß das Band in beiden Richtungen laufen kann, bleibt die Zonenlänge die gleiche (50 m).
3. Die ortsfesten Aggregate erhalten je eine Vorrichtung — das letzte 2-m-Glied mit der Aufnahmeschurre auszurücken oder nach unten zu klappen (Abb. 17). Für die letzte Anordnung, bei der eine Bandverschiebung durch die Drehung um eine exzentrisch gelegene Achse eintritt, bestehen alte Lösungen, auch bietet nach dem Zurückklappen die Bandeneinstellung keine Schwierigkeiten.



Abb. 17.

Man erreicht damit die Möglichkeit, das bewegliche Band leicht an jedes ortsfeste Aggregat, ohne dessen Lage zu verändern, anzuschließen und an jedem Punkte der Gesamtlänge Beton abzugeben, wobei das um die halbe Länge gekürzte bewegliche Band in seiner leichten Handhabung (Verschiebbarkeit auf den Schienen) gute Dienste leisten wird.

Mit der oben unter 1 bis 3 dargestellten Anordnung ergeben sich zwei Tunnelbauweisen, die als „Horizontalbetrieb“ und „Vertikalbetrieb“ (Zonenbau) bezeichnet werden sollen.

Beim Horizontalbetrieb wird auf die gesamte Länge des Bauabschnittes bzw. Förderbandes zunächst die Sohle hart dem Erdbetrieb folgend betoniert, darnach folgt in derselben Richtung die Herstellung des Sockelbetons. Gleichfalls vom Anfangspunkte beginnend werden dann nacheinander Wände und Decke gefertigt. Es werden so die Störungen aus den grundverschiedenen Arbeitsbedingungen der genannten 16 Arbeitsvorgänge (S. 609) ausgeschaltet. Die Abbinde- bzw. Ausschaltungsfristen können wie üblich innegehalten werden. Die Schalungsarbeiten erfahren eine erhebliche Vereinfachung und damit Lohnersparnis, indem bei gleichbleibender Sockel- und Wandform bei gewisser gleichbleibender Länge eingeschalteten Betons die Schalung ununterbrochen an einer Seite entfernt und am anderen Ende wieder gestellt werden kann. (Fehlende Zwischenlagerung, freie Baugrube). Die Ausschaltungsfristen für Sockel und Seitenbeton sind dadurch, daß letztere keine Belastung erfahren, so kurz, daß die Vorhaltung an Holz außerordentlich gering ist. Anders liegen jedoch die Verhältnisse beim Deckenbeton. Bei einer Tunnelbreite von 12 m

(dreigleisige Strecke) und einer Betonmasse von 6,8 m³ f. d. lfd. m Tunneldecke, würden bei einer Tagesleistung von rd. 170 m³ 25 lfd. m Tunneldecke (in Eisenbeton) hergestellt werden und bei einer Schalungsfrist von 20 Tagen mindestens 6000 m² Schalung vorzuhalten sein. Durch die Verwendung hochwertigen Zements läßt sich jedoch mit geringem Aufpreis die Schalungsvorhaltung immerhin so weit verbessern, daß sie in wirtschaftlichen Grenzen bleibt. (Fehlende Berührung mit der Grundwasserabdichtung während des Abbindens.)

So vorteilhaft diese Bauweise auch ist, so ist sie nur da anwendbar, wo die Häuser von der Tunnelflucht so weit entfernt liegen, daß der Häuserdruck im unteren Drittel der Bohlwand angreift. In diesem Falle verliert die Gefahr für die Sicherheit der Häuser durch die schnelle Aufeinanderfolge von Ausschachtung und Sohlenbeton an Bedeutung.

Liegen die Häuser hart an der Tunnelbaugrube, so mindert man die Gefahren für jene, indem man in Zonen von 15 bis 20 m Länge ausschachtet und den Tunnel in Ringen von gleicher Länge herstellt (Zonenbau). Die Ausführung eines solchen Ringes dauert nach den oben genannten 16 Arbeitsvorgängen 25 bis 30 Tage. Abgesehen von der langen Bauzeit, den Kosten für verlängerte Vorhaltung und Unterhaltung der hölzernen Straßenfahrbahn ist ein wirtschaftlicher Betrieb nur möglich, wenn eine Beton-, Zimmerer- und Kleberkolonne für mehrere gleichzeitig auszuführende Zonen angesetzt wird. Hierbei zeigt sich die besondere Eignung des Förderbandbetriebes mit einer etwa wie oben dargestellten

Anlage. In Ergänzung der Abb. 2 u. 3, insbesondere des Längsschnitts Abb. 4, sei noch bemerkt, daß man in Strecken mit hartanliegenden Häusern unbedenklich die volle Tunnelbreite bis auf Unterkante Häuserfundamente ausschachtet; zurückziehend zur Angriffstelle wird in Tunnelmitte ein Fahrslitz profilmäßig außerhalb der angenommenen Gleitflächen des Häuserdrucks unter gleichzeitigem Einbau der ersten Steifenlage aufgehoben. Die Betonförderung mittels Bandes liegt auf der ersten Steifenlage, darunter die Erdförderung im Schlitz, wobei ein Gleis bei den geringen Mengen genügt. Wird zonenweise der Schacht tiefer geführt, so wird der Fahrbetrieb durch die verlorenen Steigungen unwirtschaftlich und unsicher. Man wird daher leichte Bockverbände in Kauf nehmen, die Gleislage in Höhe der zweiten Steifenlage anordnen und den Restboden mittels tragbarer 5 bis 6-m-Bänder für Tunnelachse in die Kipper fördern, wobei die Förderbänder in 25° bis 30° Neigung noch mit voller Leistung arbeiten (Abb. 4 links). Die Bewährung kurzer leichter Bänder bei Förderung von Stein- und Mauerwerkbrocken ist zu erwarten, solange die Stoffe an der Aufnahmeschurre auf das Band gelegt und nicht geworfen werden.

Durch die geringen Abmessungen der Förderbänder in Höhe und Breite ist die Anwendung im Gebiete des gesamten Tunnelbaues sowie der Entwässerung beim Bau von Sammlern, Dükern u. a. m. mit schmalen Baugruben und beschränkter Ausdehnungsmöglichkeit an den Angriffspunkten gegeben.

Alle Rechte vorbehalten.

Umbau der Brücke über die Silberwiese bei Stettin.

Von Reichsbahnoberrat Koehler, R. B. D. Stettin.

Die zweigleisige Eisenbahn Stettin—Stargard führt unmittelbar hinter dem Personenbahnhof in Stettin über einen Brückenzug von etwa 700 m Länge (Abb. 1). Die im Jahre 1868 ausgeführten eisernen Überbauten kreuzen zunächst die Oder mit den beiderseitigen Bollwerkstraßen, dann

wieder erneuert worden, nachdem an die Stelle offener Lager im Lauf der Zeit Lagerschuppen getreten und die Lokomotiven mit Funkenfängern versehen sind (Abb. 3 u. 4).

Damit ist zwar ein altes Wahrzeichen der Stadt Stettin verschwunden,

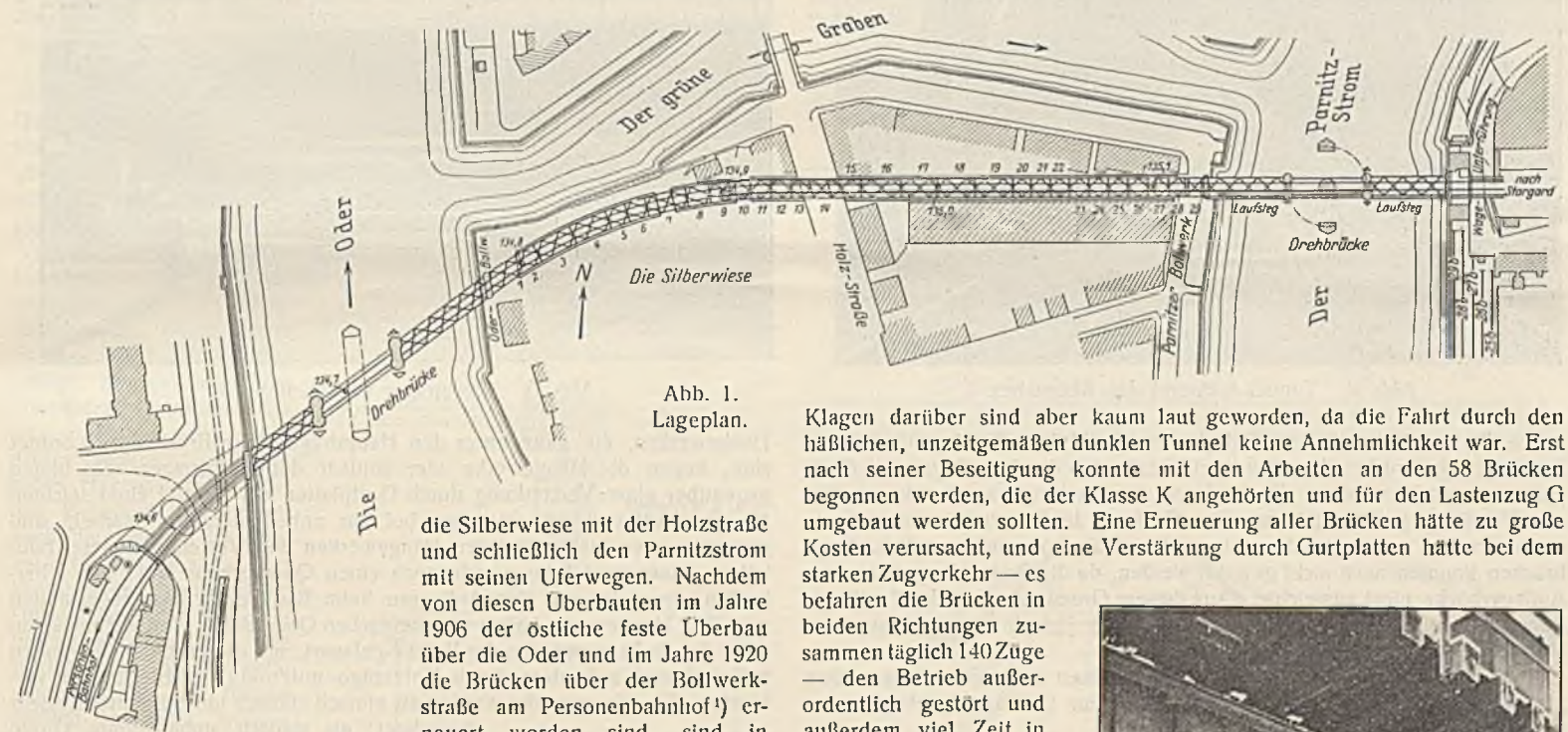


Abb. 1. Lageplan.

die Silberwiese mit der Holzstraße und schließlich den Parnitzstrom mit seinen Uferwegen. Nachdem von diesen Überbauten im Jahre 1906 der östliche feste Überbau über die Oder und im Jahre 1920 die Brücken über der Bollwerkstraße am Personenbahnhof¹⁾ erneuert worden sind, sind in

letzter Zeit infolge der vergrößerten Betriebslasten weitere umfangreiche Arbeiten an den Brücken auf der Silberwiese vorgenommen worden. Hierbei war zu berücksichtigen, daß nach dem Plan für die Umgestaltung der Stettiner Bahnanlagen die Strecke, auf der die Brücken liegen, später als Hauptbahn wegfallen soll. Die Aufwendung von größeren Mitteln für die Umgestaltung des Brückenzuges war danach zu vermeiden.

Die Brücke über die Silberwiese besteht aus 58 eisernen Überbauten, davon sind 52 Blechträger mit obenliegender Fahrbahn von etwa 11,5 m Stützweite und sechs Zwillingsträgerbrücken bis zu 9,1 m Stützweite. Alle Überbauten liegen auf gußeisernen Pfeilern, die beim Bau der Strecke im Jahre 1868 von der Festungsverwaltung gefordert worden waren (Abb. 2).

Gleichzeitig ist damals die ganze Brücke über die Silberwiese zur Vermeidung von Feuersgefahr für die unmittelbar anliegenden Lagerplätze für Holz, Teer und Torf mit einem 400 m langen Wellblechtunnel eingedeckt worden. Da dieser sogenannte Tunnel im Betrieb ein erhebliches Hindernis darstellte und bedeutende Unterhaltungskosten verursachte, ist er im Jahre 1925 wegen seines baufälligen Zustandes abgebrochen und nicht

Klagen darüber sind aber kaum laut geworden, da die Fahrt durch den häßlichen, unzeitgemäßen dunklen Tunnel keine Annehmlichkeit war. Erst nach seiner Beseitigung konnte mit den Arbeiten an den 58 Brücken begonnen werden, die der Klasse K angehörten und für den Lastenzug G umgebaut werden sollten. Eine Erneuerung aller Brücken hätte zu große Kosten verursacht, und eine Verstärkung durch Gurtplatten hätte bei dem starken Zugverkehr — es befahren die Brücken in beiden Richtungen zusammen täglich 140 Züge — den Betrieb außerordentlich gestört und außerdem viel Zeit in Anspruch genommen. 48 Blechträgerbrücken, die keine öffentlichen Wege kreuzen, sind daher durch Hängewerke verstärkt worden (Abb. 5).

Vier weitere Blechträgerbrücken mußten jedoch erneuert werden, da sie über den Fußgängerwegen der Holzstraße liegen und hier jede Tieferlegung der Konstruktionsunterkante unstatthaft war.

Von den über der östlichen Bollwerkstraße an der Oder, dem west-

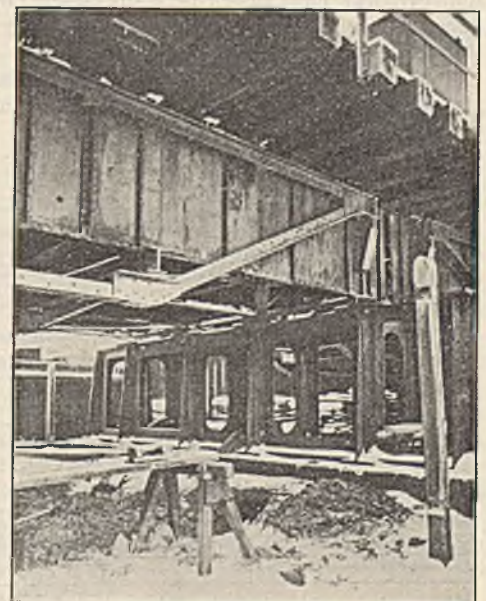


Abb. 2. Gußeiserner Auflagerpfeiler.

¹⁾ Vergl. Z. d. B. 1921 vom 21. Mai.

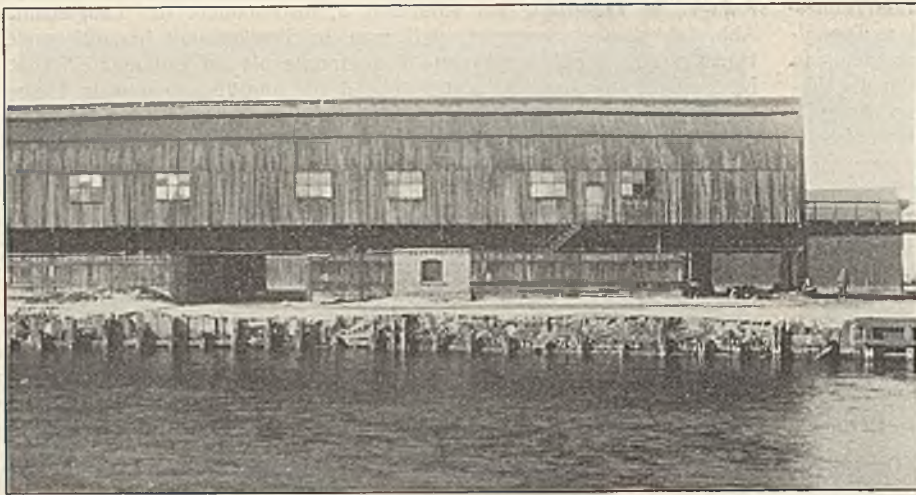


Abb. 3. Seitenansicht des früheren „Tunnels“.



Abb. 6. Untere Hängewerkecke.

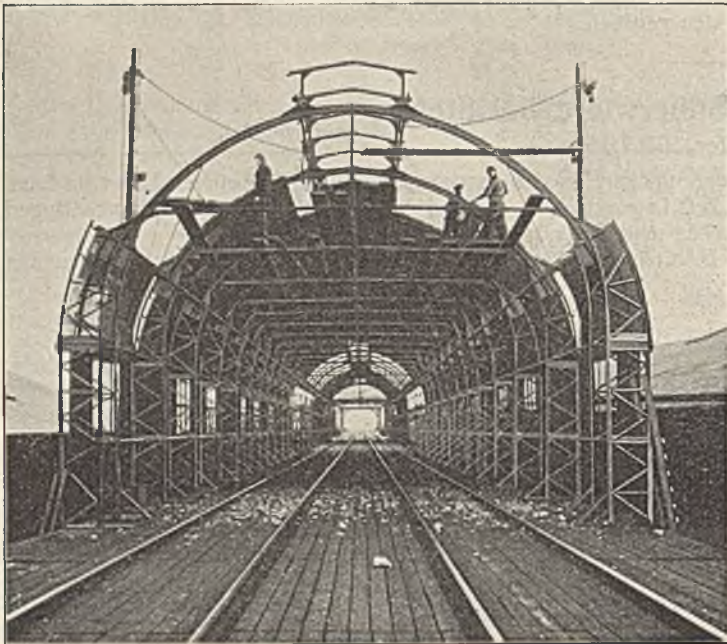


Abb. 4. Tunnel während des Abbruchs.

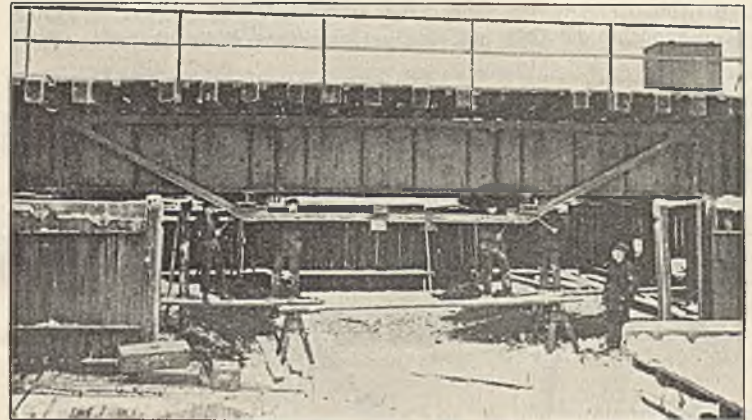


Abb. 5. Blechträger mit Hängewerk.

lichen Parnitzufer und dem Fahrdamm der Holzstraße liegenden sechs Zwillingsträgerbrücken konnten zwei Überbauten durch Auflegen von Gurtplatten verstärkt werden. Die anderen vier Zwillingsträgerbrücken ließen eine Verstärkung nicht mehr zu. Eine Senkung der Konstruktionsunterkante dieser Brücken war wegen der geringen Durchfahrthöhe nicht möglich. Trogbrücken konnten auch nicht gewählt werden, da die Breite der gußeisernen Auflagerböcke nicht ausreichte. Aus diesem Grunde sind wieder Zwillingsträgerbrücken eingebaut worden, bei denen jedoch die Schienen zur Stoßdämpfung auf Holzschwellen liegen.

Zu den einzelnen Arbeiten an den Brücken ist folgendes besonders zu bemerken. Abweichend von den bisher zur Verstärkung eingebauten

Hängewerken, die ganz unter den Hauptträgern der Brücken angeordnet sind, liegen die Hängewerke hier seitlich der Hauptträger. Sie bieten gegenüber einer Verstärkung durch Gurtplatten den Vorteil einer leichten Montage während des Betriebes bei nur unbedeutender Nietarbeit, und gegenüber den bisher üblichen Hängewerken den Vorteil geringerer Bauhöhe. Diese gestattete gerade noch einen Querverkehr unter den Überbauten, der seinerzeit den Anliegern beim Bau der Brücke zugestanden war. Die Hängewerke haben symmetrischen Querschnitt, sind auf Konsolen über den Auflagerpunkten der Brücke gelagert, mit diesen durch Schrauben befestigt und außerdem durch Unterzüge unterhalb der Blechträger verbunden. Die Hängewerke wurden als einfach statisch unbestimmtes System berechnet; als statisch unbestimmte Größe wurde dabei der wagerechte Zug des Hängewerkes eingeführt.²⁾

Die Hängewerke haben je nach Lage des Gleises eine Vorspannung von 10 bis 15 t erhalten. Diese wurde durch Eintreiben von Stahlkeilen erreicht (Abb. 5 u. 6), die zwischen den beiden Unterzügen und den Knotenblechpunkten der Hängewerke liegen. Für das Eintreiben der Keile sind besonders eingerichtete Schraubenspindeln benutzt worden. Die auf diese Weise erzielte Vorspannung in den Hängewerken ist an drei Leunerschen Spannungsmessern abgelesen worden, die an den beiden wagerechten und am senkrechten Steg des Hängewerkstabes

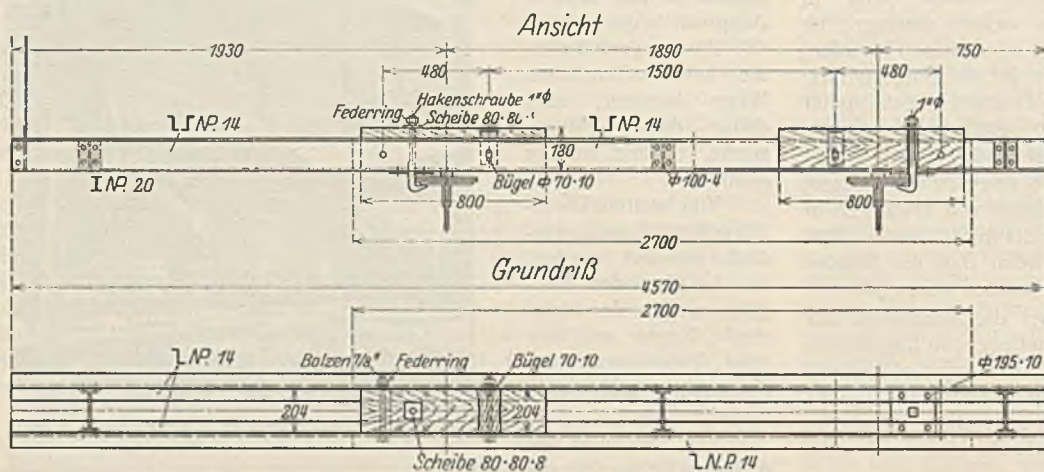


Abb. 7. Eiserne Brückenschwelle.

²⁾ Die statische Berechnung dieser Hängewerke wird den Gegenstand eines späteren Aufsatzes bilden. Die Schriftleitung.

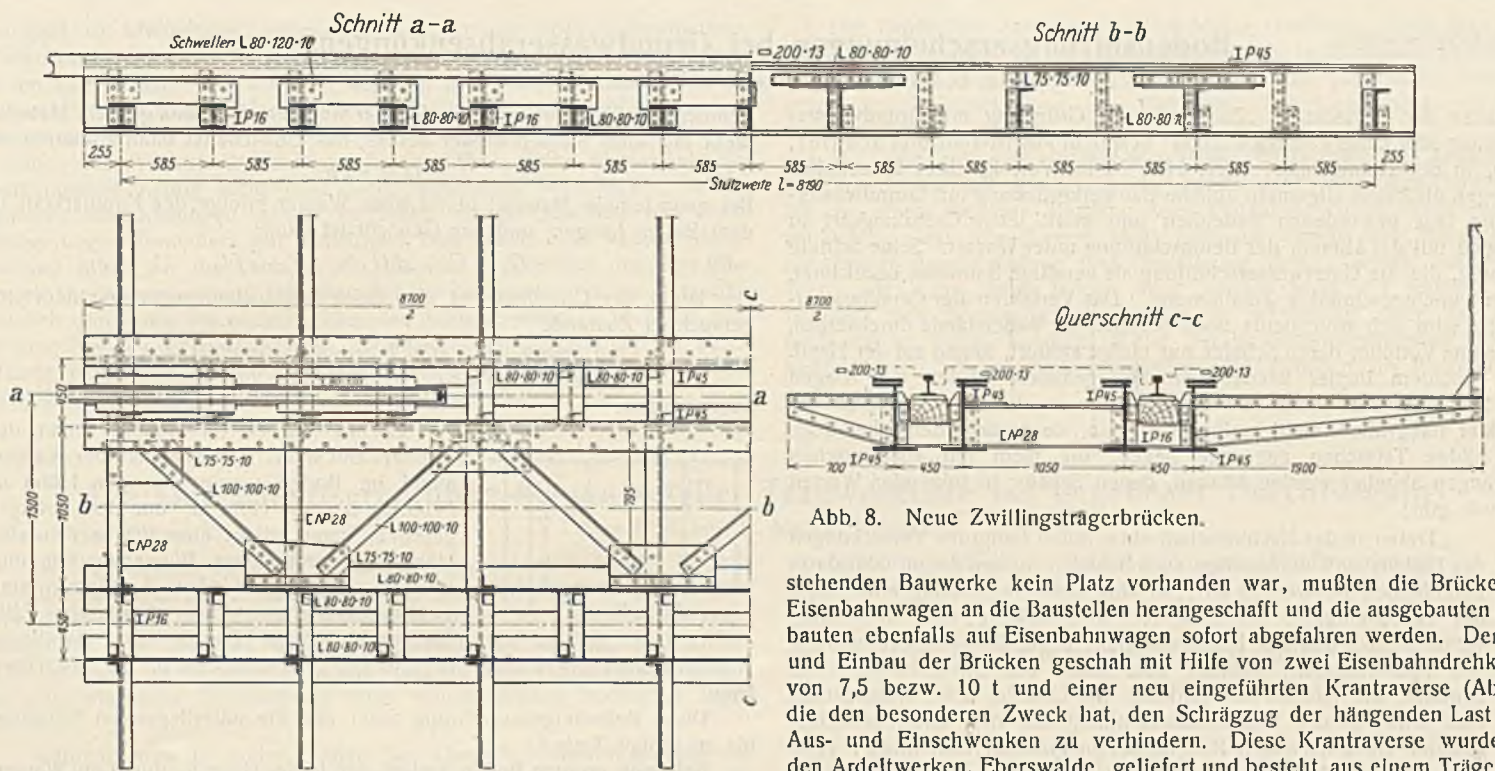


Abb. 8. Neue Zwillingsträgerbrücken.

befestigt waren. Durch Nachprüfung der Spannung in den Blechträgern unter Verkehrslast vor und nach der Verstärkung ist festgestellt worden, daß die Entlastung der Brücke mit der rechnerisch ermittelten fast genau übereinstimmt. Die Kosten für die Verstärkung betragen für einen Überbau etwa 2000 R.-M.

Auf den vier neuen Blechträgerbrücken über den Fußwegen der Holzstraße, die in ihrer Konstruktion nichts Besonderes bieten, sind bei dieser Gelegenheit neue eiserne Brückenschwellen verlegt worden (Abb. 7), die von der Firma Christoph & Unmack erstmalig vorgeschlagen und zum Patent angemeldet worden sind.³⁾ Wir haben diese Schwellen jedoch in einigen Teilen geändert. Die Holzfüllstücke sind durch zwei Bolzen in den Z-Eisen befestigt, um so eine Spurerweiterung im Gleis sicher zu vermeiden. Mit einer dritten senkrecht angeordneten Hakenschraube wird das Holzstück und damit auch die eiserne Schwelle am Obergurtflansch der Hauptträger festgehalten. Diese gleichzeitig elastische Befestigung bietet den Vorteil, daß die Schwelle jederzeit auf der Brücke seitlich bewegt werden kann. Die Z-Eisen liegen auf besonderen Zentrereisen, die mit der obersten Gurtplatte der Brücke beiderseits versenkt vernietet sind.

Für die vier neu eingebauten Zwillingsträgerbrücken (Abb. 8) sind als Hauptträger Peineträger 45 verwendet worden, an denen der obere nach der Schiene gerichtete Flansch um 11 cm gekürzt ist. Durch eine aufgelegte Platte ist der abgeschnittene Teil wieder ersetzt. Auf den im Abstände von 58,5 cm angeordneten Zwischenträgern P 16 liegen zur Befestigung der Schienenunterlagsplatten Holzbalken 90 · 25 · 18 cm, die sowohl in der Längsrichtung als auch in der Querrichtung durch 4 L 80 · 120 · 10, zwei Schraubenbolzen und vier Mutterschrauben festgehalten sind. Die Holzbalken liegen allseitig frei für Luftzutritt. Das Befahren der Brücke ist merkbar ruhig, Anstände haben sich seit dem Einbau im Dezember 1926 bis heute nicht gezeigt.

Für das Auswechseln der neuen Blechträger- und Zwillingsträgerbrücken standen nur nächtliche Betriebspausen von 2 1/2 Stunden zur Verfügung. Da für den Zusammenbau der neuen Brücken seitlich der be-

stehenden Bauwerke kein Platz vorhanden war, mußten die Brücken auf Eisenbahnwagen an die Baustellen herangeschafft und die ausgebauten Überbauten ebenfalls auf Eisenbahnwagen sofort abgefahren werden. Der Aus- und Einbau der Brücken geschah mit Hilfe von zwei Eisenbahndrehkränen von 7,5 bzw. 10 t und einer neu eingeführten Krantraverse (Abb. 9), die den besonderen Zweck hat, den Schrägzug der hängenden Last beim Aus- und Einschwenken zu verhindern. Diese Krantraverse wurde von den Ardeletwerken, Eberswalde, geliefert und besteht aus einem Träger I 40, an dessen oberen Flansch zwei Laufkatzen entlangrollen, die ihrerseits an die Lasthaken der beiden Drehkrane aufgehängt sind. Beim Auswechseln sind die Brücken mit mehreren starken Flacheisenzangen — je nach Stützweite des Überbaues — an den unteren Flansch des Traversenträgers angeschlagen worden. Die Flacheisenzangen, die über die Länge des Überbaues gleichmäßig verteilt worden sind, bewirken, daß die Längstraverse durch die hängende Last zwischen den beiden äußersten Zangen seitlich ausgesteift wird. Die Auswechslung ging mit Hilfe dieser Anlage

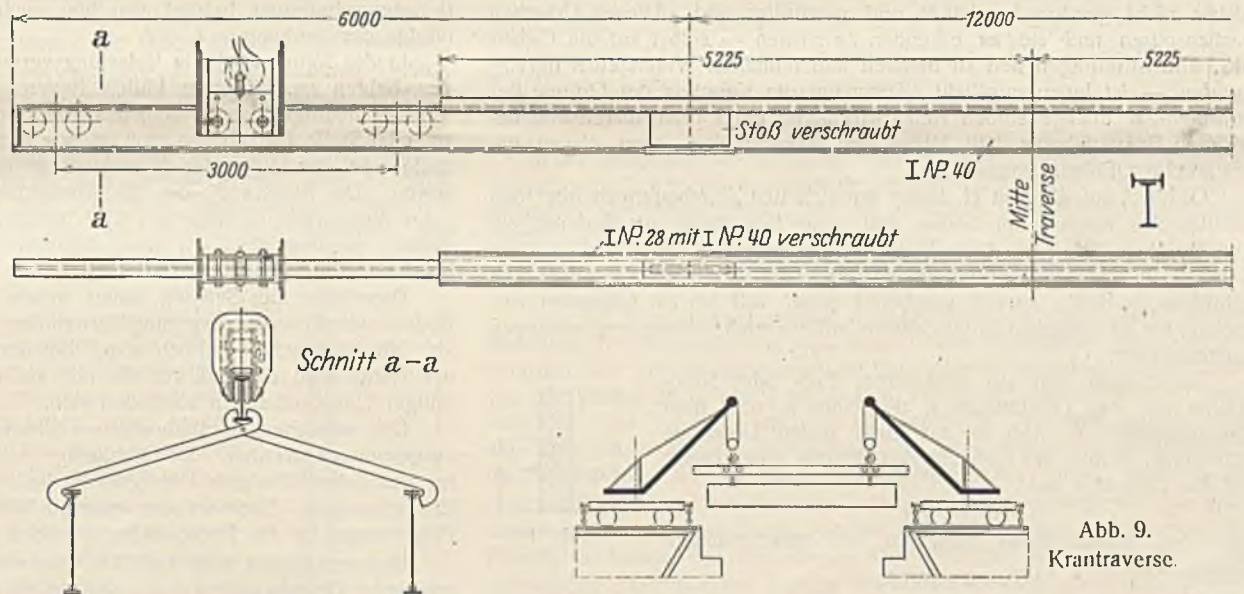


Abb. 9. Krantraverse.

schnell vorstatten. Das neben der Baustelle liegende zweite Streckengleis, das nur zum Heranbringen des neuen und zum Abfahren des alten Überbaues diente, war bereits nach einer Stunde wieder frei.

An der Ausführung der Arbeiten waren beteiligt: Gollnow & Sohn in Stettin, Verstärkung von 42 Blechträgerbrücken durch Hangewerke; Karl Marks in Stettin, Verstärkung von sechs Blechträgerbrücken durch Hangewerke und Erneuerung bzw. Verstärkung von sechs Zwillingsträgerbrücken; Schiege in Leipzig, Lieferung von vier neuen Blechträgerbrücken mit eisernen Schwellen.

Außer diesen Arbeiten an den Brücken über die Silberwiese ist im Jahre 1926 die Drehbrücke über den Parnitzstrom durch die M. A. N., Gustavsburg, erneuert worden.⁴⁾ Nach Bewilligung weiterer Mittel werden noch in diesem Jahre die Oderdrehbrücke und der westliche feste Überbau über die Oder durch neue Bauwerke ersetzt. Nach Fertigstellung dieser Brücken ist dann der gesamte Brückenzug für die neuen Betriebslasten befahrbar.

³⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 6, S. 72.

⁴⁾ Hierüber folgt eine besondere Veröffentlichung.

Alle Rechte vorbehalten.

Bodensetzungserscheinungen bei Grundwasserabsenkungen.

Von B. Körner, Regierungs- und Baurat, Berlin.

Unter der Überschrift: „Zur Frage der Gründung mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung“ bespricht Magistratsbaurat Schäfer, Berlin, in der „Bautechnik“ 1927, Heft 26 im Verfolg eines Einzelfalles die gegen die heute allgemein übliche Bauwerkgründung mit Grundwasserabsenkung laut gewordenen Bedenken und stellt diese Gründungsart in Vergleich mit der älteren, der Betonschüttung unter Wasser. Seine Schlußfolgerung, die die Unterwasserschüttung als veraltete Bauweise bezeichnet, verdient uneingeschränkte Zustimmung. Das Verfahren der Grundwasserabsenkung wird sich trotz heute noch bestehender Widerstände durchsetzen, denn seine Vorteile, deren Schäfer nur einige anführt, liegen auf der Hand. Wenn trotzdem immer wieder Bedenken geäußert werden und Klagen über Schädigungen durch Bodensetzungen in der Nachbarschaft abgesenkter Baugruben nicht aufhören wollen, so müssen dem aber doch wohl einige Tatsachen zugrunde liegen, die nicht mit apodiktischen Erklärungen abgetan werden können, denen Schäfer in folgenden Worten Ausdruck gibt:

„Treten in der Nachbarschaft einer tiefen Baugrube Versackungen des Bodens und demzufolge auch Schäden an den darauf oder darin befindlichen Bauwerken auf, so sind diese regelmäßig eine Folge der Nachgiebigkeit der Baugrubenumschließung und -absteifung, wenn nicht schon der Rammarbeiten, namentlich bei Verwendung von Spundwänden, niemals aber kann bei Unversehrtheit der Brunnen die Grundwasserabsenkung die Ursache sein. Namentlich eine Wirkung der Grundwasserabsenkung auf den Gleichgewichtszustand eines normalen Baugrundes in größerer Entfernung, etwa noch auf ein Mehrfaches der Baugrubentiefe, wie in Prozessen immer wieder behauptet wird, muß unbedingt in das Reich der Fabel verwiesen werden.“

Die Tatsache besteht, wenn auch in vielen Fällen von entschuldigenslusternen Interessenten übertrieben, daß Grundwasserabsenkungen selbst bei sorgfältigster und vorsichtigster Bauausführung Setzungsschäden an benachbarten Bauwerken zur Folge gehabt haben. Wenn die Begründung durch Ausspülung von Bodenteilchen zu ihrer Erklärung nicht ausreicht, wie Schäfer zutreffend nachweist, müssen andere Ursachen mitwirken, die bisher nicht genügend erkannt und gewürdigt sind. Diesen Ursachen nachzuspüren und sie zu erkennen zu suchen — selbst auf die Gefahr hin, alte Streitfragen neu zu beleben und lebhaften Widerspruch hervorzuführen — ist Ingenieurpflicht. Denn nur die Kenntnis der Gründe der auftretenden unangenehmen Nebenwirkungen eines brauchbaren und bewährten Bauverfahrens läßt Mittel und Wege finden, eben diesen unerwünschten Folgen vorzubeugen.

Gestützt auf die von H. Krey entwickelten Anschauungen über den Einfluß des Wassers im Boden und seine Bedeutung für Bodenphysik und Erdbaumechanik, an deren Weiterentwicklung und versuchstechnischen Klärung in der Erdbauabteilung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin zurzeit gearbeitet wird, will ich im folgenden versuchen, die tatsächlichen Gründe für die auftretenden Setzungserscheinungen nachzuweisen:

Denkt man sich ein senkrechtes Erd- oder Sandprisma mit der Grundfläche f , der Höhe h und dem Raumgewicht γ (s. Abb. 1) auf einer festen Unterlage aufruhend, so übt das Gewicht des Prismas einen Druck auf die Unterlage aus:

$$(1) \quad G = \gamma f h$$

oder bei verschiedenen Schichten mit verschiedenem Raumgewicht

$$G = \sum \gamma \Delta h f.$$

Taucht man das Erdprisma bis zur Tiefe t mit seiner Unterlage in Wasser ein, dann wird sein Gewicht durch das eindringende Wasser größer, und zwar um:

$$(2) \quad \Delta G = \epsilon f t,$$

wenn ϵ das Hohlraumverhältnis ist (beispielsweise $\epsilon = 30\%$, wie es im Mittel viele Sandarten in der natürlichen Lagerung haben).

Trotzdem ist der Druck der Unterlage nicht um ΔG größer, sondern durch den Auftrieb kleiner geworden. Er ist:

$$(3) \quad P = \gamma f h - (1 - \epsilon) f t.$$

Von dem größer gewordenen Gewicht des Erdprismas:

$$(4) \quad G + \Delta G = f(\gamma h + \epsilon t)$$

wird vom Wasserauftrieb getragen der Anteil:

$$(5) \quad W = f t$$

und von der Unterlage der Anteil:

$$(6) \quad P = f[\gamma h - (1 - \epsilon) t].$$

Zieht man nun das Erdprisma wieder aus dem Wasser heraus, so bleibt ein Teil des Wassers in dem Boden haften, und zwar je nach der

Feinheit des Bodenmaterials mehr oder weniger. Bei ganz grobem Material fließt fast alles Wasser wieder heraus, das Gewicht ist dann wieder etwa

$$(7) \quad G = \gamma f h.$$

Bei ganz feinem Material bleibt alles Wasser infolge der Kapillarkraft in dem Boden hängen, und das Gewicht ist dann:

$$(8) \quad G_1 = G + \Delta G = \gamma f h + \epsilon f t.$$

Der Druck der Unterlage hat also beim Austausch gegenüber dem eingetauchten Zustande

im ersten Fall (Gl. 7 gegen 6) um $f(1 - \epsilon)t$,

im zweiten Fall („ 8 „ 6) um $f t$

zugenommen.

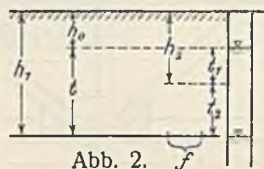


Abb. 2.

Ebenso ist es im Boden, wenn der Wasserstand sinkt. Angenommen der Wasserstand im Boden werde von der Höhe h_0 (Abb. 2) bis zur Höhe h_1 um den Betrag t gesenkt, dann erfährt eine Fläche f in der Höhe h_1 durch diese Wasserstands-senkung infolge des wegfallenden Auftriebes eine Belastungszunahme, die günstigsten Falls bei grobkörnigem Boden ohne kapillaren

Wasserrückhalt $= f(1 - \epsilon)t$ ist und bei feinem Boden bis $f t$ anwachsen kann.

Diese Belastungsvermehrung wirkt auf die unterliegenden Schichten bis zu großer Tiefe.

Bei ganz grobem Boden ändert sich in der Höhe h_0 durch die Wasser-senkung nichts; die Belastungsvermehrung ist hier gleich Null und nimmt von h_0 bis h_1 geradlinig zu bis zur Größe: $f(1 - \epsilon)t$.

Wichtiger ist der Fall, wenn im feinen Sande die Hohlräume infolge der Kapillarkraft gefüllt bleiben. Dann ist beispielsweise in der Höhe h_2 (s. Abb. 2) vor der Senkung der Wasserdruck $= + t_1$, nach der Wasserstands-senkung $= - t_2$, da das Wasser infolge der Kapillarkraft in dem Boden hängt (vergl. hierzu den Aufsatz von H. Krey „Rutschgefährliche und fließende Bodenarten“, „Die Bautechnik“ 1927, Heft 35, S. 485). Die Belastungsänderung beträgt also hier auch oberhalb des Wasserspiegels infolge der Senkung $= t_1 + t_2 = t$.

In der Natur wird die Belastungsvermehrung in der Regel zwischen den beiden geschilderten Fällen liegen. Eine Absenkung des Grundwassers bedingt also in dem gesamten Boden eine Mehrbelastung, die an jeder Stelle fast ebenso groß ist, wie wenn der Boden mit einer Wassersäule von der Höhe der Absenkung an der betreffenden Stelle belastet würde. Die Belastung, die bei Absenkungen bis zu größerer Tiefe für jedes abgesenkte m etwa je 1 t/m^2 beträgt, ist nie ohne Einfluß auf den Boden, sondern stets mit einer Zusammendrückung (Bodensetzung) verbunden.

Die Größe der Setzung hängt neben der Absenkungstiefe von der Bodenbeschaffenheit (Lagerungsverhältnisse, Korngrößen, Porenvolumen) ab. Sie kann sehr erheblich sein. Bei den mannigfaltigen Verhältnissen der Natur wird ein Maß für sie nur auf Grund eingehender und sorgfältiger Untersuchungen zu finden sein.

Die vorstehenden theoretischen Überlegungen könnten noch weiter ausgesponnen werden. Undurchlässige Schichten: Ton, Klei oder Lehm in sonst durchlässigem Untergrunde bedingen zum Teil wieder andere Erscheinungen. Doch sei das späteren Mitteilungen vorbehalten; einige Folgerungen für die Praxis haben zunächst größeres Interesse.

Bodensetzungen sind nach den gemachten Ausführungen zwangsläufig mit jeder Grundwasserabsenkung verbunden, mag jede Bodenauswaschung auch noch so sorgfältig vermieden und die Senkungsanlage technisch völlig einwandfrei sein. Wie aber wirken sie sich aus? — Sie sind abhängig von der Form der Senkungslinie. Verläuft diese in grobkörnigem Boden flach gestreckt, so geschieht die Bodensenkung auf weite Flächen gleichmäßig, Gebäude und Bauwerke sinken gleichmäßig mit ab, ohne Schaden zu nehmen; die Senkung wird in der Regel überhaupt nicht bemerkt. Zeigt die Senkungslinie dagegen in der Nähe der Brunnen oder bei einem Wechsel der Bodenart wechselndes Gefälle, so sind auch ungleichmäßige Senkungen die Folge. Steht dann ein Gebäude mit dem einen Fundament über dem steilen Teil der Senkungslinie, mit dem anderen bereits auf dem flach verlaufenden Ast, so werden Schäden meist unvermeidlich sein. Es ergibt sich das scheinbare Paradoxon, daß die Schäden um so größer sein können, je geringer die Wasserförderung ist, denn diese setzt dichteren, feinkörnigen Boden mit steilem Anstieg der Senkungslinie voraus. Im allgemeinen werden in größerer Entfernung von der Baugrube ungleichmäßige Senkungen mit ihren schädlichen Folgen nicht mehr auftreten, es sei denn, daß ein Wechsel der Bodenart einen Gefällewechsel der Senkungslinie bedingt. Mit der Baugrubentiefe hat das nichts zu tun. Wie weit sich der Einflußbereich einer Grundwasserabsenkung

erstreckt, ist, wie bekannt, lediglich abhängig von der Bodenbeschaffenheit. Viele Beispiele für eine kilometerweite Ausdehnung des Senkungstrichters ließen sich finden. Ich führe nur den Fall an, daß bei dem Bau einer Schleuse in der Weserniederung, deren Brunnen in grobem Kies standen, bis zu dem 2500 m entfernten benachbarten Dorfe am Rande der Niederung Brunnen und Viehtränken trocken fielen. Daß offene Wasserläufe die Senkungslinie häufig nicht oder nicht wesentlich beeinflussen, lehren vielfache Beobachtungen gerade in Berlin, dessen Gewässer ein durch Ablagerungen besonders gut gedichtetes Bett haben. Als neueste Beobachtung führe ich die Tatsache an, daß der Tiefbrunnen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel im Tiergarten kürzlich durch die am anderen Ufer des Schleusenkanales in 90 m Entfernung bei der Verstärkung der Stadtbahnbogen unmittelbar am freien Wasser betriebene Grundwassersenkungsanlage soweit abgesenkt wurde, daß die Pumpe des Tiefbrunnens zeitweise Luft saugte.

Die Querschnittsermittlung biegegesteifer Tragwerkteile bei gegebener Durchbiegung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. L. Kulka, Hannover.

Der Querschnitt von auf Biegung beanspruchten Bauteilen ist bekanntlich unter zweierlei Gesichtspunkten zu ermitteln. Einerseits darf unter Einwirkung der gegebenen äußeren Lasten an keiner Stelle eines Baugliedes die zulässige Spannung überschritten werden, und andererseits soll die an bestimmter Stelle und in bestimmter Richtung gemessene elastische Verschiebung unter einem jeweils bedingten Maße bleiben.

Während nun in vielen Fällen bei Querschnittsbestimmungen auf Grund der erstgenannten Bedingung die zweite von selbst erfüllt ist, gibt es andererseits Fälle, wo, wie im folgenden vorausgesetzt, die Befriedigung der zweiten Bedingung stärkere Abmessungen erfordert, also maßgebend ist. Ein Beispiel für diese „Querschnittsermittlung auf Durchbiegung“ liefern u. a. diejenigen biegegesteiften Bauglieder, die zur elastischen Stützung von Druckgurten oder überhaupt von Druckstäben dienen. Bei Baugliedern, bei denen die Querschnitte durchweg oder auf vorgegebenen Teillängen gleich bleiben sollen, bietet die Einhaltung der zulässigen Durchbiegung rechnerisch kaum eine Schwierigkeit. Anders bei Baugliedern mit bereichsweise stetiger und an den Grenzen dieser Bereiche sprungweiser Veränderlichkeit der Querschnittsträgheitsmomente, wie etwa bei jenen Halbrahmen oben offener Brücken, deren Pfosten nach unten hin stetig breiter und außerdem durch Auflegen von Lamellen sprungweise verstärkt werden.

Wenn man bei solchen Baugliedern nicht im voraus Anhaltspunkte für die geeignete Querschnittswahl und Abstufung hat, wird es wohl manchen Versuchen bedürfen, bis man eine wirtschaftliche Materialverteilung erzielt, die der hinsichtlich der Durchbiegung gestellten Anforderung genügt.

Mit Hilfe des hier beschriebenen Verfahrens wird die Querschnittsermittlung in solchen verwickelteren Fällen vereinfacht. Es wird genügen, das Wesen des Verfahrens bei der Lösung einer Grundaufgabe zu besprechen. Dabei sind, um eine Anwendung auch für andere Fälle klarzustellen, die Ansätze etwas allgemeiner gehalten, als zur Lösung der Grundaufgabe unbedingt notwendig gewesen wäre.

Der an seinem unteren Ende fest eingespannte und an seinem oberen, freien Ende durch die Querkraft H belastete Balken in Abb. 1 sei derart zu bemessen, daß die elastische Verschiebung des Lastangriffspunktes den vorgeschriebenen Wert f cm nicht übersteigt. Die Stehblechhöhe des I-förmigen Balkenquerschnittes soll geradlinig gegen die Einspannstelle hin zunehmen und der aus Stehblech und Gurtwinkeln gebildete Grundquerschnitt durch Lamellen verstärkt werden, deren Zahl gegen die Einspannstelle wächst.

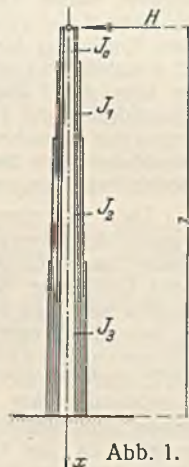


Abb. 1.

Bezeichnungen: Balkenlänge l ; Querschnittsträgheitsmoment in bezug auf die zur Biegungsebene senkrechte Schwerachse für einen beliebigen Querschnitt J ; für den Querschnitt an der Einspannstelle $J_e = J_{\max}$.

Die in der Balkenschwerachse gemessenen Abszissen x zählen vom Kraftangriffspunkt aus.

Sind M_H die durch die gegebene Last H und M_1 die durch die gedachte Last $H = 1$ t erzeugten Biegemomente, so gilt für die elastische Verschiebung f die Beziehung

$$(1) \quad f = \int_0^l \frac{M_H}{EJ} \cdot M_1 dx = \frac{1}{EJ_e} \int_0^l M_H \cdot \frac{J_e}{J} \cdot M_1 dx.$$

Die Größe der Senkungen ist mitunter erheblich. Beim Bau einer Seeschleuse wurden an den benachbarten älteren Schleusen Senkungen von mehreren Dezimetern festgestellt. Da sie ganz gleichmäßig eintraten, entstanden keinerlei Risse oder Schäden. Die Untergrundverhältnisse sind mir leider nicht bekannt.

Ich hoffe, mit den vorstehenden Ausführungen über die Gründe der bei Grundwasserabsenkungen häufig beobachteten Senkungsschäden Anlaß zu einem weiteren Studium dieser bedeutungsvollen Frage gegeben zu haben, denn die Theorie steht noch am Anfang ihrer Entwicklung. Sie bedarf der Vertiefung und Bestätigung durch Versuch und Praxis. Wenn sie dann auch keinen Weg zeigen kann zur völligen Vermeidung von Setzungsschäden, wird sie wenigstens über das leider noch viel zu wenig benutzte Mittel der Beobachtungsbrunnen Möglichkeiten bieten, rechtzeitig einzugreifen und Schäden im Entstehen zu bekämpfen.

Setzen wir für die reduzierten Momente die Bezeichnung

$$M_r = M_H \cdot \frac{J_e}{J}$$

und führen für M_1 den in unserem Beispiel gültigen Wert

$$M_1 = 1 \cdot x = x$$

ein, so wird:

$$(2) \quad f = \frac{1}{EJ_e} \int_0^l M_r \cdot x dx = \frac{1}{EJ_e} \cdot \delta_r;$$

worin δ_r das statische Moment der reduzierten Momentenfläche in bezug auf die Wirkungslinie der Last H vorstellt. Wählt man nun im voraus für M_r eine Funktion

$$\varphi(x) = M_r = M_H \cdot \frac{J_e}{J}$$

derart, daß die Integration:

$$\int_0^l \varphi(x) \cdot x dx = \delta_r$$

leicht ausführbar ist, so ergibt sich sofort der mit dieser Wahl von $\varphi(x)$ mitbestimmte Wert für das Trägheitsmoment des Einspannungsquerschnittes zu:

$$(3) \quad J_{\max} = J_e = \frac{\delta_r}{E f}$$

Weiter folgt der bei der getroffenen Wahl der Funktion $\varphi(x)$ für die nachfolgende Querschnittsermittlung anzustrebende Verlauf der Trägheitsmomente in Abhängigkeit von der Abszisse des betreffenden Querschnittes mit:

$$(4) \quad J = \frac{J_e M_H}{\varphi(x)}$$

Bei der hier vorausgesetzten Querschnittsveränderung durch stetige Zunahme der Stehblechhöhe und sprungweise Verstärkung der Gurte ist natürlich eine genaue Anpassung der Querschnittsträgheitsmomente an die von der letzten Beziehung 4 verlangten, stetig verlaufenden Werte J nicht möglich. Das ist aber auch nicht notwendig, vielmehr genügt eine ungefähre Anpassung der den gewählten Querschnitten zugehörigen Trägheitsmomente J_m an den durch Gl. 4 festgesetzten Verlauf, wodurch bei zweckmäßiger Wahl der Funktion $\varphi(x)$ die Voraussetzung für eine wirtschaftliche Materialverteilung gegeben ist. Um jedoch gleichzeitig die Gewähr zu haben, daß trotz dieser Abweichungen der J_m von den J die festgesetzte Durchbiegung f nicht überschritten wird, empfiehlt es sich, bei der Ablängung der Lamellen den bei der Durcharbeitung des Zahlenbeispiels von Dipl.-Ing. Kurt Siedenburg gewählten Vorgang einzuhalten.

Trägt man nämlich die Werte:

$$M_H M_1 \cdot \frac{J_e}{J} = \varphi(x) M_1 = \varphi(x) \cdot x = \eta$$

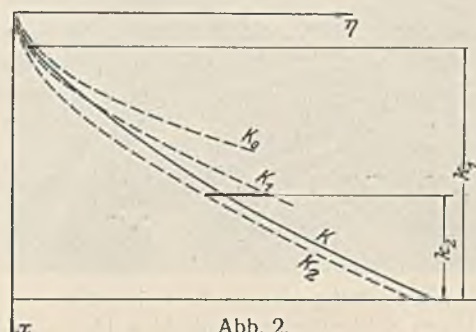


Abb. 2.

als Ordinaten zu den Abszissen x auf, siehe Kurve K in Abb. 2, so ist der zwischen zwei beliebigen Abszissen x_1 und x_2 befindliche Flächenteil $\Delta \Phi$ ein Maß für jenen Teil Δf der Gesamtdurchbiegung f , der von der Verbiegung des Balkenstückes $x_2 - x_1$ herührt.

Es ist nämlich

$$\Delta f = \frac{1}{E J_e} \int_{x_1}^{x_2} \eta dx.$$

Nachdem der Querschnitt an der Einspannungsstelle entsprechend dem eingangs berechneten Werte von J_e gewählt ist, trägt man in die gleiche Figur (Abb. 2) noch jene Kurven $K_0, K_1, K_2 \dots K_n$ auf, deren Ordinaten $\eta_0, \eta_1, \eta_2 \dots \eta_n$ sich aus den Beziehungen ergeben:

$$\eta_m = M_H M_1 \cdot \frac{J_e}{J_m} = M_H x \cdot \frac{J_e}{J_m}$$

und dem Verlaufe der Trägheitsmomente $J_0, J_1, J_2 \dots J_n$ der einzelnen Querschnittsformen mit 0, 1, 2 ... n Lamellen je Gurt entsprechen. Dabei genügt eine Auftragung der Kurven K_m nur so weit, als die ihnen entsprechenden Querschnitte voraussichtlich in Frage kommen werden. Nun werden die theoretischen Grenzen der einzelnen Querschnittsformen und damit die theoretischen Kopfplattenlängen derart festgelegt, daß die aus Teilen der Kurven K_m gebildete Stufenkurve mit der x -Achse die gleiche Fläche einschließt wie die zuerst eingetragene, stetig verlaufende Kurve K . Vom freien Stabende ausgehend, wird sich so ohne Schwierigkeit die Ablängung der Lamellen durchführen lassen. Diese sind um die zu ihrem Anschluß erforderliche Länge über den theoretischen Endpunkt hinaus gegen das freie Balkenende hin weiterzuführen, wodurch nur ein geringfügiges Übermaß an Starrheit erzielt werden wird.

Wie eine wirtschaftliche Materialverteilung in einem besonderen, zahlenmäßig gegebenen Falle erzielt wird, soll in dem folgenden Zahlenbeispiel gezeigt werden.

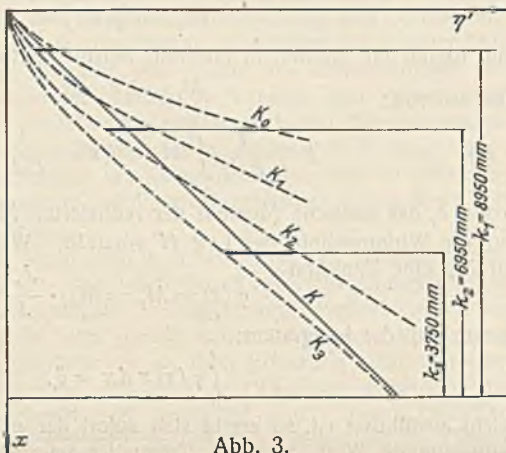


Abb. 3.

Zahlenbeispiel: Ein an seinem unteren Ende eingespannter Pfosten von $l = 1000$ cm soll unter Einwirkung der in der Stehblechebene wirkenden

Kraft von $H = 1$ t eine Durchbiegung von $f \approx 0,7$ cm aufweisen. Die Stehblechhöhe nehme geradlinig von 400 mm am freien Ende bis auf 700 mm an der Einspannungsstelle zu.

Abb. 3 zeigt die Durchführung des oben eingehend beschriebenen Verfahrens. Dabei wurde für $\varphi(x)$ die einfachste Annahme getroffen, nämlich:

$$M_r = \varphi(x) = \text{konstant},$$

für $x = l$:

$$M_r = \frac{J_e}{J_e} \cdot l = l$$

$$\delta_r = l \int_0^l x dx = \frac{l^3}{2}.$$

Hiernach ist an der Einspannungsstelle erforderlich:

$$J_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{l^3}{E f} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1000^3}{2100 \cdot 0,7} = 340\,136 \text{ cm}^4.$$

Der Voraussetzung $\varphi(x) = \text{konstant}$ entspricht ein geradliniges Anwachsen der Trägheitsmomente mit:

$$J = J_e \cdot \frac{x}{l};$$

$$\eta = \frac{J_e}{J} \cdot x^2 = l x.$$

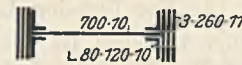


Abb. 4.

Für die Einspannungsstelle wurde ein Querschnitt gewählt (Abb. 4), dessen Trägheitsmoment $J_3 = 343\,081 \text{ cm}^4$ dem theoretischen Werte J_e scharf angepaßt ist. Bei der Ablängung der Lamellen in Abb. 3 wurden zum Vergleich einerseits die Kurve (Gerade) K mit den Ordinaten $\eta' = \frac{\eta}{l^2} = \frac{l x}{l^2} = \frac{x}{l} = \zeta$ und andererseits die Kurven K_m ($m = 0$ bis $m = 3$) mit den Ordinaten $\eta_m' = \frac{J_e}{J_m} \cdot \zeta^2$ aufgetragen.

Die Bedingung der Flächengleichheit von der x -Achse und der Geraden K einerseits und von der Achse und den Kurven K_m andererseits eingeschlossenen Flächen führte zu folgenden theoretischen Kopfplattenlängen:

$$k_1 = 8950 \text{ mm}; \quad k_2 = 6950 \text{ mm}; \quad k_3 = 3750 \text{ mm}.$$

Mitunter empfiehlt es sich, den stärksten Querschnitt mit einem gewissen Überschuß an Trägheitsmoment gegenüber dem theoretischen Werte J_e zu wählen.

An dem Verfahren zur Ablängung der Lamellen wird aber hierdurch grundsätzlich nichts geändert.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. September erschienene Heft 18 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Zivil-Ing. Dr. techn. Franz Urwalek: Kohlenwäsche in Niewiadom bei Rybnik. — Ing. Carl Bögh: Beitrag zur Berechnung der Spannungsverteilung in Stützpfählern von Stauwehren aufgelöster Bauweise. — Dr.-Ing. Felix Kann: Zur Berechnung der Pilzdecken mittels „stellvertretender Rahmen“. Große der negativen Momente am Rande des Säulenkopfes. — Dipl.-Ing. E. Kuester: Der billigste Behälter.

Unterfangungsarbeiten beim Bau der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln am Cottbusser Tor zu Berlin. Der erste Bauabschnitt des von der Siemens-Bauunion auszuführenden Loses XV der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln bestand in der Hauptsache in der Unterfahung des Landwehrkanals, über die bereits in der „Bautechnik“



Abb. 2. Hauptträger—und vorläufig ummantelte Isolierstütze im Keller des Hauses Reichenberger Straße 13 u. 14.

1926, Heft 43, berichtet wurde. Da die Bahn östlich der Cottbusser Brücke verläuft, mußte das Eckhaus Cottbusser Damm 103, von dessen Spitze der Tunnel nur einen Abstand von 30 cm hat, unterfangen und das Eckhaus Cottbusser Str. 14 in einer Tiefe von 2,5 m und einer Länge von 10 m unterfahren werden. Der anschließende Teil des Loses nach Norden, bis über den Luisenstädtischen Kanal hinaus, bot als Hauptaufgabe die Unterfahung der Hochbahnbrücke am Cottbusser Tor, sowie die Unterfangungen benachbarter Häuser, die durch die Linienführung der Untergrundbahn durch die Reichenberger Straße, Ritter- u. Prinzenstraße nach dem Moritzplatz bedingt waren.

Die Unterfangungsmauern der Häuser Cottbusser Damm 103 (Abb. 1) und Cottbusser Str. 14 wurden nach dem Bericht in den Mitteilungen der Siemens-Bauunion 1927, Heft 8, aus Hartbrandsteinen mit kalkarmem Zementmörtel hergestellt, da das Grundwasser hier ungebundene Kohlensäure enthält. Bei den anderen Bauwerken konnte Beton verwendet werden. Besonders bemerkenswert ist die Unterfahung der Häuser Reichenberger Str. 13 u. 14 (Abb. 2), die in einer Länge von 44 m und einer Breite von 14 m, unter einer Gesamtfläche von 300 m² auszuführen war. Jede Wand wird in Höhe der Fundamente mit Hilfe von Stichtägern

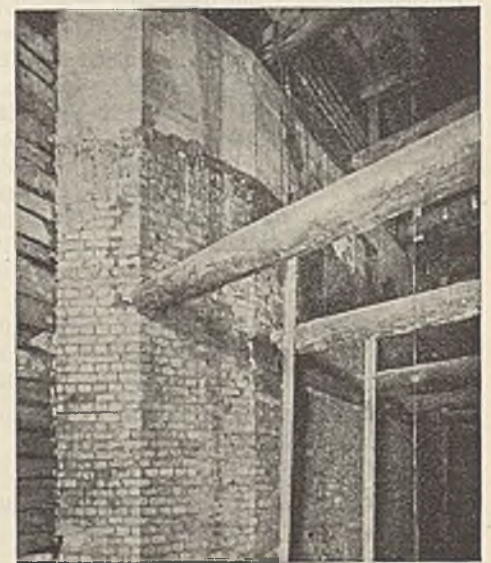


Abb. 1. Freigeschachtete, 10 m hohe Unterfangungsmauer des Hauses Cottbusser Damm 103.

von Parallelträgern gefaßt, die sich mit Neben- und Hauptträgern zu einem Trägerrost verbinden, der auf einer südlichen Parallelwand und auf zehn Stützen des Untergrundbahnhofes Cottbusser Tor gelagert ist. Da nur eine sehr beschränkte Bauhöhe zur Verfügung stand, mußten die Hauptträger des Unterfangungsrostes; die eine Höhe bis zu 1,35 m haben, ohne Rücksicht auf die eigentlichen Wandabfangträger parallel zu den Bahnhofs-Deckenträgern gelegt, die meisten Trägeranschlüsse unter den Mauern also schiefwinklig hergestellt werden. Stützen und Parallelwände sind unabhängig von dem eigentlichen Tunnelbauwerk gegründet, ebenso besondere Maßnahmen, wie der Einbau von Kies, getroffen worden, um die Übertragung von Schall und Erschütterungen auf die Wohnhäuser zu vermeiden. Die Durchführung der Isolierstützen durch die Deckendichtung und die Ausbildung der Dichtungsanschlüsse machen hier um so mehr Schwierigkeiten, als die Hauptträger der Unterfahrung in sogenannten Rohrkasten in die eigentliche Bahnhofdecke hineinreichen. Zum Einbau der Stützen, die Belastungen bis zu 320 t aufzunehmen haben, mußten jene in mehreren Fällen in einzelnen Stücken eingebracht werden. Die Unterfahrung dieser sehr spitzen Häusercke brachte eine Menge von bemerkenswerten und schwierigen Einzelaufgaben, deren Lösung als durchaus gelungen zu bezeichnen ist.

Amerikanische Industriebauten in Holz. Da man bei uns im allgemeinen geneigt ist, bei amerikanischen Industrie- und Geschäftshausbauten an Eisen und Eisenbeton als die alleinigen Baustoffe mindestens für das Tragwerk zu denken, sei im folgenden über die ausgedehnte Verwendung von Holz bei großen amerikanischen Stockwerkbauten berichtet. Nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 7. Juli 1927 handelt es sich um einige bemerkenswerte Beispiele der dort als „schwerbrennbare Massivholzkonstruktionen“ bezeichneten Bauweise, bei der alle Tragteile wie Stützen, Unterzüge und Deckenbalken in Holz, die Ausmauerung der Außen- und Innenwände dagegen wie üblich in Backstein oder Beton ausgeführt werden:

Abb. 1 u. 2 stellen Grundriß und Einzelheiten des 1926 gebauten fünfstöckigen Teppichhauses Strauß & Schramm in Chicago dar, das eine Grundfläche von etwa 23 × 45 m bedeckt und die recht weite Stützen-

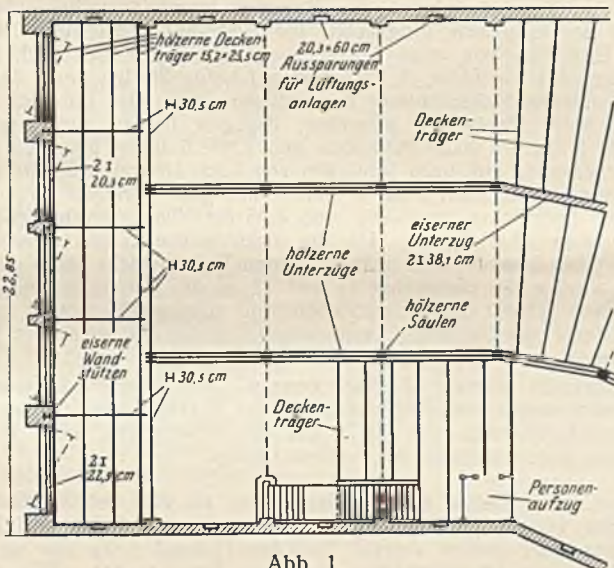


Abb. 1.

stellung von 7,3 × 5,0 m zeigt. Auch die Höhe der untersten beiden Geschosse mit 5,0 und 4,5 m ist beträchtlich; die Nutzlast war durchweg mit rd. 500 kg/m² vorgeschrieben.

Für die tragenden Bauteile wurde das sehr dauerhafte Holz der Gelbfichte (Yellowpine), als Fußbodenbelag Ahornholz verwendet; die Stärke der Stützen wechselt zwischen 40,6 × 45,7 cm und 25,4 × 25,4 cm. Zur Auflagerung der Unterzüge und Deckenträger sowie zur Aufnahme der nächst oberen Stützen dienen eiserne Kopfplatten, während die 20 × 25 cm Dachbalken auf hölzernen Balkenköpfen ruhen. Nach Abb. 2b werden die kürzeren — 5,0 m weit tragenden — Unterzüge aus Zwillingsträgern

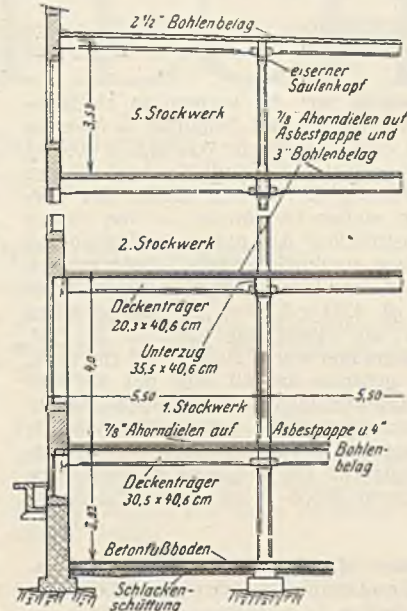


Abb. 3.

von je 25,4 × 40,6 cm Stärke gebildet, die durch eichene Zwischenstücke in 3/4\"/>



Abb. 5.

Der in Abb. 3 u. 4 dargestellte Bau eines fünfgeschossigen Industriebaues in Grand Rapids (Michigan) unterscheidet sich in der Konstruktion insofern von dem vorigen, als bei ihm Unterzüge und Deckenträger in einer Ebene und die letzteren in weiteren Abständen, nämlich 2,75 m auseinander liegen. Dagegen beträgt die Stützenentfernung in den oberen Geschossen in der Längsrichtung nur etwa 5,50 m; die Unterzüge haben einen Querschnitt von 35,6 × 40,6 cm, die Deckenträger einen solchen von 20,3 × 40,6 cm. Einzelheiten sind aus Abb. 4 ersichtlich. Die Nutzlast beträgt etwa 400 kg/m² in den oberen, 625 kg/m² im unteren Geschoß. Dementsprechend ist in diesem die Balken- und Stützteilung eine engere.

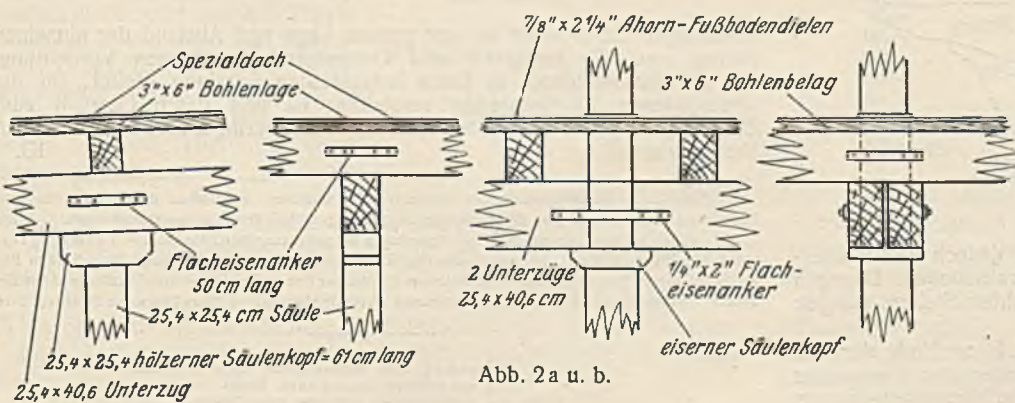


Abb. 2a u. b.

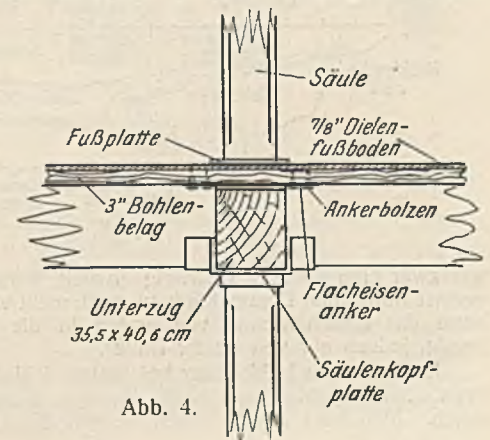
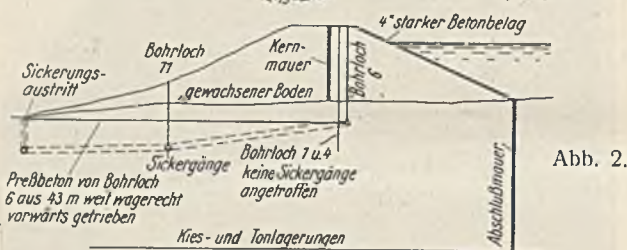


Abb. 4.

Der Fußboden besteht für die oberen Geschosse aus 3", für das untere aus 4" starken Bohlen mit einer Zwischenlage von Asbestos-Pappe und Ahorn-Belag. Baujahr ebenfalls 1926.

Abb. 5 zeigt den siebengeschossigen, wie die vorigen in Holzkonstruktion ausgeführten Bau der Konfektionsfirma Hart, Schaffner & Marx in Chicago, der bereits 1919 ausgeführt ist, eine Grundfläche von 48,5 x 30,5 m, Geschoßhöhen von 3,80 bis 4,25 m und eine Gesamthöhe von 30,5 m hat, die von der Chicagoer Bauordnung für Bauten dieser Art vorgeschrieben ist. Daß man trotzdem sieben Geschosse — von denen übrigens nur die oberen in Holzkonstruktion, das untere in Eisenbeton ausgeführt wurde — errichten konnte, war nur durch die bereits beim vorigen Bau beschriebene Anordnung der Haupt- und Deckenträger in einer Ebene möglich. Die Säulenstellung betrug rd. 4,90 x 5,30 m, die Säulenstärken 25,4 x 25,4 cm bis 40,6 x 40,6 cm, als Hauptträger dienten 2 x 20, 3 x 40,6 cm Zwillingsbalken, die Deckenträger waren 20,3 x 35,4 cm stark, die Nutzlast betrug 875 kg/m². Die gesamte Bauzeit wird mit nur drei Monaten angegeben, während ein Eisenbetonbau etwa sieben Monate erfordert hätte. Die Feuerversicherungspolice ist kaum 50 \$ jährlich höher als für einen feuersicheren Massivbau mit Rieselanlage und wesentlich geringer als beim Fehlen der letzteren. Die Ersparnis an Baukosten wird mit 20 und 23 % gegenüber einem Beton- bzw. einem Eisenfachwerkbau beziffert. Ki.

Die Dichtung eines Erddammes durch Preßbeton am Dallas-Warner-Staubecken des Modesto-Bewässerungsdistrikts in Californien darf — während solche Dichtungsarbeiten in gewachsenem Gestein, in Fels und Bruchsteinmauerwerk heute fast alltäglich sind — als eine bemerkenswerte neue Ausführung angesehen werden. Nach einem Bericht von W. H. Holmes in Eng. News-Rec. vom 2. Juni 1927 handelt es sich dabei um Damm Nr. 1, den größten von sechs ein Staubecken von rd. 33 320 000 m³ Inhalt einschließenden, in Sand und Ton aufgeschütteten Dämmen mit Betonkernmauer und gestampftem mittlerem Teil, der eine Länge von etwa 490 m und eine größte Höhe von 10 m hat (Abb. 1).



Das genannte Becken diente ursprünglich der sommerlichen Bewässerung eines 20 230 ha großen Bezirks; nach der Erbauung der Don-Pedro-Mauer im Toulumne River spielt es jedoch nur noch die Rolle eines Reserve- und Ausgleichbeckens. Zur Zeit der letzten Regenfälle zeigten sich, bei etwa halber Füllung, an der Rückseite des genannten Damms Durchsickerungen von etwa 56 l/Sek., die zwar noch örtlich beschränkt waren, jedoch auf die Dauer unbedingt gefährlich werden und zu Auswaschungen führen mußten.

Schon früher war der Damm mehrfach undicht gewesen; offenbar infolge unsorgfältiger Arbeit, denn u. a. wurde gelegentlich der in den Jahren 1911 bis 1917 ausgeführten Dichtungsarbeiten festgestellt, daß die Betonkernmauer — anstatt genügend tief in undurchlässigen Boden zu reichen — zum Teil einfach auf die Erdoberfläche aufgesetzt war, das Hinterfüllen und Stampfen des mittleren Dammtails sehr nachlässig ausgeführt und in einem Falle sogar ein Teil der Kernmauer bei den Hinterfüllungsarbeiten eingestürzt war. Die 1917 ausgeführte Anlage einer rückwärtigen Abschlußwand (Abb. 2) von 12 m Tiefe und 300 m Länge

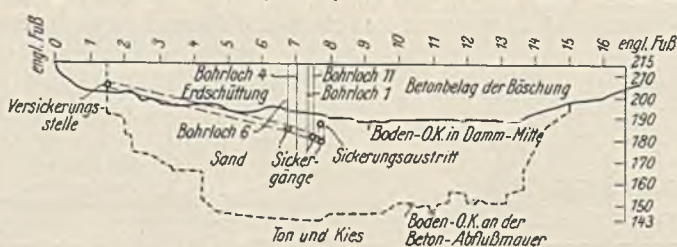


Abb. 3.

war zwar eine überaus schwierige Arbeit, vermochte jedoch den Wasserverlust durch den Damm hindurch auch nicht völlig zu beheben. Dagegen hatte das Einschlämmen von Boden in die undichten Stellen einigen Erfolg, jedoch nur von kurzer Dauer.

Im Dezember 1926 drang bei Station 1 bis 35, d. h. am Ende der vorerwähnten Abschlußwand (Abb. 2), das Wasser unter der Kernmauer durch. Man warf schnell einen kleinen Wall um die Sickerstelle herum

auf und stellte bei den Nachgrabungen fest, daß das Wasser unter der Abschlußwand hindurchging. Fünfzehn Minuten später leitete man schmutziges Wasser in das an dieser Stelle in Abb. 3 bezeichnete Loch, worauf aus einer anderen, an der etwa 200 m entfernten Unterseite des Dammes befindlichen Öffnung der bis dahin klar aussehende Ausfluß zunahm und schmutzig gefärbt wurde. Während dadurch einerseits das Vorhandensein eines durch die ganze Dammbreite reichenden Sickeranges nachgewiesen war, nötigte andererseits das Fortdauern des Ausflusses aus der unteren Öffnung auch nach Schließen der oberen zu der Annahme noch weiterer Gänge.

Um diese Sickerungen genau festzustellen, örtlich zu beschränken und zu schließen, wurden zunächst Bohrlöcher hinuntergetrieben, die in Abb. 3 dargestellt sind und für die man 3/4" starke Eisenrohre benutzte. Eine ebenso weite und an eine Druckpumpe angeschlossene Schlauchleitung spülte das Bohrloch, während das Rohr hochgezogen wurde, gründlich aus. Hörte der Rückstrom des Spülwassers auf und bekam das ausfließende Sickerwasser ein schmutziges Aussehen, so war es sicher, daß man mit dem Bohrrohr auf Hohlungen oder Sickergänge gestoßen war. Man brachte alsdann ein 2" weites Druckrohr in den Probelöchern nieder und führte, zunächst im freien Fall, dann unter dem erforderlichen Druck flüssigen Beton ein, der in alle Risse und Gänge eindrang.

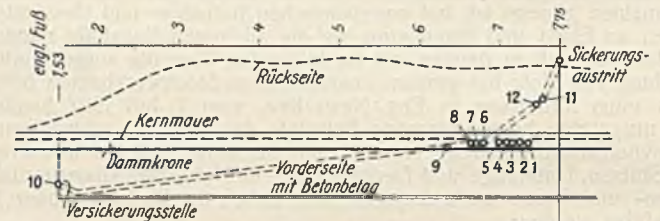
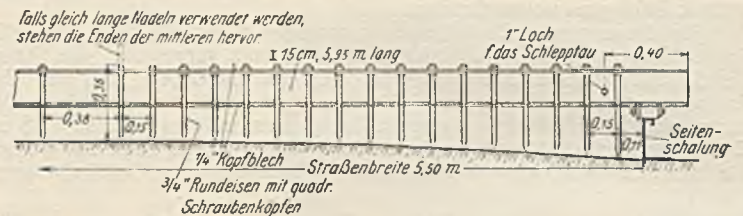


Abb. 4.

Während der Preßbetonarbeiten bei Loch 6 (Abb. 4) trat etwas Zement an der Oberfläche aus, auch wurden unter der Wasseroberfläche Luftblasen in den Arbeitsfugen der Dammvorderseite sichtbar. Das Einpressen wurde jedoch fortgesetzt, bis auch auf dem Grunde Beton in einem Umkreise von etwa 6 m herausgetreten war. Bei Loch 11, das zuerst gebohrt war (Abb. 4), traf man auf hohle Stellen, aus denen auf die vermutliche Sickerichtung zu schließen war. Bei Bohrloch 1 bis 4 wurden keine Hohlungen gefunden, dagegen fanden sich solche bei Bohrloch 5 bis 9. Nach Schließen von Loch 6 hörte etwa ein Viertel aller Sickerungen auf, nach Schließen von Loch 10 weiterhin drei Viertel. Einpressungen bei Loch 7 bis 9 hatten nur ganz geringen Einfluß. Die Tiefe der Bohrlöcher wechselte von 4,25 bis 12 m, betrug jedoch bei den meisten über 8,5 m. Da die noch auftretenden letzten Sickerungen unter einer 2,40 m starken festen Bodenschicht ihren Ursprung hatten, wurden die Bohrlöcher 11 und 12 an der Rückseite des Damms durch diese Schicht hindurchgetrieben und ausgepreßt, worauf auch die letzten Reste der Sickerung verschwanden und nicht wieder in Erscheinung traten.

Verbraucht wurden 149 Sack Zement. Die Arbeiten kosteten etwa 400 \$ und waren, im Gegensatz zu der 85 000 \$ erfordernden Anlage des Abschlußdamms von 1917, der die Sickerungen nicht zum Verschwenden gebracht hatte, von vollem Erfolg. Ki.

Eine neue Lehre für Straßenprofile ist von den Straßenbauverwaltungen von Pennsylvania (U. S. A.) eingeführt worden, nachdem sie sich unter einer großen Anzahl ähnlicher Hilfsmittel für die sorgfältige Herstellung von Pflasterstraßen besonders bewährt hat. Wie aus der einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 23. Juni 1927 entnommenen Abbildung erkennbar ist, läßt die Bauart im einzelnen wohl kleine Ab-



weichungen zu; wichtig ist nur genaue Lage und Abstand der einzelnen Nadeln und die Festigkeit und Genauigkeit der ganzen Vorrichtung, die auf der seitlichen, in Eisen hergestellten Schalung gleitet, für die verschiedenen Straßenbreiten verstellbar ist und deren Gewicht zum Zwecke ihrer genügenden Standsicherheit nicht geringer als 33 kg f. 1 lfd. m Breite sein soll. Ki.

INHALT: Bandförderung des Baustoffs im Tunnelbau. — Umbau der Brücke über die Silberwiese bei Stettin. — Bodensetzungserscheinungen bei Grundwasserabsenkungen. — Die Querschnittsermittlung biegeugsstarrer Tragwerkteile bei gegebener Durchbiegung. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Unterfangungsarbeiten beim Bau der Schnellbahn Gesundbrunnen-Neukölln am Cottbuser Tor zu Berlin. — Amerikanische Industriebauten in Holz. — Dichtung eines Erddamms durch Preßbeton. — Neue Lehre für Straßenprofile.