

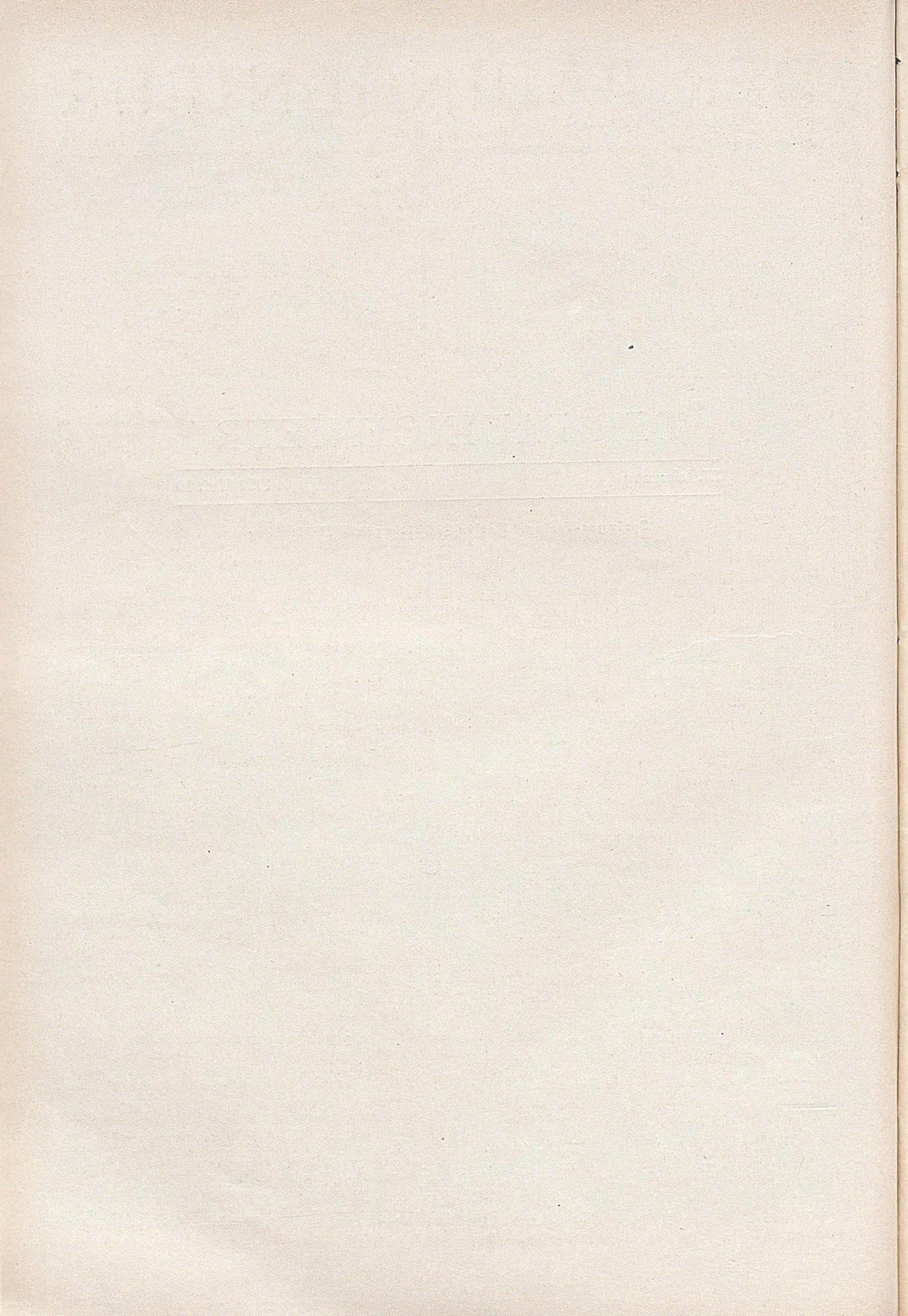


DER BAUINGENIEUR

27. Jahrgang

1952/Heft 10

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg



für Schäden an ihren Häusern den U-Bahnverkehr verantwortlich machten. Auf Grund umfangreicher schwingungstechnischer Versuche konnte diese Behauptung widerlegt werden. Ein weiterer Gegenbeweis ist, daß vom gesamten Tunnelnetz 5546 m, d. s. 8,8 % unter Häusern bzw. in einer Entfernung bis zu 1,0 m von den Hausfundamenten entfernt liegen, ohne daß bisher hier Schäden zu verzeichnen waren.

Um in allen diesen Fällen die, wenn auch ungefährliehen, Schwingungen und auch die Geräusche herabzusetzen, wurden die Gründungen benachbarter Bauten sorgfältig vom Tunnel getrennt und zwischen beiden Schalldämpfungskies eingebracht. Dabei hat sich folgende Zusammensetzung als günstig herausgestellt:

0— 2½ mm	24 %
2½— 4 mm	13 %
4—30 mm	63 %

Im übrigen sei auf die DIN 4150 verwiesen, bei deren Abfassung die BVG. vertreten war.

Noch eine kurze Ausführung zur Höhenlage der Tunnel. Die Berliner U-Bahn ist im Prinzip als Unterpflasterbahn gebaut, wenn auch gelegentlich kurze Tunnelstücke 5,00 m und noch mehr Überschüttung haben. Diese Bauart wurde in Verbindung mit dem Bestreben, möglichst wenig ins Grundwasser zu gelangen, aus Kostenersparnis, und um eine leichte Zugänglichkeit den Fahrgästen zu bieten, gewählt. Dabei wurde an manchen Stellen des Guten zu viel getan, so daß nur noch 30—40 cm Überschüttung übrigblieben. Die Folge ist, daß, wie z. B. beim Rüdesheimer Platz, der Straßenbeton direkt auf der Schutzschicht liegt bzw. der Unterbau der Straßenbahn an anderen Stellen. Abgesehen davon, daß diese geringe Höhe für alle beteiligten Dienststellen bei Bauarbeiten ein Punkt der Sorge ist und auch keine Verlegung von Rohrleitungen, Kabeln usw., außer in wenig empfehlenswerten Rohrkästen, zuläßt, ist sie auch eine direkte Gefahr für die Tunnelisolierung, wie später noch gezeigt werden soll. Es ist richtig, ein Mindestmaß von OK-Schutzschicht bis OK-Straße von 1,25 einzuhalten, das bei darüberliegenden Grünflächen auf jeden Fall erreicht werden sollte. Den gleichen Wert weist die Pariser U-Bahn auf.

Die Wahl des Tunnelprofils ist in Berlin insofern erschwert, als bereits 2 verschiedene Größen vorhanden sind. Bei der U-Bahn ist dies das Kleinprofil auf den Strecken A und B und Großprofil auf den Linien C, D und E; dazu kommt noch das Reichsbahnprofil, angewandt auf der Nord-Süd-S-Bahn zwischen Stettiner und Anhalter Bahnhof.

Alle 3 Profile nachträglich auf eine Größe

umzubauen, dürfte technisch und finanziell so viel Schwierigkeiten bringen, daß es in keinem Verhältnis zum erzielbaren Nutzen stehen würde.

Bei Neubauten sollte man, sofern es sich nicht um Verlängerungen oder Abzweige der Linie A und B handelt, grundsätzlich dem Großprofil den Vorzug geben. Die Vorteile sind: Steigerung des Fassungsvermögens des Großprofilwagens um 40 % beim 13-m-Wagen und um 100 % beim Wagen von 18 m Länge, erhöhte Spitzen- und

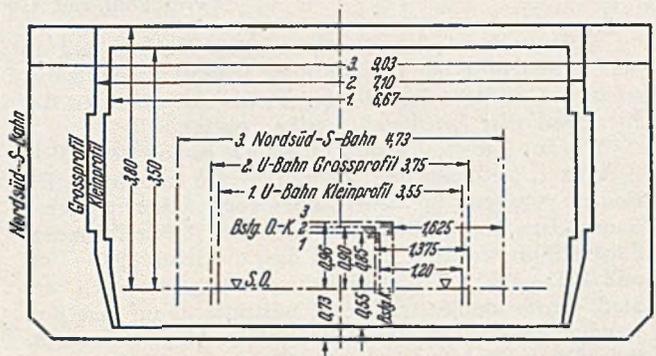


Abb. 1. Tunnelprofile für Neubauten im Vergleich zum Nordsüd-S-Bahnprofil.

damit auch Reisegeschwindigkeit und geringerer Luftwiderstand. Dieser beträgt beim Großprofil i. M. 4,5—5 kg/t Zuggewicht für den zweigleisigen Tunnel und 5,5—6 kg/t also + 20 % beim Kleinprofil. Aus gleichen und betriebstechnischen Gründen ist der eingleisige Tunnel noch mehr im Nachteil.

Tabelle 2. Anteil der einzelnen U-Bahnquerschnitte an der Gesamtlänge des Tunnels. Rechteckige Querschnitte, ohne, mit einer oder mehreren Stützenreihen.

Querschnitt	Lfd. Nr.	Linie	Stampfbeton			Stahlbeton			Länge m	% d. Gesamtlänge	Hauptsächliche Baujahre	Bemerkungen
			Sohle	Wände ohne Wandstütz.	mit Wandstütz.	gewölbte Kappen zw. Tr.	Sohle	Wände				
	1	A	X	X		X			11 091	17,6	1900/13	Aussteifungsrippen, Staubsohle
	2	A		X		X			6 760	10,8	07/13	
	3	AB	X			X			5 739	9,1	09/13, 24/26	Aussteifungsrippen
	4	BD			X	X			1 844	2,9	10, 13, 28	
	5	CE			X	X	X		8 616	13,7	09, 30	
	6	AB C		X		X	X		6 821	10,9	13/24	
	7	AC DE				X	X	X	7 733	12,3	16/30	Aussteifungsrippen, Staubsohle
	8	D				X	X		501	0,8	26/28	
	9	AC DE					X	X	5 059	8,0	16/30	
	10	CD					X	X	1 944	3,1	25/29	
Σa									56 108	89,2		

Gewölbte Querschnitte.

Querschnitt	Lfd. Nr.	Linie	Sohle	Zugband (oben)	Eingelenk-bogen	Dreigelenk-bogen	Stahlbeton	Länge m	% der Gesamtlänge	Hauptsächliche Baujahre	Bemerkungen
	11	A	X				ganzer Querschn. nur Sohle in St.	213	0,3	11/13	Aussteifungsrippen, Staubsohle
	12	C	X	X	X		ganzer Querschn.	39	0,1	16/21	
	13	C	X	X	X	X		2 588	4,1	20/30	
	14	CD	X	X			" "	626	1,0	25/26	Aussteifungsrippen
	15	CD	X	X			" "	1 613	2,6	19/30	
	16	C		X		X	" "	847	1,3	27/28	
	17	A				X	alles Stampfbet. nur Gelenke	398	0,6	12/13	
18	D				X		339	0,5	13	Aussteifungsrippen	
Σb								6 663	10,5		
Sonstige Querschnitte								209	0,3		Fennbr. u. Kaiserdammbrücke
$\Sigma a + b + S Q$								62 980	100,0		

Von der Gesamtlänge sind: Profile mit statischer Sohle 49 512 m = 78,7 %
Profile ohne statische Sohle 13 259 m = 21,0 %
Brücken 209 m = 0,3 %
insgesamt 62 980 m = 100,0 %

Abb. 1 zeigt die Hauptabmessungen des S-Bahnprofils im Vergleich zu den beiden für Neubauten geplanten U-Bahnprofilen. Dabei ist eine Vergrößerung der Tunnelhöhe gegenüber den jetzigen Werten von 3400 bzw. 3600 mm verschiedene Male gefordert worden. Hierbei wurden sogar schon für die Tunnelhöhe über S.O.-Werte von 3600 mm für Kleinprofil und 4000 mm für Großprofil genannt.

Wenn die letzteren Werte nicht möglich sein sollten, so müßte eine lichte Tunnelhöhe von 3500 bzw. 3800 mm auf jeden Fall angestrebt werden. Diese Maße würden einen Abstand von 200 mm zwischen Lichtraumprofil und Deckenunterkante ergeben, der unbedingt erforderlich ist, um nachträglich noch eine Rohrleitung mit Isolierung oder eine Schalung zu Ausbesserungszwecken unterzubringen, was bei den augenblicklichen Werten von 100 bzw. 25 mm nicht möglich ist [2].

Der freie Raum beim zweigleisigen Tunnel zwischen beiden Gleisen soll nach der ABU.-BOStrab. 700 mm bis 2,00 m Höhe betragen, um einen sicheren Stand dem Streckenpersonal zu ermöglichen, wobei zu beachten ist, daß dieses Maß bei der Nord-Süd-S-Bahn 900 mm beträgt.

Zur technischen Seite der Profilwahl und der Ausführung wäre folgendes zu sagen. Wie aus Tabelle 2 und aus [3] hervorgeht, ist am meisten bei nicht tiefliegenden Tunnelstrecken im In- und auch im Ausland das Rechteckprofil angewandt worden, und zwar mit Recht, weil hier das Verhältnis zwischen Gesamtprofil und dem wirklich genutzten Raum am günstigsten ist. Tatsächlich sind die Gewölbe oder Kreisprofile nur in größerer Tiefe aus rein statischen Erwägungen oder bei Vorhandensein besonders

billigen geeigneten Materials vorzuziehen. Es ist hierbei von geringerer Bedeutung, ob eine oder mehrere Stützenreihen angeordnet werden oder nicht.

So ist der Anteil der Rechteckprofile von der Gesamtlänge rd. 90 %, und wenn man die Zwischenlösungen Nr. 11—16 dazurechnet, beträgt er sogar rd. 99 %, und nur 1 % ist den gewölbten Querschnitten vorbehalten geblieben. Wenn man dabei die Baujahre beachtet, so ergibt sich, daß die Profilwahl von der Entwicklung der Baustatik und des Stahlbetonbaues stark beeinflusst war.

Die Verwendung von Zugbändern bei der Linie C ist ein Sonderfall. Näheres ist aus dem Streit zwischen Seidel [4] und Schröter [5] über die wirtschaftlichste Querschnittsgestaltung ersichtlich. In Zukunft wird der Stahlbeton, begünstigt durch seine Weiterentwicklung, in hervorragendem Maße am Bau beteiligt sein, dabei soll erwähnt werden, daß bereits 1923 in East Orange N. J. USA. [6] sogar 2 Teilstrecken der Hochbahn von insgesamt 580 m Länge als Pilzdecke errichtet wurden, die Stützenentfernung betrug 6,0 m bei 45 cm Plattenstärke und 80—90 m Abstand der Dehnungsfugen. Auch hat sich gezeigt, daß reiner Stampfbeton nur dort als technisch einwandfreie Lösung gelten kann, wo der Tunnel möglichst wenig geneigt in gleichmäßigem Boden gelagert ist. Ist dies nicht der Fall und kommt noch Grundwasser hinzu, so bleiben Rißbildung und Undichtigkeiten nicht aus, so daß die Pumpenanlagen auch der überdeckten Rampen

einen im Verhältnis zur zugehörigen Tunnellänge erhöhten Wasseranfall zu entfernen haben. In 3 Fällen mußten umfangreiche Instandsetzungen durchgeführt werden.

Am und im U-Bhf. Schönhauser Tor zeigten die Wände seit 1920 Risse. Durch Nivellement wurde festgestellt, daß im Bahnhof selber 1935 die Setzungen der Mittelstützenreihe 100 mm und der Seitenwände 90 mm betragen bei einer jährlichen Zunahme von 6—7 mm. Da sehr starke waagrechte und auch lotrechte Risse in den Wänden auftraten, mußte eine vollständige Instandsetzung vorgenommen werden bei gleichzeitigem Einbau einer Sohle, da deren Fehlen mit als Hauptursache angesehen wurde. Der Untergrund bestand aus Feinsand, das Grundwasser lag nur etwa 0,3 m unter den Wänden. In allen ähnlich gelagerten Fällen wird man deshalb zweckmäßig von vornherein eine Sohle einbauen.

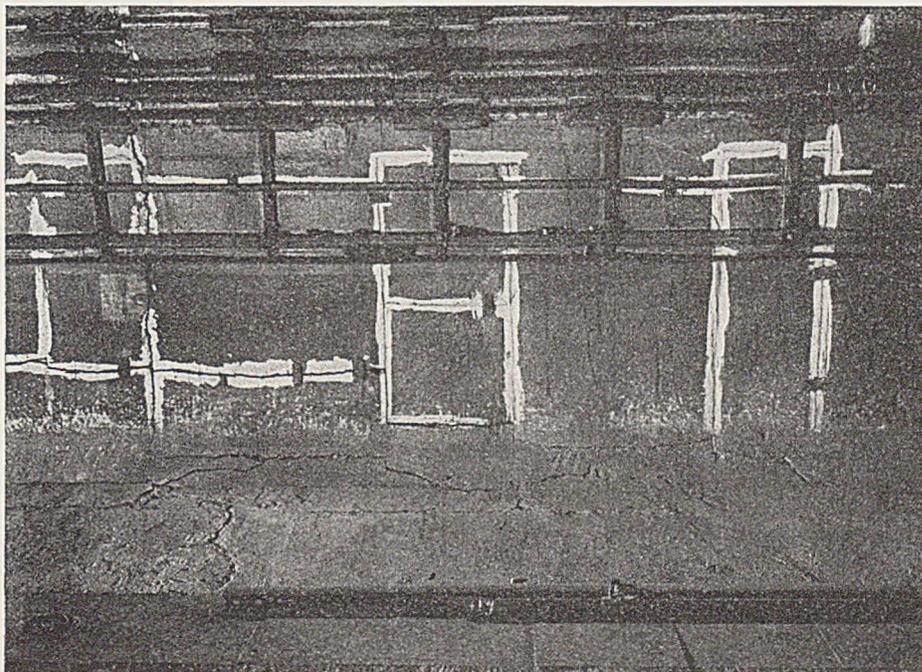


Abb. 2. Zeigt einen Teil der stark zerstörten Wände und Sohle des U-Bahntunnels zwischen den Bahnhöfen Potsdamer Platz und Gleisdreieck nach Entfernung des Oberbaus.

Ein zweiter sehr umfangreicher Schaden entstand am Tunnelteil der sogenannten Potsdamer Rampe zwischen den Bahnhöfen Potsdamer Platz und Gleisdreieck. Auch hier waren seit langem Risse in Sohle, Wänden und Stützenbanketten beobachtet worden, die auf die fehlende Armierung und die Erschütterungen zurückgeführt wurden, wahrscheinlich aber auch auf die abschnittsweise Ausführung der Wände [7].

Die 1934 durchgeführte Instandsetzung kostete insgesamt 220 000,— RM für 181 m Tunnel. Die Sohle wurde durch Stahlbetonbalken verstärkt, die Stützenbankette erneuert, die Wände angebohrt und mit Rundeseisen vernadelt, alle Risse gereinigt und ausgepreßt und die Tunnelecken durch Aussteifungen verstärkt. Einen Eindruck von dem Zustand der Tunnelwände und Sohle vermittelt Abb. 2.

Ein ähnlicher Tunnelteil, der noch heute in Bewegung ist, liegt zwischen den Bahnhöfen Neanderstraße und Jannowitzbrücke. Es handelt sich hierbei um eine Rampenstrecke mit dem Steigungsverhältnis 1 : 28, die zur Spreunterfahrung gehört. Dort stoßen 2 Abschnitte zusammen, die mit 10jähriger Unterbrechung gebaut wurden und gegeneinander in Bewegung sind. Neben Rissen in den Wänden an den Stoßstellen weist auch die Sohle Undichtigkeiten auf. Bei dem hohen Grundwasserstand ist der Wasserandrang ziemlich groß, und ein 1949 unternommener Versuch, diese Stellen mit Beton auszupressen,

hat nur teilweisen Erfolg gehabt, da die Bewegungen im Tunnelkörper anhalten.

Es wird deshalb richtig sein, in Zukunft alle diese Strecken mit langem, starkem Gefälle in Stahlbeton mit starker Längsbewehrung auszubilden, eine genügende Unterteilung durch Dehnungsfugen ist notwendig in Abständen von etwa 30 m, was jedoch eine einwandfreie Ausbildung der Fuge verlangt, die auch imstande sein muß, Längs- und Querkräfte zu übertragen. Um Bewegungen auch in Längsrichtung auszuschalten, ist der Einbau von Stufen mit Gegengefälle zu erwägen. Diese Anordnung ist beim Maastunnel [8] getroffen worden. Das Gegengefälle beträgt dort 1 : 200, die Fugendichtung besteht aus gewelltem Kupferblech 0,2 mm stark, 60 mm breit.

Es darf hierbei nicht vergessen werden, daß die den Tunnel umgebende Isolierung weder Reibungskräfte aufnehmen kann noch soll. Der Reibungskoeffizient ist gleich Null [9] zu setzen, d. h., daß bei einer 100 m langen Rampe 1 : 30 des Normalquerschnittes und einer mittleren Überschlüttung von 2,00 m ohne Berücksichtigung des Auftriebes infolge Grundwasser, Pressungen in Richtung des Gefälles von rd. 300 t auftreten.

Da in den meisten Fällen eine exakte Rechnung nicht möglich sein wird, ist es besser für Sohle und Wände, von vornherein eine ausreichende konstruktive Bewehrung von etwa 30 kg/m³ Beton anzunehmen.

Da ab rd. 3,00 m Wasserstand die Konstruktionsstärke nicht mehr durch statische Erfordernisse, sondern durch die vorgeschriebene 1,2fache Sicherheit gegen Aufschwimmen bestimmt wird und eine Mindestdicke zweckmäßig nicht unterschritten wird, dürfte der obige Satz in den meisten Fällen auch statisch ausreichend sein.

In den „Grundlagen für die Festigkeitsberechnung des Tunnelkörpers der Städtischen Schnellbahnen“ (BT., Berlin 1941) wird als Mindestbewehrung angegeben, wahrscheinlich mit Rücksicht auf die schlechten Erfahrungen mit unbewehrtem Beton:

Bewehrung der Sohle 6 cm² ergibt rd. 12 kg/m³
Wände 3 Ø; 20 " " 15 kg/m³
bzw. Wände 4 Ø; 14 " " 10 kg/m³

falls nur eine Staubsohle vorhanden ist. Bei steilen Rampen sollte eine Längsbewehrung angeordnet werden.

Diese Werte sind somit für den obigen Fall nicht ausreichend und sollten nur bei Neigungen bis etwa 1 : 100 angewandt werden, während unter 1 : 50 ein Wert von 30 kg/m³ durchaus notwendig ist. Es ist allerdings zu beachten, daß die Vorschriften durch die Kriegswirtschaft beeinflusst waren.

Die in diesen Vorschriften festgelegten Spannungen werden heute bei guter Bauüberwachung mit Leichtigkeit erreicht werden können, da außerdem für die Berechnung der Sohle neben einem Näherungs- auch das Bettungszifferverfahren zugelassen ist, wie es auch von N o l t e [10] mit K-Werten von 2—15 kg/cm³ befürwortet wird, ist die Frage offen, welche Mindeststärken eingehalten werden sollten.

Der alte Regelquerschnitt sah vor:

	Großprofil cm	Kleinprofil cm	Zweckmäßige Mindestwerte cm
Statische Sohle bei Wasserdruck	74,5	80	≧ 40
Wände außerhalb der Nische	70	54	≧ 40
Decke einschl. Stich der gewölbten Kappen in Tunnelmitte	45	39	abhängig von der Spannweite

Die Sohlenstärke richtet sich nach der Forderung, daß auch bei nicht benutztem Tunnel, d. h. dort, wo evtl. der gesamte Oberbau fehlt, die Einpressung der Isolierung noch 0,1 kg/cm² betragen soll. Nehmen wir also an, daß

bei einer elastischen Verformung der Sohle unter Berücksichtigung oben angegebener Verfahren die Bodenpressung aus Wand- und sonstigen Auflasten in Tunnelmitte noch gerade 0 ist, so wirkt nur noch das Eigengewicht der Sohle als Auflast, um diese Bedingung zu erfüllen.

Die Stärke der Wände ist bedingt durch die Kabelnischen von 11 cm Tiefe, so daß noch 29 cm als Wand-

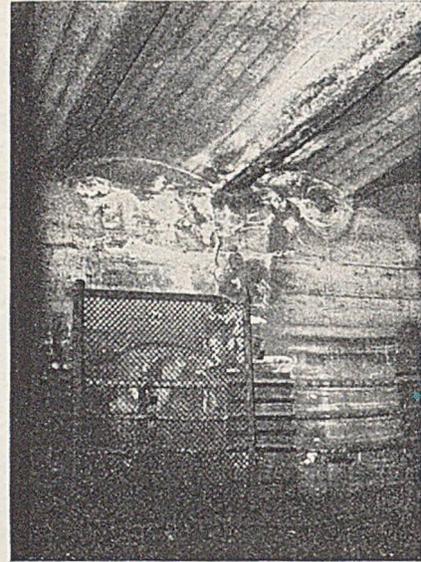


Abb. 3. Der vom Träger ausgehende Riß hat sich bis zur Kabelnische ausgebildet und verliert sich gegen den Wandfuß. Die längs des Trägers entstandene Undichtigkeit hat den oberen Wandteil erreicht und erfaßt immer weitere Teile der Isolierung.

dicke auf freier Strecke übrigbleiben, während in der Nähe der Bahnhöfe auf die Anlage von Gefahrennischen Rücksicht zu nehmen ist. Diese sind auf jeden Fall so anzulegen, daß nicht die Stromschiene überschritten werden muß, um bei Gefahr schnell hinein zu gelangen.

Für die Dicke der Decke sind ausschließlich statische Erwägungen maßgebend, doch soll darauf hingewiesen werden, daß es bei der Unterfahrung von Häusern besser

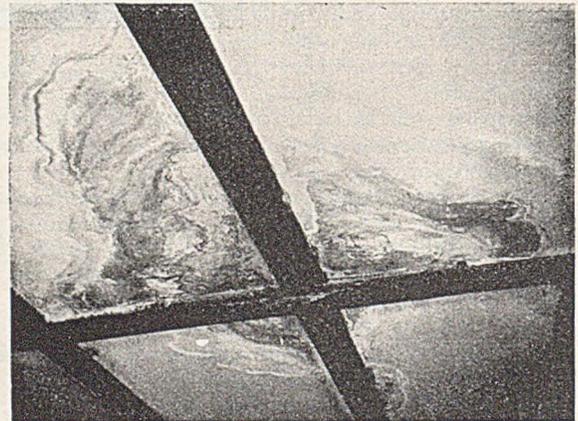


Abb. 4 zeigt die Trägerkonstruktion einer Bahnhofsdecke. Auch hier ist die Undichtigkeit von den Trägern ausgegangen.

ist, statt der bisher üblichen dünnen Tunneldecke, die nur die Last des Schalldämpfungskieses aufnehmen konnte, eine normale Ausführung zu wählen, mit Rücksicht auf einen evtl. späteren Abriss des Gebäudes oder Katastrophenfälle.

Zur Ausführung selber wäre noch zu bemerken, daß bisher für die Decken, besonders der Linie A und B, in großem Umfang gewölbte Kappen zwischen I-Trägern verwendet wurden.

Da die Auflager im Wandbeton nicht durch Bügel und Umschnürung gesichert wurden, haben die starken Profile, meist I 34, oft als Fremdkörper gewirkt und zusam-

men mit dem Schwindvorgang zahlreiche Risse verursacht. Die Risse sind besonders häufig in den Feldern, die von den Unterzügen nicht erfaßt und zusammengehalten werden (Abb. 5). Diese Risse sind sehr alt, was sich aus dem tief abgelagerten Tunnelstaub ergibt, und z.T. bald nach dem Bau entstanden, was genaue Aufzeichnungen von den ersten Tunnelanlagen aus den Jahren 1902 und 1903 beweisen, vgl. auch Gerlach [1]. Statisch sind die Kappenrisse von geringer Bedeutung, da sie entweder im Trägerflansch oder im Scheitel verlaufen, im Gegensatz zu den durch Kriegseinwirkung entstandenen, die an jeder anderen Stelle der Decke liegen und sich im Laufe weniger Jahre durch die Verkehrserschütterungen von fast

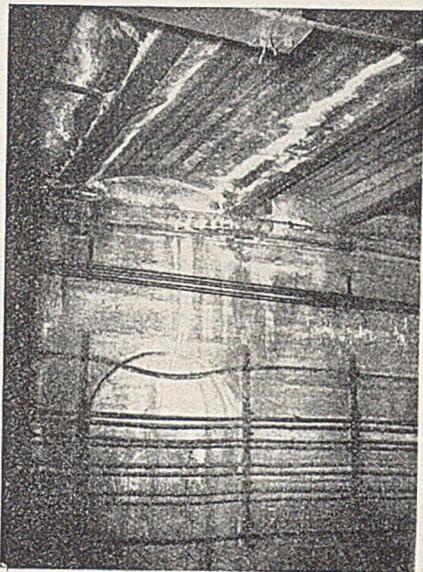


Abb. 5. Der linke der beiden sichtbaren Deckenträger wird vom Kragarm des einen Unterzuges, der rechte von dem des nächsten Joches gehalten. Die vermeintliche Zugstange ist ein Rohr der elektr. Leitung. Es sind Risse längs der beiden Deckenträger und in Kappenmitte entstanden. Der letztere setzt sich in die durch eine Nische geschwächte Wand fort.

unsichtbaren Haarrissen zu Schäden erweitern können, daß eine beschleunigte Wiederherstellung geboten erscheint.

Weniger erfreulich ist die Auswirkung der vorerwähnten normalen Baurisse auf die Tunnelisolierung. Der ursprüngliche Zusammenhang zwischen den Dichtungsschäden und den Rissen der Decke kann ohne Schwierigkeit in zahlreichen Fällen nachgewiesen werden.

Gleiche Erfahrungen, wenn auch z.T. aus anderen Gründen, haben Strohotte [11] und Greger [12] bereits 1930 bewogen, für Isolierungen in diesem Fall besondere Dehnfestigkeit zu fordern. Will man diese Folgen vermeiden, so wird es notwendig sein, neben der angegebenen Ausbildung der Auflager die Decken so weit zu stützen, daß ein möglichst großer Anteil der Deckenstärke über OK-Träger liegt und diesen dann mit Baustahlgewebe zu bewehren, falls nicht neue Konstruktionen in Spannbeton oder ähnliche verwendet werden.

Weiter ist auf ausreichende Anzahl von Dehnungsfugen zu achten. Die Grenzwerte für die Tunneltemperaturen liegen zwischen $+12-15^{\circ}$ und -5° C. Das würde insgesamt 20° Temperaturdifferenz bedeuten und gegenüber einer mittleren Ausführungstemperatur lt. Stahlbetonbestimmungen von $+10^{\circ}$ ein mögliches Absinken von 15° C sein. Hinzu kommt der wesentlich größere Einfluß des Schwindens. In vielen Bahnhofsdecken kann man bei 110—120 m Länge mit Leichtigkeit 10—15 Risse quer zur Längsachse ziemlich gleichmäßig verteilt finden. Daß es sich hierbei zumeist um Schwindrisse handelt, wird durch eine Ausbesserung an der Decke des U-Bhfs. Hermannplatz (unten) Linie C bewiesen, die im Herbst 1950 erfolgte. Hierbei wurden alle wilden Risse und Fugen ausgepreßt und haben sich bisher nach $1\frac{1}{4}$ Jahr nicht wieder gezeigt. Auch hier gingen die Risse

gern von eingebauten Deckenträgern aus. Die wenigen vorhandenen wirklichen Dehnungsfugen waren nie imstande, die auftretenden Bewegungen auszugleichen, im Tunnel sind es meist sowieso keine Dehnungsfugen, sondern einfache nicht ausgebildete Arbeitsfugen. Oft waren sie verkehrt angeordnet.

Es ist weder richtig, einen hohen von einem niedrigen Bauteil zu trennen, da dies verschiedene Setzungen ergibt und eine dichte Isolierung praktisch nicht auszuführen ist, wie z.B. beim U-Bhf. Paradestraße, noch einen Teil des hohen und breiten Tunnels abzutrennen und an den kleineren anzuhängen, da größere Massen, passiver Erddruck usw., jedes Mitgehen verhindern und zwischen beiden Teilen ein Riß entsteht, der gleichzeitig die Isolierung zerstört. Richtig ist das Gegenteil, nämlich die Fuge in die kleineren Teile zu verlegen, bzw. nur gleichartiges von einander zu trennen (Abb. 6). Dabei ist es dann notwendig, diese Fugen konsequent durch alle Konstruktionsteile einschl. Putz und Kachelverkleidung durchzuführen, sonst gibt es nur unschöne Risse bzw. die Kacheln fallen an diesen Stellen ab, wie z. B. im U-Bhf. Märkisches Museum. Wichtig ist jedoch auch hier wieder, eine gute konstruktive Bewehrung des Stahlbetons um die Schwindrisse zu verhindern. Temperaturschäden durch Abbindewärme [13] werden trotz der großen Gesamtmassen des Betons weniger in Frage kommen, da die Dicke der einzelnen Konstruktionsteile zu gering ist und somit keine erheblichen Temperaturdifferenzen zwischen Kern und Außenfläche auftreten werden. Die Fugentfernung ist mit 25—30 m im Durchschnitt ausreichend und ist auch bei anderen U-Bahnen eingehalten worden. Kleingel [14] gibt als niedrigsten Wert beim Straßentunnel in Kerkrade (Holland) 8,50 m an, doch ist dieser an beiden Enden offen und nur 93 m lang. Bei 15° Temperaturschwankung und 30 m Abstand ergibt sich eine Fugenbewegung von 4,5 mm, ein Wert, der konstruktiv mit der in DIN 4031 zugelassenen Fugenbreite von 10 mm in Einklang gebracht werden kann.

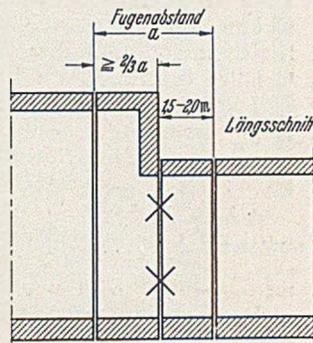


Abb. 6. Längsschnitt. Anordnung der Fugen bei Querschnittsänderungen.

II. Tunneldichtung.

Mit eine der wichtigsten Aufgaben beim Neubau von Tunnelanlagen ist die Ausführung einer einwandfreien Abdichtung des Baukörpers gegen Wasser. Wie schon erwähnt, liegen von den 63 km U-Bahntunnel rd. $\frac{2}{3}$ im Grundwasser, und auch bei den geplanten Erweiterungen des Netzes dürfte sich dieses Verhältnis kaum grundlegend ändern. Dabei hat die Dichtung neben dieser noch eine zweite Aufgabe zu bewältigen, und zwar die elektrische Isolierung der Anlagen gegenüber dem Erdreich durchzuführen.

Die Zuleitung des Fahrstromes von 780 Volt Spannung erfolgt durch die auf Isolatoren besonders gelagerten Stromschienen, die Rückleitung durch die Fahrstienen und Kabel. Um ein Abirren dieser Ströme durch Installationsleitungen usw. zu verhüten, gibt es hauptsächlich 2 Lösungen. Bei der Reichsbahn sind Fahrstienen und Rückleitungskabel isoliert, bei der U-Bahn dagegen der gesamte Tunnelkörper, der so mit allen seinen Metallteilen als „Bahnerde“ dient im Gegensatz zur außenliegenden „Wassererde“. Von außen kommende Rohre aller Art sind durch Isoliermuffen, metallische Konstruktionsteile, durch Isolierplatten (Pertinax) von den Fundamenten getrennt. Die Teilung ist notwendig, da diese Irrströme für Korrosionserscheinungen am benachbarten Leitungsnetz

verantwortlich gemacht werden, die zu Anfang bei manchen Anlagen in größerem Umfang entstanden sein sollen.

Abb. 7 zeigt auf der rechten Hälfte die bisher bei der U-Bahn übliche Ausführung der Isolierung.

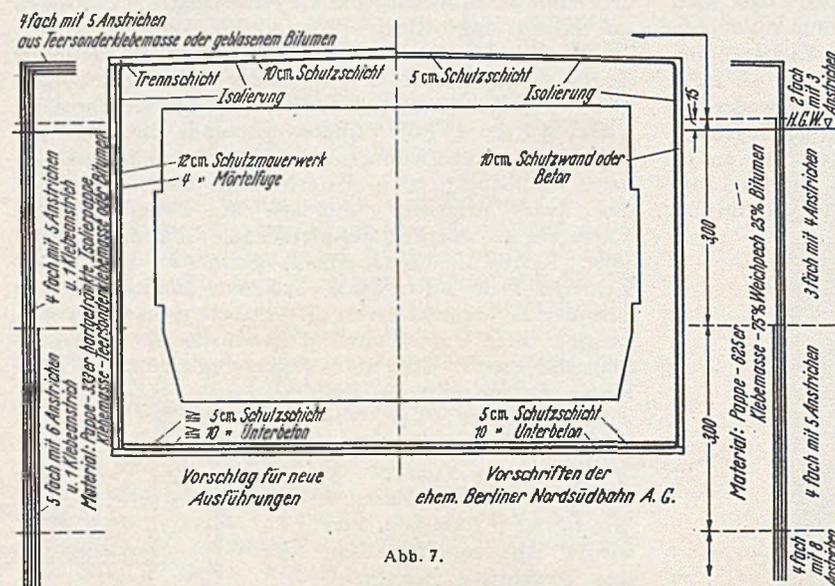


Abb. 7.

Verwendet wurden, soweit Unterlagen vorliegen, die in nachstehender Aufstellung enthaltenen Materialien.

Ausführungsjahr	Strecke	Pappe	Klebmasse
1 1897	Potsdamer Platz	Asphaltfilz Tektolith	Teerklebmasse
2 1898—1902	Nollendorfsplatz—Knie	Teerpappe (833er)	ungar. Tartarosbitumen
3 1898—1902	Nollendorfsplatz—Knie	Teerpappe (833er)	ungar. Tartarosbitumen u. Trinidadasphalt
4 1905—08	Stadtstrecke Linie A	Teerpappe (833er)	50—90 % Teerweichpech 50—10 % Trinidadasphalt
5 1910—13	Linie B	Teerpappe (?)	Teerklebmasse
6 1916	Linie C u. D	Teerpappe (625er)	wie zu 4
7 Ab 1922	Linie C	Teerpappe und Bitumenpappe	Teerweichpech und Mexikobitumen wie zu 4
8 Ab 1931	Linie E	Teerpappe (625er) und Bitumenpappe	Bitumen
9 1945—48	Linie A—E	Bitumenpappe (180er, 333er, 509er)	Bitumen
10 Ab 1949	Linie A—D	Bitumenpappe (333er, 500er)	Bitumen
11 1950	Linie A	Bitumenpappe und Alcula	Bitumen

Diese Aufzählung ist insofern nicht vollzählig, als Varianten der verschiedensten Art vorkamen, auch die Streckenangaben sind nur allgemein, da eine genaue Unterlage fehlt. Die unter Punkt 11 angegebene gemischte Ausführung ist in einem Sonderfall bei einer größeren Instandsetzung angewandt worden.

Wie hat sich nun diese Dichtung bisher verhalten, und was wird in Zukunft die Entwicklung bringen?

Dazu eine Aufstellung über die in den Jahren 1931 bis 1940 neu gemeldeten Dichtungsschäden.

Linie	Tunnel Länge km	Schäden neu gemeldet im Jahr											unbek.	Σ
		1931	32	33	34	35	36	37	38	39	40			
A	21,8	—	—	2	9	11	1	10	12	2	7	24	78	68
B	6,5	1	—	—	2	—	—	1	—	—	2	—	6	27
C	16,9	—	1	—	1	7	4	12	11	2	2	15	55	88
D	10,2	6	3	1	1	8	3	4	6	1	6	5	44	52
E	7,9	—	—	—	—	2	—	1	—	1	1	—	5	42
		7	4	3	11	30	8	27	30	6	18	44	188	277

Von 1941—45 liegen keine Unterlagen vor, da infolge kriegsbedingter Umstände eine Kontrolle nicht möglich war.

Im Februar 1946 fand die erste umfassende Begehung aller Tunnelstrecken statt, hierbei wurden insgesamt 277 undichte Stellen neu gezählt, ohne die direkt aus Bombentreffern herstammenden.

Das ergibt eine Zunahme von rd. 46 im Jahr. Diese Zahl liegt um fast 100 % über dem Durchschnitt der Jahre 1934—40. Inzwischen ist die Gesamtzahl bis 1951 weiter erheblich gestiegen, anscheinend kommen die Kriegsschäden erst jetzt voll zur Auswirkung. Deshalb soll hier an dieser Stelle auch kein Urteil darüber gefällt werden, wie sich die Dichtungen gegen die verschiedenen Wirkungen und Beanspruchungen durch Erschütterungen, Brände usw. verhalten haben, es werden vielmehr auf Grund der bisherigen Erfahrungen Vorschläge für die zukünftige Ausbildung gemacht.

Wie Schäfer [15] besonders betont, liegt der größte Teil der Dichtungsschäden in der Tunneldecke. Dieselbe Erscheinung ist auch 1946 zu verzeichnen. Liegen 1940 von insgesamt 188 Schäden 183 in der Decke und nur 3 in der Wand und 1 in der Sohle, so überwiegen 1946 auch noch bei weitem die Decken über die Wandschäden. Daß der Anteil der letzteren inzwischen etwas gestiegen ist, rührt zum Teil daher, daß sich viele der Undichtigkeiten in der Deckenisolierung über die obere Tunneldecke auf die Wanddichtung ausbreitet haben.

Sowohl AIB. wie DIN 4031 schreiben 500er oder 625er Wollfilzpappe vor. Inzwischen geht die allgemeine Neigung dahin, den hartgetränkten dünneren Pappen den Vorzug zu geben, eine Anschauung, die auch von Lufsky [16] vertreten wird. Es ist dies eine Bauart, wie sie in den USA. nicht nur bei Isolierungen, sondern auch bei Pappdächern seit langem angewandt wird und auch in den dortigen Vorschriften [17] enthalten ist.

Bei einem neuen Autotunnel in New York [18], der in 900 m Länge ähnlich der Berliner U-Bahnbauweise ausgeführt wurde, besteht die Isolierung der

- Sohle aus 1 Lage Pappe
- 2 Lagen Ziegelsteinen in Asphaltmastix
- Seite aus 5 Lagen Isolierung
- Decke aus 5 Lagen Isolierung.

Die Versuche von Schäfer [19] haben einwandfrei ergeben, daß viellagigen dünnen, hartgetränkten Pappen gegenüber dickeren Pappen geringerer Lagenzahl der Vorzug zu geben ist.

1946 waren wir gezwungen, wegen Materialmangels ganz dünne Isolierpappe zu verwenden, die — soweit bekannt geworden ist — aus einem Rohmaterial hergestellt wurde, das als Unterlagspapier bei der Autobahn diente und ein Gewicht von nur 180 g/m² hatte. Nachteile sind bisher nicht aufgetreten.

Es soll nun auf die vorerwähnte Tatsache eingegangen werden, daß der überwiegende Teil aller Dichtungsschäden in der Deckenisolierung liegt. Das hat mehrere Gründe:

1. Bei allen Ausbesserungsarbeiten hat sich immer wieder gezeigt, daß die Undichtigkeit mit größter Wahrscheinlichkeit dort liegt, wo sich im Schutzbeton darüber derselbe Riß festzustellen und ebenfalls in der Dichtung. Dabei ergibt sich, daß in den allermeisten

Fällen die obere Dichtungslage am Schutz- und die untere am Deckenbeton so fest angeklebt sind, daß es oft Mühe macht, die Anschlüsse frei zu stemmen, d. h. die Isolierung hatte keine Möglichkeit zu eigener freier Bewegung, da eine nicht anhaftende Zwischenlage fehlt, wie sie nur bei einer drei- oder mehrlagigen Isolierung vorhanden ist.

Wenn Schäfer [19] in seinen Versuchen angibt, daß der Bruch bei den Proben alle Lagen gleichmäßig erfaßte, so mag das daran liegen, daß mit einer Geschwindigkeit von 1,5 mm in der Minute gearbeitet wurde, während diese in der Natur viel geringer ist.

Bei den gegen unmittelbare Temperaturschwankungen geschützten Konstruktionen dürfte eine Temperaturänderung selten mehr als $\frac{1}{2}^\circ$ je Stunde betragen, das würde bei einer reichlich angenommenen Länge von 30 m zwischen 2 Rissen bzw. Fugen je Stunde eine Verschiebung von $e = 0,00001 \cdot 30\,000 \cdot 1/2 = 0,15$ mm, also 1/600 obigen Wertes ergeben.

Es wäre sonst anders nicht zu erklären, daß in diesen Fällen die Undichtigkeit fast immer zuerst die Decke erfaßt, trotzdem der Riß sich auch in die durch eine dreilagige Isolierung geschützte Wand fortsetzt, und erst der allmählich vordringende Fäulnisvorgang auch hier die Dichtung zerstört.

Die Versuche, ein Anhaften an der Konstruktion zu vermeiden durch trockenem Verlegen der ersten Lage auf der Decke, haben zu schweren Schäden geführt, da bei einer Undichtigkeit sofort von unten her ganze Flächen anfangen zu faulen.

2. Es ist auffällig, daß die Schäden dort am häufigsten auftreten, wo sich über der Deckenschutzschicht nur eine geringe Aufschüttung befindet und keine feste Straßendecke aus Unterbeton mit Asphaltbelag. Bei gleich geringer Überdeckung durch eine solche Decke im selben Streckenabschnitt, der also voraussichtlich unter den gleichen Bedingungen ausgeführt sein dürfte, sind bei weitem nicht soviel Schäden zu verzeichnen. Diese schlechten Stellen liegen besonders in der A-Linie, z. B. auf der Strecke Wittenbergplatz bis Zoo, wo sich über dem Tunnel der unbefestigte Bahnkörper der Straßenbahn befindet und bereits 1933 umfangreiche Instandsetzungsarbeiten an der Dichtung vorgenommen werden mußten.

Es ist dies offensichtlich auf die Temperaturempfindlichkeit der damals verwendeten Teerlebensmasse zurückzuführen, deren Brechpunkt über 0° liegt. Wie bei der Besprechung der Dichtungsarbeiten des U-Bhfs. Rüdeshheimer Platz [20] erwähnt, liegen die Ursachen in der Verschiedenartigkeit des Gefriervorganges bei der Tunnelkonstruktion und der darüberliegenden Schichten oberhalb der Isolierung bis zur Straßendecke, wodurch gegenseitige, für die zweilagige Isolierung gefährliche Bewegungen ausgelöst werden.

Aus diesem Grunde ist die Forderung nach einer Erdüberdeckung von 1,25 m durchaus berechtigt. Diese genügt jedoch nicht allein. Bei neueren Isolierungen unter gleichen Verhältnissen sollte man deshalb unbedingt eine Klebmasse verwenden, deren Brechpunkt unter -5° , besser bei -10° liegt. Es kämen also ein Bitumen B 45 oder ein geblasenes Bitumen 50/60 in Frage. Von den Steinkohlenteerweichpechen erfüllt nur Sonderpech 48 diese Bedingungen. Schäden durch Abbindewärme, wie sie Klippel [21] befürchtet, dürften aus den vorerwähnten Gründen kaum in Frage kommen.

Man kann aus den gleichen Gründen eine Tunnelisolierung nicht mit derjenigen eines Hauskellers vergleichen, in dem die beinahe ausschl. über 0° C liegende Temperatur nur geringen Schwankungen unterworfen ist.

Daß nicht nur große Kälte schädlich, sondern auch das Gegenteil der Fall ist, war bei einer Ausbesserung im Herbst 1950 an der Deckenisolierung des U-Bhfs. Rejnickerdorfer Straße zu sehen. Der Bau dieses Abschnittes hatte anscheinend im Sommer stattgefunden und die Schutz-

schicht hatte wohl längere Zeit in der prallen Sonne gelegen, ehe sie mit Füllboden bedeckt worden war. Die dort verwendete Teerlebensmasse war unter dieser Einwirkung bis zu 3 cm in den Schutzbeton eingedrungen und die Isolierung vollständig trocken und verrottet.

Das unterschiedliche Verhalten von Wand- und Deckenisolierung möge noch in einigen Punkten erläutert werden. Im allgemeinen wird auf die Gefahr des Schwindens [22] und damit verbundener geringer Einpressung hingewiesen. Nun gibt Lufsky [23] an, daß ein Maß von 2 mm noch als ungefährlich angesehen werden kann.

Bei einer normalen Tunnelbreite von 8,33 m für Großprofil und einem Schwindmaß von 0,5 mm/m für Beton 1:7 ergäbe das einen Gesamtwert von 4,2 mm, also ein wesentlich größeres Maß, während sich nach den Beton-



Abb. 8. Es ist deutlich zu sehen, wie die Isolierung, in diesem Fall weniger durch Schwinden als durch Wandern der Schutzschicht, vollständig von der Wand abgedrückt wurde

bestimmungen bei einem Temperaturabfall von 15° nur ein Wert von $0,15 \times 8,33 = 1,25$ mm errechnen würde. Da diese Bestimmung jedoch von ganz anderen Gesichtspunkten aus erlassen wurde, wird sie wohl kaum hier Verwendung finden können. Da außerdem der aktive Erddruck bei normalen Bodenverhältnissen, ermittelt aus:

$$e_h = 1,0 = 0,291 \cdot \gamma \cdot h = 0,291 \cdot 1,8 \cdot h = 0,525 h$$

erst bei einer Tiefe von 1,9 m unter Gelände den erforderlichen Einpressungsdruck von $0,1 \text{ kg/cm}^2$ ergibt, ist nach wie vor die Frage offen, weshalb die obere ebenfalls meist nur aus 2 Lagen bestehende Wandisolierung weniger stark angegriffen wird als die Deckendichtung, noch dazu, wo bei Ausbesserungen immer wieder festgestellt wird, daß an den oberen Ecken die Dichtung auf längeren Strecken nicht fest anliegt infolge des Schwindvorganges oder durch Pressungen aus den Bewegungen der Deckenschutzschicht (Abb. 8). Weiter unten bewirkt der aktive Erddruck eine elastische Verformung der meist 12 cm starken Wandschutzschicht, so daß hier die Einpressung erhalten bleibt. Es ist also wichtig, daß oben an der Ecke, wo Wand- und Deckenschutzschicht zusammenkommen, die freie Beweglichkeit der Wand durch eine zwischengelegte doppelte Papplage erhalten bleibt (Abb. 9).

Der praktische Grund ist jedoch ein anderer. Es gibt wahrscheinlich keinen Teil der Tunnelisolierung, der weniger mit der Feuchtigkeit in Berührung kommt als der über dem Grundwasser gelegene Wandteil, besonders

dann, wenn der Hinterfüllungsboden aus durchlässigem Material besteht. Während auf der Decke besonders bei sandigem Boden und breiten Tunneldecken das Regenwasser wochenlang stehen bleibt, so daß hier praktisch beinahe die gleichen Verhältnisse bestehen wie bei niedrigem Grundwasserdruck, sickert die Feuchtigkeit an der Wandisolierung ziemlich rasch vorbei und hat viel weniger Gelegenheit, sich die undichten Stellen auszusuchen wie oben; daß lotrechte Wandflächen aus Beton und Mauerwerk wenig Neigung haben, durchzufechten, besonders bei der hier vorhandenen Stärke von 50—70 cm, ist ja die

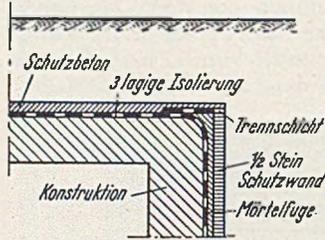


Abb. 9. Eine seit 1945 verschiedentlich angewandte Konstruktion an den oberen Wanddecken.

Ursache, warum normalerweise jeder solide gebaute Hauskeller trocken ist, denn diese sind allenfalls mit einem Außenanstrich versehen und nur bei Grundwasser mit einer Dichtung. Die Selbstdichtung des Betons durch Bildung von schlammförmigem Kalzium- und Magnesiumkarbonat kann außerdem innerhalb eines Monats ein Nachlassen des Wasserdurchtritts auf fast 1/30 des ersten Tages [24 u. 25] bewirken. Alte, trockene Flecken in den Wänden bestätigen die Angabe, daß hier eine Selbstdichtung stattgefunden hat, wenn sie auch oft nur zeitweilig vorhanden ist und davon abhängt, daß der Wasserdruck nicht zu groß ist.

Es gibt Stellen, die 2—3 Jahre und noch länger trocken sind (Abb.10), um dann plötzlich beim Zusammenkommen ungünstiger Umstände wieder feucht zu werden.

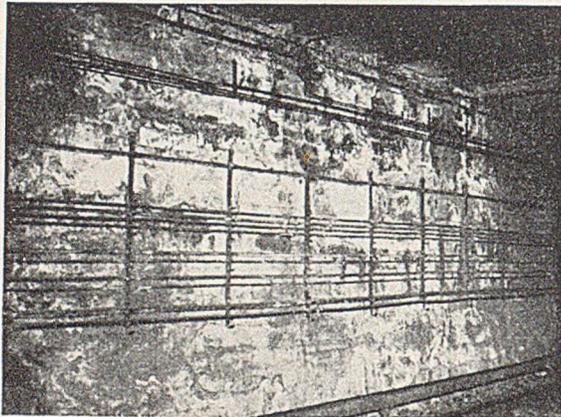


Abb. 10. Durch Selbstdichtung und Aufbringen einer festen, zusammenhängenden Straßendecke hat der Wasserdurchtritt so weit nachgelassen, daß die Wandflecken austrockneten und nur selten noch nasse Stellen aufweisen.

Dies ist besonders im Frühjahr der Fall, da das Schneewasser ein viel größeres Eindringungsvermögen hat.

Wenn also in Zukunft durchweg zur mindestens drei-, besser vierlagigen Isolierung der oberen Wandteile und der Decke und zur fünf- bis sechslagigen der tiefer gelegenen Tunnelteile übergegangen wird, entsprechend Abb.7, und dazu eine sorgfältige Ausbildung der oberen Wanddecken stattfindet mit Trennung der Schutzschichten, so dürfte diese Lösung vollständig ausreichend sein.

Bei dem jetzt seitens der BVG. Ost fertiggestellten Verbindungstunnel zwischen Klein- und Großprofil in der Nähe des U-Bhfs. Klosterstraße ist bei einem Grundwasserstand bis nahe Oberkante Decke für Sohle und unteren Teil der Wände eine sechs- dann fünf- bis vierlagige Isolierung und weiter oben und auf der Decke eine von 4 Lagen verwendet worden.

Weit schwieriger sind die Verhältnisse bei den Hausunterfahrungen, wo Wandfundamente der Häuser und Tunnelwände in geringer Entfernung nebeneinander her-

laufen. Diese beträgt oft weniger als 30 cm, erreicht also einen Wert, bei dem infolge der Silowirkung der notwendige Einpressungsdruck erst in größerer Tiefe erreicht wird.

Es sei $\gamma = 1,8 \text{ t/m}^3$ für erdfeuchten Sand und Kies $\epsilon = \delta = 30^\circ$ und $t_g \varphi = 0,36$ 40 bei $\varphi = 2/3$ $\epsilon = 20^\circ$, ein Wandreibungswert, der zwischen Boden und Schutzschicht immer erreicht wird, wobei nur die Horizontalkräfte infolge der reibungslosen Isolierung auf die Tunnelwand einwirken, während die Vertikalkräfte direkt von der Schutzschicht aufgenommen werden.

$$\max P = \frac{\gamma \cdot F}{t_g \varphi \cdot U}$$

und für $F = b \cdot d$ und $d \rightarrow \infty$,

$$\max P = \frac{\gamma \cdot b}{2 \cdot t_g \varphi} = 2,47 \cdot b.$$

Hieraus ergibt sich für $\max P = 1,0 \text{ t/m}^2$ als erforderlicher Einpressungsdruck $\min b = 0,41 \text{ m}$ und die Kurve (Abb. 11), aus der der jeweils notwendige theoretische Wandabstand ersichtlich und als Abhängige von der Tiefe Z aufgetragen ist. Bei $Z = 2,07$ erreicht b 1,1 m, oberhalb dieser Grenze hört die Silowirkung auf. Da dieser Wert infolge der meist beengten Verhältnisse selten eingehalten werden kann, sollte jedoch versucht werden, wenigstens das für eine Tiefe von 2,5 m notwendige Maß von 0,6 zu erreichen.

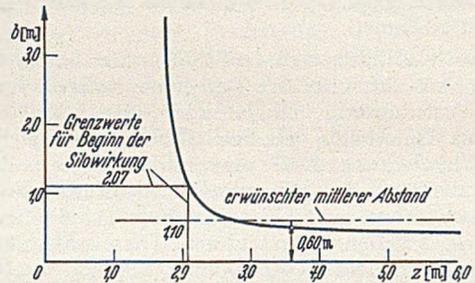


Abb. 11. Mindestabstand b von Parallelwänden bei Hausunterfahrungen zur Erzielung eines Einpressungsdruckes von $0,1 \text{ kg/cm}^2$ in Abhängigkeit von der Tiefe Z unter Gelände.

Erschwerend kommt außer der durch Grundwasser bedingten Änderung der Erddruckwerte hinzu, daß durch die bei Unterfahrungen von Häusern meist dicht darüberliegende Kellersohle der Druck der sonst darüberliegenden Erdschichten entfällt. Wenn also die Dichtung an diesen Stellen bisher besser als anzunehmen war, gehalten hat, so ist das vor allem darauf zurückzuführen, daß durch die Rüttelwirkung des Verkehrs eine erhebliche Verdichtung des zwischen beiden Wänden liegenden Kieses und damit eine erhöhte Einpressung stattgefunden hat. Eine ähnliche Erscheinung konnte bei der Wiederinstandsetzung des Schallschutzes der Rampe Kurfürstenstraße—Dennewitzbrücke beobachtet werden, wo sich der in dem schmalen Schlitz von 30 cm befindliche Schalldämpfungskies bei einer Gesamthöhe von rd. 4,50 m um fast 10 % der Höhe inzwischen eingerüttelt hatte.

In allen schwierigen Fällen, wo die notwendige Einpressung nicht erreicht werden kann, sollte man in Zukunft zur Metallfolie übergehen, wie es jetzt bei der Wiederherstellung eines Deckenabschnittes im Anschluß an die Brücke über die S-Bahn im Zuge des Kaiserdamms geschehen ist. Da bei den Anschlüssen an die Brücke nur 15 cm Überdeckung, bestehend aus Schuttbeton und Kleinpflaster, vorhanden sind, wurde eine kombinierte Isolierung aus 2 Lagen 333er Bitumenpappe und einer zwischenliegenden Lage Alcuta verwendet. Diese Dichtung hat auch den Vorteil, daß sie bei geeigneter Ausbildung Setzungen bis 45 mm verträgt, wie Versuche von L o o s [26] ergeben haben.

Einige Worte noch zur Schutzschicht. Für den Unterbeton der Sohle ist im allgemeinen eine Stärke von 10 cm

ausreichend, wenn man sorgfältig darauf achtet, daß keine nachgiebigen Stellen im Untergrund bleiben, so daß evtl. durch die Auflast der frisch aufbetonierten Sohle Senkungen und damit Zerrungen in der Isolierung auftreten können. Für die Wandschutzschicht ist die halbbestein starke Ziegelwand mit genügend dicker Mörtelfuge ausreichend. Eine schwächere Wand ist nicht standfest genug und gibt bis zur erfolgten Hinterfüllung Ausbeulungen, die sich nur durch Abriß wieder beseitigen lassen, wenn sie überhaupt bemerkt werden, wohingegen eine stärkere Wand als angegeben dem aktiven Erddruck zuviel Widerstand entgegengesetzt und deshalb unzweckmäßig ist.

Die Deckenschutzschicht wird am besten aus Beton hergestellt, wenn möglich mit Bewehrung, wobei oft Möglichkeiten vorhanden sind, Abfalleisen zu verwenden [20]. Vor allem müssen alle geeigneten Flächen sorgfältig konstruktiv durchdacht werden und sollten auf keinen Fall ohne Bewehrung ausgeführt werden, die so stark sein muß, daß sie die durch den aufgelagerten Füllboden entstehenden Zugkräfte aufnehmen kann.

III. Zusammenfassung.

In diesem Jahre sind die ersten Teilstrecken der Berliner Hoch- und Untergrundbahn 50 Jahre in Betrieb und haben im allgemeinen die in sie gesetzten Erwartungen erfüllt, so daß anzunehmen ist, daß die mangels bisheriger Erfahrungen an derartigen Anlagen zu 90 Jahren angenommene Lebensdauer, entsprechend der Dauer der 1. Konzession, erreicht und überschritten wird. Es handelt sich also hier um Bauten, bei denen sich einmal gemachte Fehler nicht in absehbarer Zeit von selber korrigieren, weil sie etwa nach wenigen Jahren beim Abbruch mit verschwinden, Bauten, die zum größten Teil unter Straßen liegen, auf denen der Verkehr von Jahr zu Jahr wächst, eine Ausbesserung also immer mehr Schwierigkeiten mit

sich bringt. Wenn man ferner bedenkt, welche Unkosten gerade Ausbesserungen an Tiefbauten hervorrufen und wie wenig diese voraus richtig abzuschätzen sind (der Zementbedarf für die Wiederinstandsetzung wurde 1945 auf 1662 t geschätzt, inzwischen sind über 5000 t verarbeitet worden), so kann man behaupten, daß das Beste gerade gut genug ist, vor allem für die Bauteile, die nach Fertigstellung praktisch nicht mehr erreichbar sind. Es hat sich auch hier wieder gezeigt, daß das Beste auf die Dauer das Billigste ist, Provisorien und halbe Maßnahmen sind es jedenfalls nicht.

Literatur.

1. Fr. Gerlach: Zbl. d. Bauverw. (1910) S. 625.
2. G. Hantke: Straßen- u. Tiefbau (1948) Heft 12.
3. Berger: Bautechnik (1950) S. 169.
4. Seidel: Bauingenieur 6 (1925) u. 19 (1928) S. 189.
5. Schröter: Bauingenieur 7 (1925) S. 951.
6. W. Lydtin: Bauingenieur 4 (1923) S. 377.
7. Braeutigam: Vedag-Jahrbuch 1937, S. 26.
8. Bunnies: Bauingenieur 11 (1940), S. 172.
9. Schultze: Grundwasser-Abdichtung, S. 46. Berlin 1931.
10. Nolte: Bauingenieur 10 (1929), S. 319.
11. Strothotte: Bautechnik 8 (1930), S. 82.
12. Gröger: Bautechnik 8 (1930), S. 159.
13. B. Hampe: Temperaturschäden im Beton. Ausschuß für Massonbeton, Heft 1. Berlin 1944.
14. Kleinlogel: Bewegungsfugen im Beton und Eisenbeton. Berlin 1944.
15. Schäfer: Die bituminöse Grundwasserabdichtung bei den Berliner Städtischen Untergrundbahnen. Mitt. Dachpappenindustrie 1941.
16. Lufsky: Bituminöse Bauwerksabdichtungen, Leipzig 1951.
17. Deubner: Bautechnik 17 (1939).
18. Buddenberg: Bautechnik 28 (1951).
19. Schäfer: Versuche über das Verhalten von bituminösen Dichtungen gegen Wasserdruck. Mitt. Dachpappenindustrie 1942.
20. G. Hantke: Bitumen (1951) S. 172.
21. Klippel: Bautechnik 18 (1940), S. 110.
22. Schäfer: Das Schwinden des Betons und sein Einfluß auf die bituminöse Grundwasserabdichtung. Mitt. Dachpappenindustr. 1938.
23. Lufsky: Planen und Bauen (1950), S. 363. Bd. 4 Nr. 11.
24. Gebauer: Bauingenieur 31 (1922), S. 374.
25. Zschokke: Bauingenieur 41 (1923), S. 377.
26. Loos: Bauingenieur 24 (1949), S. 213.

Kraftwirkungen an Stahldalben.

Eine grundsätzliche Systematik im Blickwinkel des In- und Auslandes.

Von Oberbaurat Dr.-Ing. K. Förster, Hamburg.

(Fortsetzung aus Heft 9 und Schluß.)

1. Ein Pfeiler ist absolut starr; er ruht auf Flachgründung bzw. auf Druckluftsenkkasten, Schwimmkasten, Brunnen oder Pfahlrost. Die Berechnung auf waagrechte Kräfte erfolgt nach Art einer Stützmauer. Zur elastischen Stoßaufnahme ist er absolut ungeeignet — ähnlich wie eine massive Kaimauer — und braucht daher, wie diese, Stoßdämpfer, Fender, Streichpfähle o. ä. wenn er Schiffsberührungen ausgesetzt ist.

2. Der Kasten, als Stahlbeton-Hohlkörper nach Art von Brunnen abgesenkt oder als Spundwandkasten fachweise gerammt, ist gleichfalls ein an sich starres System und benötigt im allgemeinen eine stoßdämpfende Ausrüstung. Man ist aber in der Lage, bei schlanker Ausführung des Kastens doch mit einer gewissen Durchbiegung zu rechnen. Außerdem hat man bemerkenswerterweise in Belgien und Holland erstmalig versucht, die Einspannung im Boden so zu begrenzen, daß bei einem Schiffsstoß die Materialbeanspruchungen in der Wandung stets unterhalb der Streckgrenze bleiben (Abb. 6, aus [2] entnommen S. 529). Die Rammtiefe ist in diesem Falle so zu bemessen, daß der Dalben sich im Boden schieft, bevor merkliche Verbiegungen eintreten. Die widerstehenden Erdkeile werden also herausgedrückt, während die Stahlspannungen mit 1,5facher Sicherheit unterhalb der Streckgrenze verbleiben ([3] S. 426). Diese nach Art eines „Deformationsgliedes“ wirkende Anordnung ist allerdings an die Voraussetzung eines gleichmäßig körnigen Sandbodens gebunden. Denn man muß in diesem

Falle mit Hilfe von Spüllanzen den Boden auflockern und den Dalben mittels Schlepper- oder Windenkraft wieder aufrichten können (vgl. [6] und ein ähnliches Beispiel in Hamburg, wo man im Reierstieg ebenfalls einen Stahldalben mit Spüler- und Schlepperhilfe aufgerichtet hat).



Abb. 6. Kastendalben in Zeebrugge, die sich bei Überlastung schiefl stellen.

3. Die Bockanordnung ist bisher wegen ihrer Wirtschaftlichkeit für ruhende Kräfte sehr beliebt gewesen; außerdem kam sie der Verwendung von Holzpfählen besonders entgegen. Denn die verzimmerten und durch Bolzen zusammengehaltenen Verbände wurden mit zunehmendem Alter immer weicher und ergaben schließlich eine „halbstarre“ Konstruktion, deren Sprichwörtlichkeit

die Hamburger Holzdalben lange Zeit zum Vorbild auch für den Stahldalbenbau gemacht hat. Bezeichnenderweise erwähnen aber van Rijsselbergh e und Descans den Hamburger Holzdalben in entgegengesetztem Sinne ([3] S.428). Von ihnen wird die Durchbiegung dieses Systems unter der zulässigen Last und damit bei Schiffsberührung als zu gering erachtet. Als typische Bockdalben seien sie der Biegsamkeit eines modernen Stahldalbens durchaus unterlegen. Ihr praktischer Vorteil beruhe also weniger in dem gewählten System, sondern offensichtlich in der Verwendung von Holz, das für die Schiffswand eben das angenehmste sei [7].

Die Holländer verwenden die hölzernen Bockdalben ausschließlich als „Pollerdalben“ und stellen die aus tropischen Kanthölzern hergestellten Pfähle außen in eine Neigung 3 : 1, womit sich jede Schiffsberührung für sie verbietet (Abb.7). In Abwandlung der in Rotterdam traditionellen Pfahlstellung haben dort Werften einseitig benutzbare Anlegedalben sowohl in Holz wie in Stahlkastenprofilen bockartig ausgebildet. Die Anfahrseite benötigte hier keine Schrägpfähle, da auch die lotrechten Pfähle in der Mitte als Zugpfähle dienen können. Um allzu große Starrheit zu vermeiden und dem System dennoch ein ausreichendes Arbeitsvermögen zu verleihen, hat man die Schrägpfähle verschieblich durch eine Art Gleit-



Abb. 7. Hölzerner Pollerdalben in Rotterdam (für Schiffsberührung nicht geeignet).

ausgenutzt erscheint. Er dient im übrigen hauptsächlich als Fenderdalben vor Anlegestellen.

4. Diese Zwischenlösung eines elastischen Bockdalbens leitet über zur Rahmenanordnung, für die nun zum Unterschied von den bisher betrachteten Systemen die Biegekräfte in den Pfählen zur Aufnahme dynamischer Kräfte die wesentliche Rolle spielen. Daneben treten in den Rahmenstielen Zug- und Druckkräfte auf; man bevorzugt also wie bei einem Bock, möglichst eine gespreizte Pfahlstellung.

Bedeutungsvoll für den Rahmen ist das Verhältnis der Trägheitsmomente in den Stielen und im Riegel zueinander: Bei völlig steifem Riegel ist die volle Rahmenwirkung erzielt, d. h. doppelte Kraftaufnahme bei halber Durchbiegung gegenüber einem Bündel gleicher Pfahlabmessungen. Weiche Riegel lassen einen stetigen Übergang bis zum reinen Bündeldalben zu, der sich als Rahmen mit einem Riegel vom Trägheitsmoment 0 ansehen läßt und der keine Biegemomente übertragen, sondern die Pfähle nur schub- und biegefrei gegeneinander abstützen kann. Gerade die Möglichkeit einer derart modifizierten Wirkung ist für den Dalbenbau bemerkenswert, erlaubt sie doch, die Vorteile einer Rahmenkonstruktion zu verwerten, ohne daß deren Nachteile allzu stark zur Wirkung kommen. Das Ausführungsbeispiel eines Verfüdalbens für einen Dauerliegeplatz in starrer Rahmenwirkung zeigt Abb.9 a, ein Beispiel mit nachgiebigen Rahmenecken zeigt Abb.9 b.

Als eigenartige Sonderlösung — zwischen Pfeiler und Rahmen stehend — sei der sog. Betonkopfdalben genannt

[6]. Man hat hier elastische Holzpfähle am Kopf einbetoniert und sie damit oben und unten eingespannt. Die erzielte weiche Rahmenwirkung ist als positiv, die daneben erzeugte schwere Masse des Kopfes allerdings als der guten Dalbenwirkung abträglich festzustellen. Das System ist wiederholt praktisch ausgeführt worden; insbesondere dann, wenn man alte Holzdalben unter Wasser

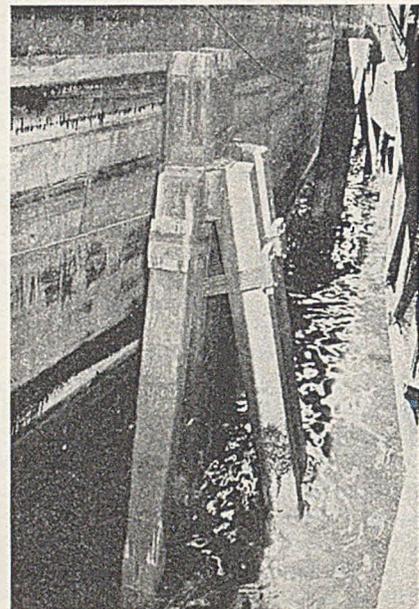


Abb. 8 a). Stahldalben in Bockanordnung (Rotterdam) für Anlegezwecke mit nachgiebigem Verband.

abgesägt hat und als Pfahlgründung für den Pfeilerdalben weiter benutzt, so z. B. 1923/24 an den St.-Pauli-Landungsbrücken in Hamburg und 1948 in Blankenese.

5. Das bekannte, für Stahldalben im Vordergrund stehende Bündel ist statisch gesehen nur eine Summierung einzelner in den Boden eingespannter Kragträger in beliebiger Anzahl. Man hat sie zu gemeinsamer Wirkung durch „Verbände“ zusammengeschlossen, wobei u. a. die einwandfreie, mehr oder minder gleichmäßige Über-

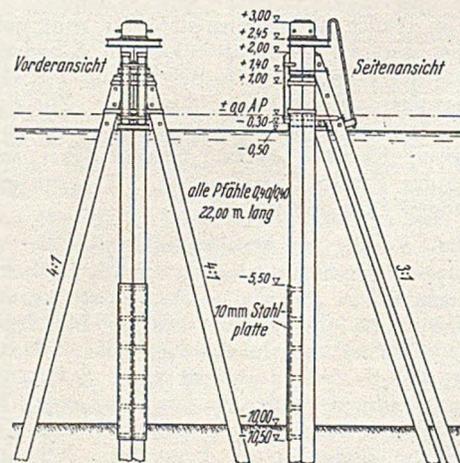


Abb. 8 b) Hölzerne Bockdalben in Amsterdam mit nachgiebigem Verband.

tragung der großen Kräfte auf alle Pfähle das Haupterfordernis war. Doch sind mancherlei Varianten im Hinblick auf die Lagerung der zum Teil auch verschieden dimensionierten Pfähle im Verband angeregt worden, um die an sich guten dynamischen Eigenschaften des Bündeldalbens noch weiter zu verbessern.

Aus der Verwendung der Walzprofile ist es erklärlich, daß die Pfähle in der Regel gleichbleibenden Querschnitt

und damit ein konstantes Trägheitsmoment besitzen. Erst in letzter Zeit ist man bestrebt, für hochwertige Dalben eine bessere Anpassung an den Momentenverlauf zu erzielen. Dies geschieht durch Aufschweißen von Gurtplatten auf Kasten- oder Trägerprofile oder durch Verwendung miteinander verschweißter abgestufter Quer-

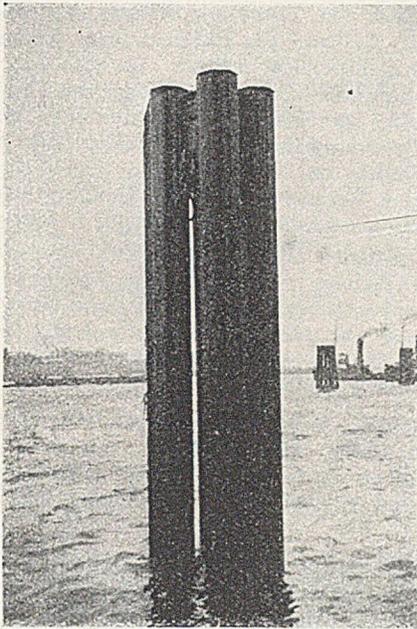


Abb. 9 a). Vertäudalben als Rahmensystem mit starren Ecken.

schnitte bzw. abschnittsweise unterschiedlicher Stahlgüten bei Rohrpfählen. Die Leistung des einzelnen Pfahles und die Wirtschaftlichkeit des Dalbens im ganzen läßt sich damit erheblich steigern.

6. Die anzustrebende, möglichst weitgehende Anpassung der Querschnitte an den Momentenverlauf läßt den sogenannten „Träger gleicher Festigkeit“ als das theoretisch erreichbare Optimum erscheinen. Mit seiner günstigen Materialausnutzung und großen Durchbiegung ([8]

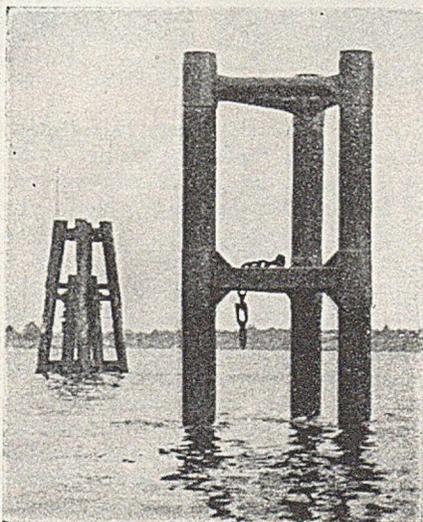


Abb. 9 b) mit nachgiebigen Rahmenecken.

S. 673) stellt er ein Ziel dar, das praktisch natürlich nicht einfach zu erreichen ist, weil es fertigungstechnisch Grenzen finden dürfte, die nicht überschritten werden können, sofern man wirtschaftlich bleiben will. Es liegt daher nahe, den Gedanken größerer Durchbiegung bei weitgehender Gleichmäßigkeit der Einzelquerschnitte, wie es z. B. im Prinzip der Blattfeder verwirklicht ist, auch für

den Dalbenbau nutzbar zu machen. Bei den sog. „federnen Wänden“ an Fährnischen hat man das praktisch in der Anordnung mehrerer Pfahlreihen, die der Höhe nach abgestuft sind, bereits verwirklicht. Die vor etwa 40 Jahren entworfene Ausführung in Holz, die frisch als verdübelter Kragträger, nach dem Weichwerden der Verbindungen aber mehr als Blattfeder wirkte, hat man neuerdings in Stahl an der gleichen Stelle nachzuahmen versucht, indem man die beiden tragenden Pfosten der Bohlenwand aus abgestuften Kastenspundwandträgern herstellte (Abb. 10).

Über die Anwendung der Blattfederwirkung im allgemeinen Dalbenbau ist noch nichts bekannt geworden, obwohl es sehr nahe liegt, für einseitige Stoßrichtung lamellenartige Gebilde auszuführen, was sich vermutlich auch wirtschaftlich vertreten läßt (Abb. 11). Für einen Allround-Seeschiffdalben macht das Blattfederprinzip größere Schwierigkeiten. Hier könnte man dem Gedanken nachgehen, der etwa wie ein Schachtelhalbm ineinander gesteckte Rohr- oder Hohlkastenpfähle verwendet, mit deren Hilfe die typische Lamellenwirkung in allen Richtungen

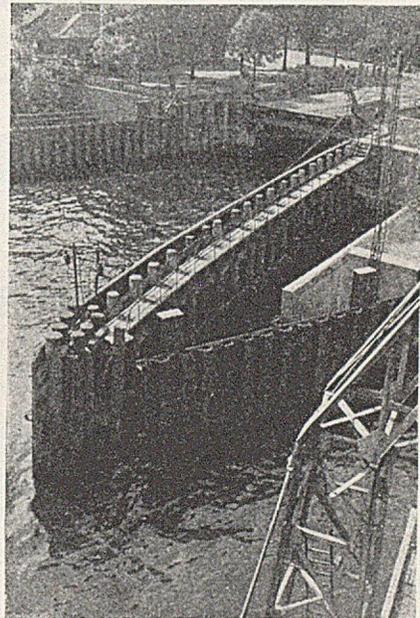


Abb. 10. Federnde Wände an einer Fährnische, und zwar aus abgesetzten Holzpfahlreihen bzw. als stählernes Leitwerk auf abgestuften Kastenspundwandträgern (Hamburg-Waltershof).

erreichbar scheint. Neben walztechnischen Schwierigkeiten in der erforderlichen genauen Maßhaltigkeit der einzelnen Profile, die sich ja gegeneinander abstützen müssen, besteht noch ein grundsätzlicher Unterschied. Denn die einseitig wirkende Blattfeder kann man aus zahlreichen völlig gleichartigen Teilträgern zusammensetzen. Die allseitig wirkende Anordnung enthält dagegen Elemente verschiedenen Querschnitts und damit nicht völlig gleicher Biegelinie. Hierher gehört auch der Gedanke des „Bundpfahls“, der entweder nach Art des einheitlich wirkenden Trägers gleichen Widerstandes oder nach Art der Blattfeder für den Dalbenbau prinzipiell in Frage kommt. Vom heutigen Standpunkt aus gesehen liegen hier jedoch konstruktiv und fertigungstechnisch erhebliche Schwierigkeiten, die einstweilen eine wirtschaftliche Verwendung dieser letzten Verfeinerung fraglich erscheinen lassen.

Diese sechs Grundformen bieten sich dem Konstrukteur zur Auswahl an. Für fast alle lassen sich — wie gesehen — markante Ausführungsbeispiele nennen. Ihre Vor- und Nachteile sind zum Teil bereits in der Literatur beschrieben. Mit den bekannten Berechnungsverfahren lassen sie sich theoretisch für jeden Trossenzug und jede Durchbiegung dimensionieren. Sofern die von der Indu-

strie gelieferten Profile diesen Werten entsprechen und ihre Verwendung in wirtschaftlichen Grenzen bleibt, können recht viele Ansprüche befriedigt werden unter der Voraussetzung, daß sie sinnvoll aus den Notwendigkeiten entwickelt sind.

Trotzdem hat man häufig mit dem aus örtlichen Bedürfnissen sich ergebenden Verhältnis des geforderten Trossenzuges zur erwünschten Durchbiegung Schwierigkeiten beim Entwurf, zu deren Überwindung spezielle Vorschläge gemacht worden sind. Man kann auch hier gruppenweise unterscheiden:

1. Vorrichtungen zur unmittelbaren Verbesserung allzu harter Dalben, wie Fender und Stoßdämpfer. Fender wirken mehr kissenartig durch ihr Material, wie z. B. die aus der Schifffahrt übernommenen Tauwerksfender, die speziell bei Reedereien beliebt waren, sofern ihre Liege-

falls mittels Fendern in der betreffenden Höhe erreichbar, ferner durch Ausbauten am Dalben, wie Spreizen oder „Ausleger“, deren sorgfältig zu bestimmende Form sich ähnlich wie bei modernen Pieranlagen, den Erfordernissen der Schifffahrt anpassen muß (vgl. [9] S. 308).

Auch Ergänzungskonstruktionen für Bündeldalben, wie der sog. „Leitstabdalben“ oder der „Balkendalben“, die ausschließlich dem Zweck dienen, die gute Durchbiegung am oberen Verband des Bündeldalbens generell für den ganzen Anfahrbereich nutzbar zu machen, gehören in diese Kategorie. Das Arbeitsdiagramm an sich wird hierbei nicht verbessert. Es wird nur gewissermaßen das gute Arbeitsvermögen des Dalbenkopfes heruntergeholt an die Stellen, an denen es beim reinen Bündel- bzw. nach obigen Beispielen verbesserten Rahmen- oder Bockdalben schon erheblich kleiner ist ([9] S. 306).

Noch einfacher läßt sich diese Wirkung erreichen, wenn man den Pfählen, an welchen die Schiffe anlegen, eine Neigung nach außen gibt und auf diese Weise die Kraftübertragung auf den Dalbenkopf festlegt. Einseitig angefahrne Dalben werden zu diesem Zweck sinngemäß überhaupt in einer Neigung gerammt.

3. Vorrichtungen bzw. eine veränderte Anordnung der einzelnen Pfähle und Verbände, mit deren Hilfe bei Bündeldalben ein weicherer Vorlauf erzielt wird. Hierher gehören z. B. Auflösung der Verbände in scherenartig be-

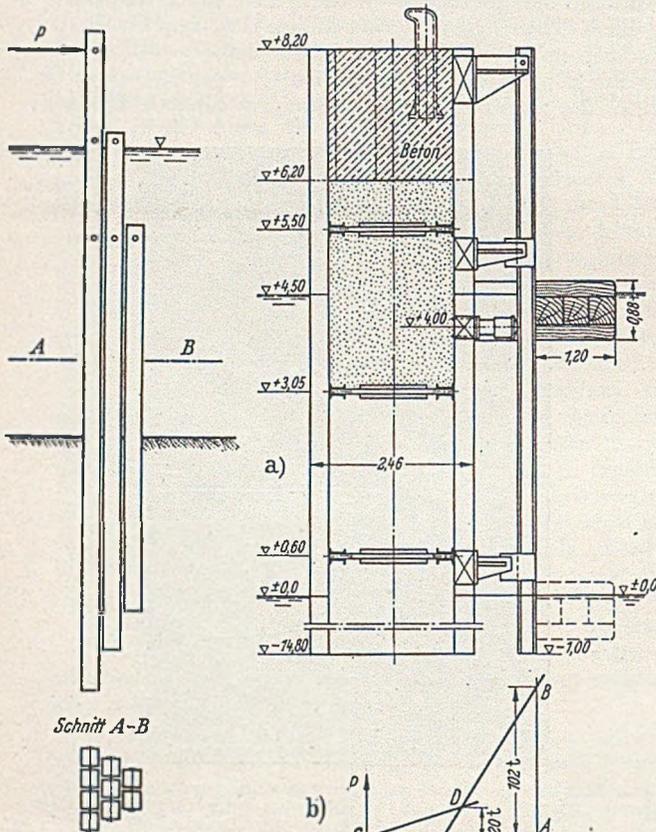


Abb. 11. Prinzipskizze eines einseitig zu befahrenden Blattfederdalbens.

Abb. 12. Kastendalben mit Stoßdämpfer. a) Längsschnitt, b) Arbeitsdiagramm.

plätze mit Dalben ausgerüstet waren; ferner wie die teilweise üblichen Holzverkleidungen an Stahldalben nach Art der Streichbalken an Kaimauern, Schleusenhäuptern, Brückenpfeilern u. ä. starren Bauwerken.

Stoßdämpfer wirken mechanisch unter Einschaltung von Federn, Gegengewichten, hydraulischen bzw. Öldruckbremsen oder Deformationselementen. Ihre Verwendung ist an sich in jeder Höhe an Dalben möglich und sinnvoll, soweit es den verschiedenen Schiffstypen und dem wechselnden Wasserstand entspricht. Das Arbeitsdiagramm dieser fast starren Gebilde wird durch den weichen „Vorlauf“ des Fenders verbessert (vgl. Abb. 12, entnommen aus [3] S. 452).

2. Vorrichtungen, die den Druck des am Dalben liegenden bzw. den Stoß des anlaufenden Schiffes in einer bestimmten Höhe fixieren und damit das vielfach unerwünschte, weil für den Einzelfall gefährliche Herunterlaufen der Kraft verhindern und die berechnete Weichheit für alle Fälle der Praxis garantieren. Das ist gleich-

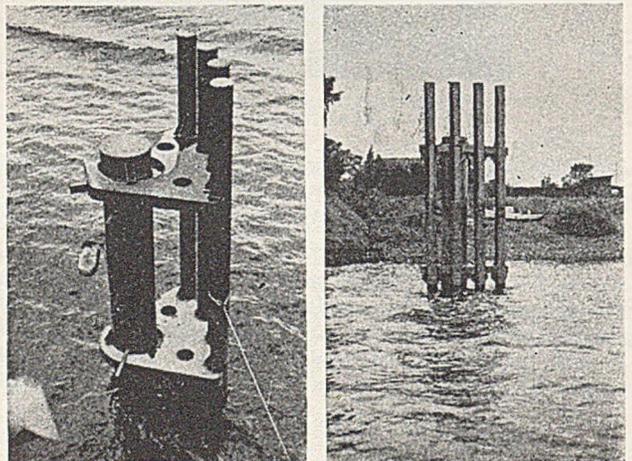


Abb. 13. Ansichten eines Schutzdalbens vor einer Schleuseneinfahrt (Hamburg-Rugenbergen) in mehrteiliger Ausführung.

wegliche Glieder zwecks größerer Nachgiebigkeit des berührten Pfahles unter Einfügung kleiner Spielräume [10]; ferner die Lagerung der Pfähle im Verband mit einem besonders ermittelten „Spielraum“, um sie nacheinander zum Tragen heranzuziehen und dadurch die Anfangsweichheit zu erhöhen [11]. Das ist der sog. „Stahlfederdalben“, der nicht zu verwechseln ist mit der oben beschriebenen Blattfederanordnung, die ganz anders wirkt.

4. Änderung der Gesamtdisposition des Dalbens durch gruppenweise Aufteilung der Pfähle zu verschiedener Wirkung. Diese sog. „mehnteiligen“ oder mehrstufigen Dalben bezwecken eine größere Weichheit für den normalen Betriebsfall, wobei zunächst nur der äußere Teil in Aktion tritt. Bei größerer Beanspruchung bis zur Höchstlast wird die stärkere und um ein gewisses Maß härtere Konstruktion im Innern nach Überwindung eines gegenüber Ziffer 3 bedeutend größeren Vorlaufes des äußeren Teils herangezogen. Beide Teile sind so zu bemessen, daß für die Endkraft 100prozentige Materialausnutzung erzielt wird. Abb. 13 zeigt als Beispiel einen Schutzdalben an einer Schleuseneinfahrt in Form eines Kreisabschnittes, dessen vier äußere Rohrpfähle erst nach gehöriger Durchbiegung (19 cm) das starke mittlere Rohr zur ebenfalls elastischen Aufnahme der Ergänzungskraft

stellung von in der Hauptsache einseitig angefahrenen Dalben erklären. Denn infolge des Ausweichens entstehen in den oberen Bodenschichten keilförmige Schlitzte, die leicht zuriesseln und damit das volle Zurückfedern des Dalbens behindern, eine Erscheinung, die betrieblich gesehen harmlos ist und mit irgendwelchen Verbiegungen und dem oben besprochenen wirklichen Schiefstellen nichts zu tun hat.

Als letzte bemerkenswerte Kraftwirkung sind die Achsialkräfte in den Pfählen der Bock- und Rahmendalben zu behandeln. Während man diese in den Bockpfählen als selbstverständlich ansieht — zumal ja sie allein in der Lage sind, über „Mantelreibung“ und/oder „Spitzenwiderstand“ die Schiffsstöße in den Boden zu leiten —, pflegt man sie neben den Biegemomenten bei den Rahmen als unerwünschtes Übel zu bezeichnen ([3] S. 478).

Gewiß wachsen sie bei sehr eng gestellten Rahmen unverhältnismäßig an im Verhältnis der Einspannhöhe zur Dalbenbreite. Ein zweireihiger 6pfähliger Rahmendalben mit 50 t Trossenzug würde demnach eine Achsialkraft von 100 t je Pfahl in den Boden überleiten müssen, wenn er bei 12 m freier Höhe nur 2 m breit ist. Bei 3 m Breite vermindert sich diese Kraft auf 67 t, nähert sich also bereits den im Grundbau üblichen Pfahlbeanspruchungen. Damit ist gezeigt, daß ein sorgfältiger Entwurf diese Zusatzkräfte sehr wohl in vertretbaren Grenzen halten kann. Man ist auch in der Lage, durch konstruktive Maßnahmen, wie sie in letzter Zeit häufiger angewandt werden, — z. B. durch Anschweißen von Flügeln oder Spreizen der Pfahlfüße — die Tragkraft der Pfähle für Druck und Zug bedeutend zu erhöhen ([16] S. 86). Die sonstigen Vorteile des Rahmensystems wird man damit voll ausnutzen und für manche Anwendung auch die Wirtschaftlichkeit nachweisen können.

V. Zusammenfassung.

Dieser Versuch einer systematischen Betrachtung der Kraftwirkungen, die bei den heute gebräuchlichen Stahldalbentypen auftreten können, zeigt in aller Deutlichkeit, daß Einflüsse aus der Statik verhältnismäßig leicht herzu-leiten sind. Ohne Anspruch auf Vollständigkeit sind hier etwa zu nennen: Trossenzug, Winddruck, Einspannmomente, Achsialbeanspruchungen und Durchbiegungen der Pfähle. Schwieriger und nur durch Erfahrung, Modellversuche und Analogieschlüsse zu erfassende Größen sind Schiffsstoß, Verdrehungsmomente, Reibungsbeiwerte, Erd-

druckreaktionen am Einzelpfahl und bei Pfahlgruppen sowie besondere Rahmen- und Federwirkungen am Bauwerk und im Untergrund. Schon diese beiden Einflußgruppen machen den Entwurf von brauchbaren Seeschiffsdalben zu einer mehrschichtig unbestimmten Aufgabe.

Darüber hinaus bilden die hier nicht behandelten konstruktiven Fragen wie Profilwahl, Wandstärke, Beulsicherheit und Details der Kraftübertragung zwischen Pfahl und Verband, die von Nebenspannungen möglichst freizuhalten ist, ein weiteres Feld für die Arbeit des Konstrukteurs. Denn das Ziel ist ein nicht nur den teilweise errechenbaren, teilweise intuitiv zu erfassenden äußeren und inneren Kräften angepaßtes Pfahlwerk, sondern ein für unsere Zeit typisches Hafengebäude. Die moderne Bauart und Ausrüstung der Schiffe und ihre nautischen und betrieblichen Anforderungen sowie die Sicherheitsvorschriften setzen entsprechende Eigenschaften der Vertäu- und Schutzdalben voraus. Speziell in den großen Seehäfen müssen sie eine zweckmäßige Handhabung der Schiffstrossen bei jedem Wasserstand durch die „Festmacher“ erlauben.

Derjenige Dalben ist der beste, der neben konstruktiv und wirtschaftlich günstiger Lösung den Wünschen der Schifffahrt an seine Form und Einzelausbildung entgegenkommt. Diese bevorzugen selbstverständlich möglichst einfache Systeme und glatte gedrungene Formen, was sich im übrigen auch für die Unterhaltung hinsichtlich Farbanstrich und Rostgefahr und im ganzen auch im Hinblick auf die allgemeine Havarie- und Unfallsicherheit empfiehlt. Die sinnvolle Vereinigung aller dieser Belange zu einem überzeugenden, einheitlich und damit auch schön wirkenden Hafengebäude liegt bereits auf dem häufig zu erkennenden Übergang von der Technik zur Baukunst.

Literatur.

1. Minikin: Winds, waves and maritime structures. London, 1950.
2. Descans: L'Ossature Métallique 16 (1951) S. 523
3. van Rijsselberge und Descans: Annales des Travaux publics Brüssel (1951) Juniheft S. 423—480.
4. Reimer: Bautechnik 17 (1950) S. 293.
5. Horsfield: Dock and Harbour Authority (1949) Nr. 347, S. 146.
6. Die Bautechnik 8 (1930) S. 766.
7. Wedekind: Der Bauingenieur 23 (1942) S. 179 und 203.
8. Hütte I, 1948, S. 673 und S. 721.
9. Förster: Schiff und Hafen (1951) S. 300 und Diskussionsbeiträge (1952) Heft 1 und Heft 3.
10. Wegner: Die Bautechnik 11 (1933) S. 42.
11. Wedekind: Der Bauingenieur 25 (1950) S. 333 und 386.
12. Beyer: Untersuchungen an Dalben, Berlin, 1940.
13. Blum: Die Bautechnik 10 (1932) S. 53
14. Blum: Beitrag zur Berechnung von Bollwerken, Berlin, 1951.
15. Gähns: Hansa (1951) S. 648.
16. Schenk: Der Ramppfahl, Berlin, 1951.

Der Neubau des Lever-Hauses in New York.

Von Dr.-Ing. Wilhelm Weiß, z. Z. Freeport/New York.

Am 29. 5. 1952 ist in New York ein Neubau seiner Bestimmung übergeben worden, der in mancher Hinsicht verdient, besonders gewürdigt zu werden. Aufgabe der folgenden Zeilen soll es sein, einige konstruktive Besonderheiten dieses Baues zu besprechen.

Das Lever-Haus ist, wie fast alle bedeutenden höheren Bauten in New York, ein typischer Stahlskelettbau. Das Stahlskelett als solches zeigt die auch in Deutschland übliche Art des Baues mit Walzprofilen, es soll deshalb hierauf nicht weiter eingegangen werden. Es ist charakteristisch für die Skelettbauweise, daß sie gestattet, ohne Aufwand starker rahmenartiger Konstruktionen im Erdgeschoß Arkaden nach drei Seiten durchzuführen und so das Bauwerk gleichsam auf Stelzen ruhend und in der Luft schwebend erscheinen zu lassen. Das Bauwerk entbehrt nicht des Eindruckes überaus kühner Baugestaltung (Abb. 1 u. 2).

Neu sowohl für die USA wie für alle anderen Länder ist die Wandausbildung, damit in Zusammenhang die

Reinigung der Außenwände und die Art der Behandlung der Raumluft, neu für deutsche Verhältnisse dürfte die Ausbildung der Zwischendecken sein. Hierauf soll deshalb näher eingegangen werden.

Das für die Außenwände verwendete Glas ist blaues, die Sonnenhitze angeblich zu 35% absorbierendes Glas, das vom Innenraum aus farblos wirkt, ein Erfolg geeigneter chemisch-technischer Behandlung. Das Glas hat also nicht etwa einen dekorativen, sondern einen durchaus funktionellen Zweck. Die Fensterstürze und -brüstungen sind in Schlacken-Hohlsteinen 10 cm stark ausgeführt und nach außen mit tiefgrünem Drahtglas verkleidet, so daß die Fensterfläche von oben bis unten ununterbrochen durchläuft; für die Reinigung der Fenster ist dies, wie wir noch sehen werden, wichtig (Abb. 3). Als neuartig ist der geschlossene Einbau sämtlicher Fenster anzusprechen. Die damit erzielten Vorteile sind überaus wertvoll, denn es ergab sich dabei nicht nur eine etwa 30%ige Einsparung in den Einbaukosten gegenüber beweglichen

Fenstern, sondern durch die Verhinderung jeglicher Zugluft und damit verbundenen Wärmeabflusses auch eine sehr beträchtliche Einsparung an den Kosten für die Hei-

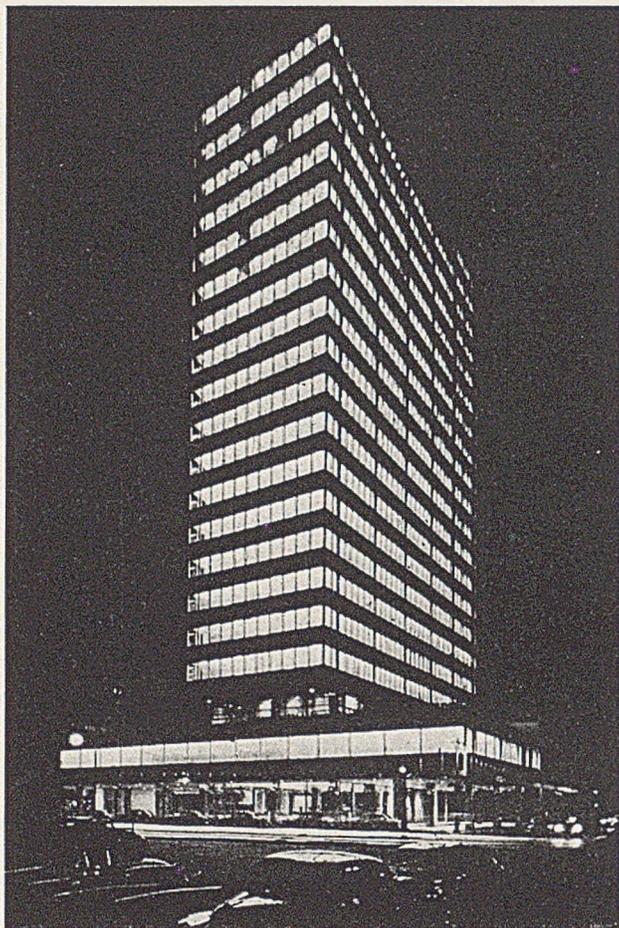


Abb. 1.

zung und auch für die Klimaanlage. Die laufenden Ersparnisse an Betriebskosten für Heizung, Klima-Anlage und für die Reinigung der Fensterinnenflächen infolge Wegfalls von Staub und Ruß der Großstadtluft, ganz abgesehen von der in gesundheitlicher Hinsicht günstigen Auswirkung der reineren Luft auf die zahlreichen Angestellten, stellen ebenfalls einen ansehnlichen Aktivposten bei der jährlichen Ermittlung der gesamten Betriebskosten dar. Auch die Betriebsweise der Klimaanlage selbst ist neuartig: Sie gestattet die Kühlung der sonnenbeschienenen Seite und erwärmt die Schattenseite des Gebäudes und regelt die Temperatur im zentralen Teil in jedem Stockwerk. Die Aufgabenstellung für die Klimaanlage ist in der Tat eine erschöpfende und kaum mehr einer Ausdehnung fähig, die Wirkung der Anlage entspricht durthaus den in sie gestellten Erwartungen, was auch ein Besuch des Gebäudes in allen seinen Räumen bestätigt hat.

Mit den in jeder Hinsicht verbesserten Arbeitsbedingungen durch freundliche, reinliche, helle und wohltemperierte Luft ergibt sich naturgemäß auch eine erhöhte Arbeitsleistung der rund 1200 Angestellten des bedeutenden Unternehmens. Einen guten Einblick in die Büroräume gewährt Abb. 4. (Die Schreibtische sind höhenverstellbar.)

Eine originelle und beträchtliche laufende Kosten ersparende Anlage ist die der Reinigung der Außenseiten der Glaswände. Die Lever-Haus-Gesellschaft hatte den Architekten die Aufgabe gestellt, eine neue Art der Reinigung der Glasaußenwände zu ersinnen, und diese Aufgabe wurde auch in einer durchaus befriedigenden Weise gelöst. Dabei erwies sich das Flachdach als eine günstige Voraussetzung für die Erfüllung der Aufgabe, denn es

ermöglichte den Aufbau und den Betrieb eines Kranwagens, der auf einer Gleisanlage ringsum die Dachfläche umfahren kann und mittels zweier Ausleger und Seilen eine Arbeitsbühne an der Außenwand in der ganzen Höhe des Gebäudes auf- und abbewegt. Die Führung der Arbeitsbühne erfolgt dabei an den Stützen des Gebäudes, an denen Greifer entlang geführt sind, die jede seitliche Bewegung oder Abhebung von der Wandfläche vollkommen ausschließen. Die Auf- und Abbewegung der Arbeitsbühne wird durch Druckknöpfe gesteuert. Nach beendeter Reinigung einer lotrechten Fensterreihe wird die Bühne am Dachrand in die nächste Fensterreihe umgeschaltet, nach Beendigung der ganzen Reinigungsarbeit erfolgt durch eine besondere Vorrichtung die Hinterstellung von Kranwagen und Arbeitsbühne in die Mitte des Daches, so daß beide für den Beschauer nicht sichtbar sind (Abb. 5, 6 u. 7).

Die Zwischendecken in den Büroräumen sind Stahldecken, bestehend aus Stahlblechplatten mit eingeschlossenen Hohlräumen, wie aus Abb. 3 mit ersichtlich ist. Auf diese „Stahlzellecke“ ist ein 6,5 cm starker Beton aufgebracht, der mit einem Asphaltüberzug abgedeckt ist. An den Deckenunterzügen, die auch als Windträger wirken, schließt eine Gipsdecke an, die dem Feuerschutz dient, während an der Stahlzellecke eine weitere Decke angehängt ist, die schallschluckend ausgebildet ist. Zwischen diesen beiden Scheindecken sind, wie Abb. 8 zeigt, die Kanäle für die Klimaanlage untergebracht.

Ein Hauptaugenmerk hatte die Gesellschaft auf die rascheste Beförderung der ein- und auslaufenden Post gerichtet. Zu dem Zweck wurde ein besonderer Conveyor eingebaut mit endloser Kette. Durch einfache sinngemäße Vorrichtungen bzw. Einstellungen wird die automatische Entleerung der eingehenden Post und die Aufnahme der ausgehenden Post in den einzelnen Stockwerken gesichert. Die Inhaber des Unternehmens schätzen die damit wöchentlich erzielte Ersparnis auf 150 Dollar.

Um das Bild dieses weithin Aufsehen erregenden Neubaus abzurunden und einigermaßen zu vervollständigen,



Abb. 2. Das Lever-Haus reflektiert die Silhouette eines Teils der weltbekannten Park-Avenue in New York.

seien im nachfolgenden noch einige Hinweise gegeben, die über das rein Technische hinaus diesem Bauwerk den Charakter eines Bürogebäudes verleihen, das in jeder Hinsicht den neuzeitlichen Anforderungen an angenehme Arbeitsbedingungen und Rücksichtnahme auf die Erhaltung der Gesundheit der Angestellten voll entspricht.

Das Lever-Haus ist lediglich für die eigenen Bedürfnisse des Unternehmens gebaut und hat 24 Stockwerke.

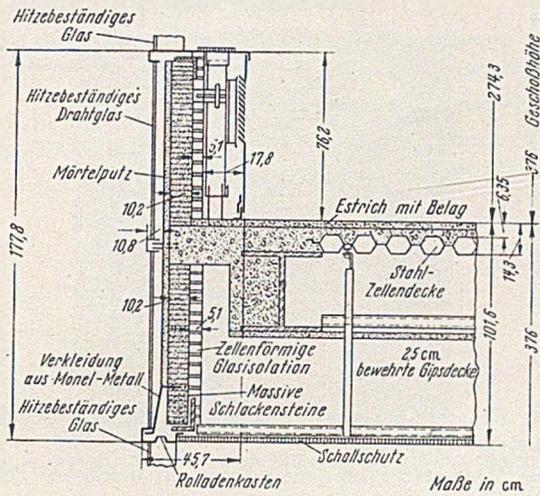


Abb. 3.

Das erste Geschoss (Erdgeschoss) stellt einen vornehmen Eintrittsraum dar, durch Arkaden nach drei Seiten offen, mit einer anschließenden Gartenanlage im Hofraum, der auch für Passanten zugänglich ist. Eine kunstvoll angelegte Pflanzung japanischer Stechpalmen, umrahmt von blauen, gelben und weißen Stiefmütterchen und überragt von einer Trauerweide verleiht dieser Gartenanlage eine ungewöhnliche Anziehungskraft und lockt den Passanten und den Besucher des Hauses zur Besichtigung. Je nach der Jahreszeit ist eine entsprechende Umpflanzung vorgesehen (Abb. 9). Alle sichtbaren Metallteile des ganzen Gebäudes bestehen aus nichtrostendem Chrom-Nickel-



Abb. 4. Ein typisches Bürostockwerk in dem neuen künstlich belüfteten Lever-Haus an New Yorks Park-Avenue.

Stahl und machen zusammen mit den glänzenden klaren Glasflächen auf den Beschauer einen überwältigenden Eindruck. Bei Tage spiegeln sich in den Glaswänden die Nachbarbauten, wie Abb. 2 erkennen läßt, bei Nacht ist die Wirkung der fluoreszierenden Beleuchtungsanlagen im Innern des Gebäudes nicht minder eindrucksvoll. — Im Erdgeschoss befindet sich auch die Küchenanlage und ein Auditorium für 200 Personen. Das zweite Geschoss dient

der Erholung des Personals und enthält einen Erholungsraum, ferner eine medizinische Klinik, den zentralen Postraum und Räume für Stenografie, Telegramme und

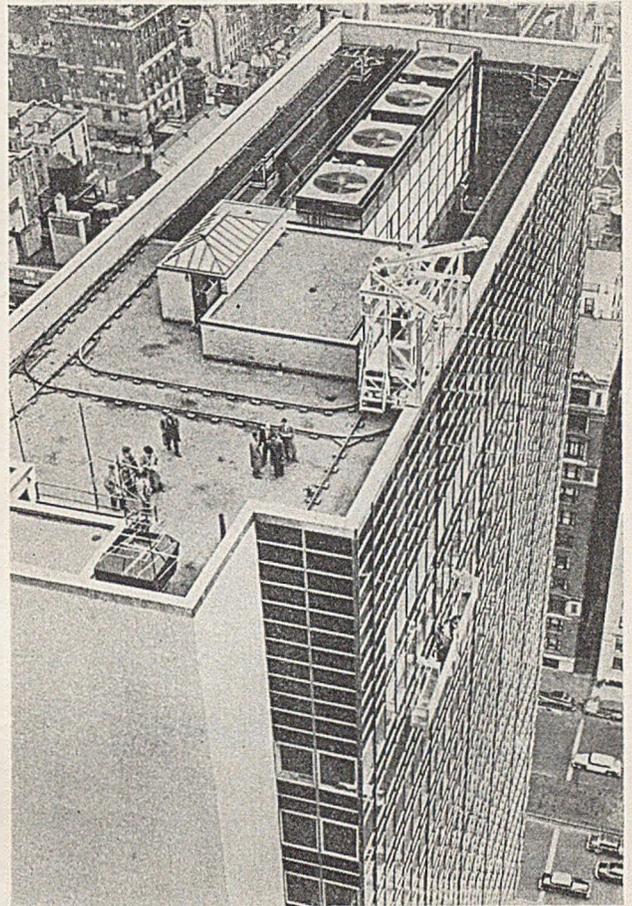


Abb. 5. Blick auf die Abwascheinrichtung des Lever-Hauses.

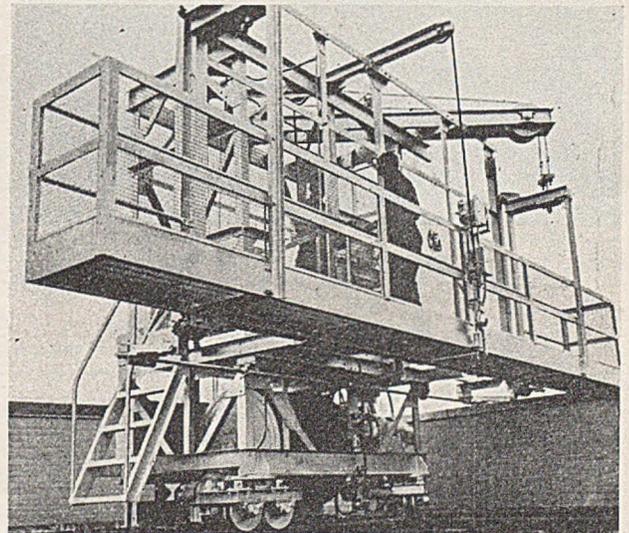


Abb. 6. Das Gerät, mit dessen Hilfe zwei Männer in sechs Tagen das Äußere des 24. Stockwerk hohen Lever-Hauses abwaschen können. Die lange Plattform wird an den Seiten des Gebäudes auf Schienen herabgelassen.

Schreibmaschinen. Das dritte Geschoss ist ein modernes Café mit einem Lunchraum für 300 Personen, in dem das gesamte Personal in einem Zeitraum von zwei Stunden bewirtet werden kann. Auch eine Küchenanlage befindet sich in diesem Geschoss. Viertes bis einschl. 18. Geschoss sind Büroräume, in dem 19. Geschoss befindet sich ein Schauraum mit Labor für Erzeugnisse der Firma. Die

darüber liegenden Geschosse bis zum 24. Geschöß sind in der Hauptsache Räume für mechanische Anlagen wie Klimaanlage und Maschinen für die 5-Personenaufzüge, die vom Keller bis zum 21. Stockwerk verkehren.

Das Gewicht des Kranwagens beträgt 9,55 t einschl. 3,16 t Gegengewicht.

Die Tragfähigkeit des Kranwagens ist 700 kg.

Die Geschwindigkeit des Kranwagens ist 7,6 m/min.



Abb. 7.

Nachfolgend seien noch einige technische Daten gegeben:

Das Gewicht des Stahlskeletts beträgt 3084 t.

Die bebaute Fläche beträgt 268 m².

Die nutzbare Fläche beträgt 256 m².

Die Höhe des Gebäudes beträgt 93,4 m; Verhältnis Höhe zu Breite: 6 : 1.

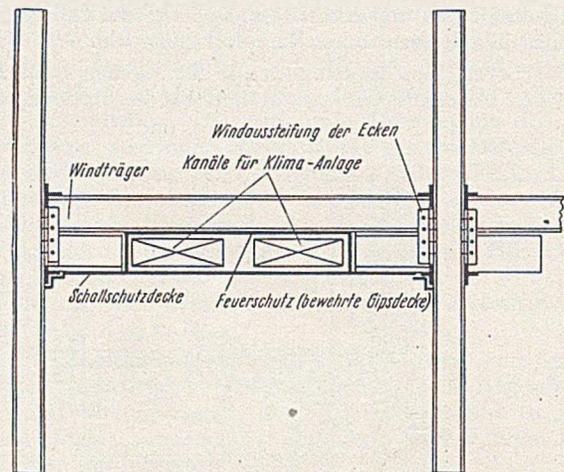


Abb. 8.

Die Fahrstühle fassen 20 Personen, die Geschwindigkeit beträgt 213 m/min.

Die Motorstärke für jeden Fahrstuhl beträgt 49 PS.

Der Conveyor befördert 4,08 t/Std. Antrieb mit 5-PS-Motor. Ein Fördergefäß faßt 9 kg, endlose Kette.

Die Gesamtkosten des Baues betragen 6 Mio. Dollar.

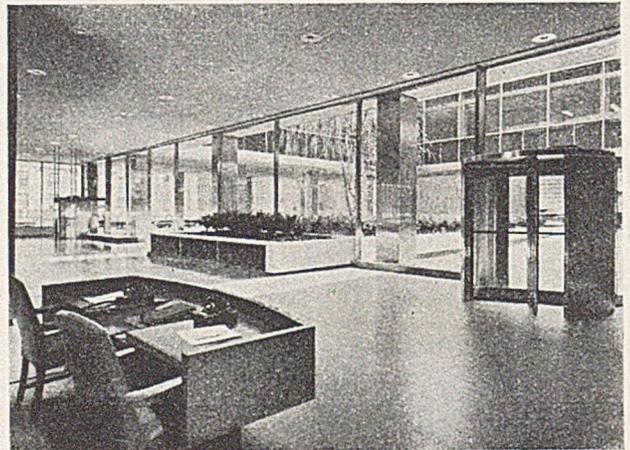


Abb. 9. Die Haupthalle des Lever-Hauses.

Eine eingehende Beschreibung der Stahlzellendecke soll einem gesonderten Aufsatz vorbehalten bleiben.

Skidmore, Owings & Merrill, New York, waren die Architekten; Weiskopf and Pickworth, New York, die Bauingenieure (Statiker); Jaros, Baum and Bolles, New York, die Ingenieure für den mechanischen Teil; George A. Fuller Co., New York, war der Generalunternehmer.

Lastübertragung auf Stahlpfähle.

Von Dipl.-Ing. Wolfgang Pohle, Hamburg.

In „Der Bauingenieur“ 26 (1951) S.257 wurde über Versuche berichtet, die dazu dienen sollten, die Frage zu klären, welche Betonbeanspruchungen bei der Lastübertragung von Betonbauwerken auf Stahlpfähle auftreten. Diese Versuche schienen darauf hinzuweisen, daß, falls der Betonkörper durch seine Abmessungen oder die aus statischen Gründen vorhandene Bewehrung am seitlichen Ausweichen gehindert ist, Betonbeanspruchungen über

der Stahlschneide der Pfähle zugelassen werden können, die weit über der Druckfestigkeit des Betons liegen, daß also besondere Verstärkungen des Pfahlkopfes durch Anschweißen von L- oder Winkelleisen nicht nötig sind.

Diese Versuche wurden inzwischen fortgesetzt, um

1. eine größere Anzahl von Ergebnissen zu erhalten, gewisse unvermeidbare Streuungen also einzuengen,

dreifacher Sicherheit auf den 2,7fachen Wert der Betondruckfestigkeit heraufgesetzt werden.

Die Werte Z für die gebräuchlichsten Stahlpfähle, Pfahlbelastungen und Betonfestigkeiten sind in Tabelle 3 zusammengestellt. Man sieht, daß sie immer unter 4, in den meisten Fällen unter 2,7 liegen. Die 5 über 2,7 liegenden Werte sind Fälle, in denen ganz leichte Profile bei

von Kaimauern, bei denen ja auch über den Pfahlköpfen sehr starke Betonteile liegen, die aus der Pfahllast nicht oder kaum auf Biegung beansprucht werden.

Anders liegt der Fall z.B. bei den horizontalen Platten der Kaimauern oder ähnlichen Bauwerken, wo auf Biegung beanspruchte Teile durch Pfähle belastet werden. Hier muß natürlich untersucht werden, ob nicht ein Durchdrücken des Pfahles durch die

Platte eintreten kann. Wenn man aber dafür sorgt, daß die Pfähle nicht zu weit in den Beton der Platte und damit in die Zugzone hinein oder sehr nahe an sie herangeführt werden, dürfte diese Gefahr auch im Hinblick auf die bei derartigen Bauteilen meistens vorhandene sehr starke Bewehrung nicht sehr groß sein. Denn es tritt zweifellos sehr dicht über dem Pfahlkopf bereits eine sehr starke Verteilung und damit

Tabelle 3. Werte von $P/F \cdot \sigma_b$ für die gebräuchlichsten Stahlpfähle, Pfahlbelastungen und Betonfestigkeiten.

	F cm ²	$\sigma_b = 200 \text{ kg/cm}^2$			$\sigma_b = 250 \text{ kg/cm}^2$			$\sigma_b = 300 \text{ kg/cm}^2$		
		P =			P =			P =		
		40 t	60 t	80 t	40 t	60 t	80 t	40 t	60 t	80 t
PSP 30 L	106	1,89	2,52	3,78	1,51	2,27	3,02	1,26	1,88	2,51
LP 2	118	1,70	2,26	3,40	1,36	2,04	2,71	1,13	1,69	2,26
PSP 30 S	122	1,64	2,18	3,28	1,31	1,97	2,62	1,09	1,64	2,18
PSP 40 L	155	1,29	1,72	2,58	1,03	1,55	2,06	0,86	1,29	1,72
LP 3	158	1,28	1,71	2,56	1,01	1,52	2,02	0,85	1,27	1,69
KP 24	164	1,22	1,83	2,44	0,98	1,46	1,95	0,81	1,22	1,62
PSP 40 S	179	1,13	1,51	2,26	0,90	1,35	1,79	0,45	1,12	1,49
LP 4	189	1,07	1,43	2,14	0,85	1,28	1,69	0,71	1,06	1,41

geringer Betondruckfestigkeit mit sehr großen Pfahllasten gekoppelt wurden, was in der Praxis nicht geschehen wird, d.h. daß in den Fällen der Praxis bei Einhaltung einer 2- bzw. 3fachen Sicherheit die Z-Werte nicht überschritten werden.

Es muß betont werden, daß die bis jetzt durchgeführten Versuche nur an Betonkörpern ausgeführt wurden, die voll auflagen, die also nicht auf Biegung beansprucht wurden. Die Versuchsanordnung entspricht also etwa den Verhältnissen bei Brückenpfeilern und den vorderen Teilen

Herabsetzung des Flächendruckes ein. Immerhin wäre es ratsam und interessant, die Versuche auch auf biegungsbeanspruchte Bauwerksteile auszudehnen.

Die bisherigen Versuche haben jedenfalls gezeigt, daß bei nicht biegebeanspruchten Bauwerksteilen die Betonbeanspruchung über den Schneiden der Stahlpfähle wesentlich über der Betondruckfestigkeit liegen kann und daß die Resultate der Kleinversuche durch die Großversuche bestätigt sind.

Kurze Technische Berichte.

Kreiszellen-Fangedämme.

Diese typisch amerikanische Bauweise hat in Deutschland bisher wenig Anwendung gefunden, obwohl ein deutsches Union-Flachprofil Fl. 23 entwickelt wurde, das der amerikanischen Spundwandbohle mit flacher Welle und zugfestem Schloß entspricht. Nachdem sich diese Bauweise in USA Jahrzehnte bewährt hat, dürfte ein Bericht über einige praktische Gesichtspunkte gerechtfertigt sein.

1. Kraftwerksbau in Holyoke, Mass.

Im Zuge des Ausbaues der Wasserkräfte des Connecticut-Flusses, denen die durch ihre Papierfabriken bekannte

das bestehende massive Wehr eine oberstromseitig gelegene Baugrube durch einen bemerkenswerten Zellenfangedamm gebildet (Abb. 1). Er besteht aus zwei Zellen von je 23,30 m ϕ , zu welchen sich der Unternehmer entschloß, weil bei mehreren kleineren Zellen der Fangedamm wesentlich stärker flußaufwärts gekrümmt hätte angesetzt werden müssen. Hierbei wäre man auf die Holzkonstruktion des ursprünglichen Nadelwehres aus dem Jahre 1849 gekommen und hätte neben einer größeren Menge an Spundbohlen auch wesentlich mehr Aushub bewältigen müssen. Die Wassertiefe schwankt zwischen 9 und 15 m, der Untergrund ist milder Fels, in welchen die Spundbohlen um ein geringes Maß eingetrieben wurden. Zwischen den beiden Hauptzellen sind Spund-

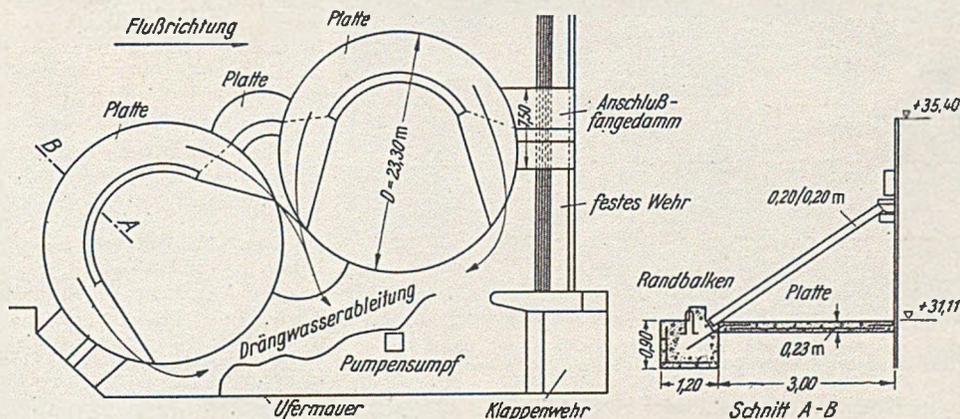


Abb. 1. Lageplan des Zellenfangedammes am rechten Ufer.

Stadt Holyoke in Mass. ihre industrielle Entwicklung verdankt, wird zur Zeit ein 15 000 kW-Kraftwerk in zwei Bauabschnitten errichtet. Für die zwei Stahlbetoneinbaubauwerke von je 8,50 m ϕ , welche für beide Ausbaustufen gleichzeitig hergestellt werden, wurde in Anlehnung an

wandbögen von 6,40 m Halbmesser angeordnet, während die Anschlüsse an den Wehrkörper und die Uferbefestigung durch einen üblichen Spundwandfangedamm von 7,50 m Breite mit Rundstahlverankerung gebildet sind. Die großen Zellen wurden mit Kies gefüllt, die Anschluß-

stücke dagegen zur besseren Dichtung an die Mauerwerkskanten anbetoniert.

In Anpassung an die Wasserstände wurden die nach Oberstrom kehrenden Spundbohlen der Zellen und Anschlußstrecken als HW-Schutz bis + 35,4 m hochgeführt, während alle anderen Bohlen auf + 31,11 m abgeschnitten sind. Zur Abfangung der HW-Wand dient eine geschickte Konstruktion: Auf die Kiesfüllung wurde eine Betonringplatte betoniert, die, wie Abb.2 erkennen läßt, mit einem konzentrisch gekrümmten inneren Randbalken das

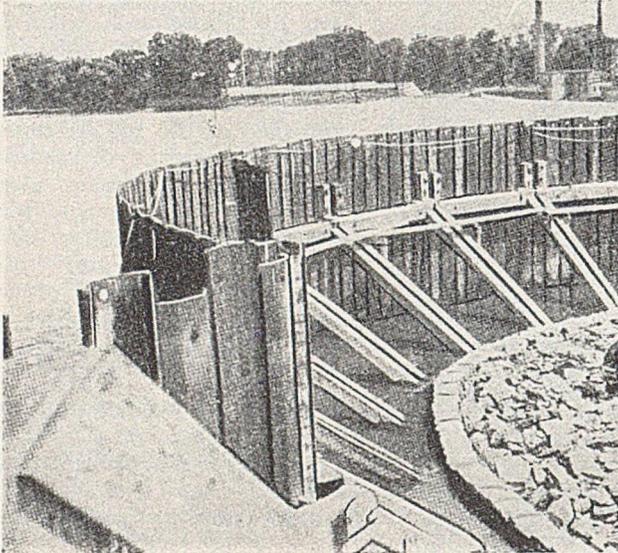


Abb. 2. Abstufung der höherstehenden Spundwand nach Oberstrom.

Widerlager für die Schrägstreben aus Kantholz 20 · 20 cm bildet und sich ihrerseits gegen die seitlichen Wände der Spundwandzelle stützt. Das 30 · 30 cm starke Gurtholz ist in Ordinate + 33,55 m angebracht. Die freiliegende obere Fläche der mit Kies gefüllten Zellen ist etwa 1 m stark mit grobem Bruchstein belegt, um bei etwaiger

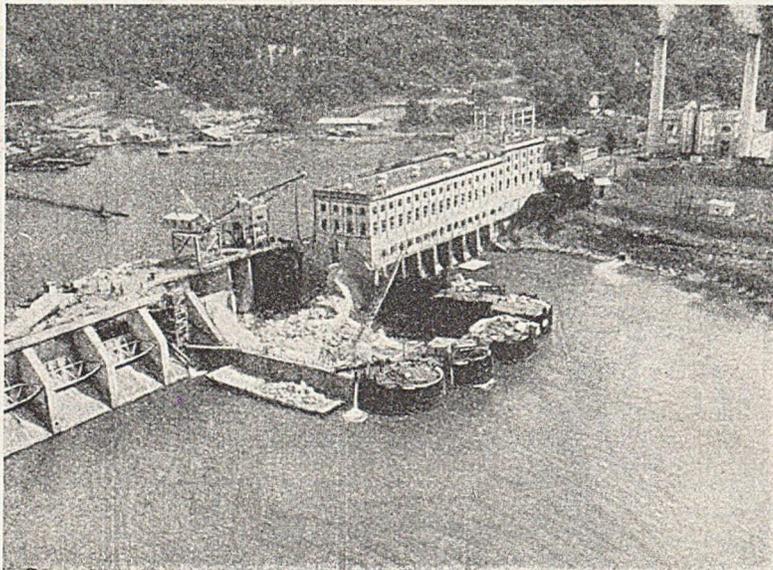


Abb. 3. Überblick über die Baugrube. Die oberen Zellen tragen die Kräne und Mischanlage für die Baustelleneinrichtung. Die unteren Zellen haben 15 m Ø.

Überströmung gegen Auskolkung geschützt zu sein. Die Ringplatte dient gleichzeitig als Abfuhrungsrinne für Sickerwasser, das auf diese Weise ungefährlich über den Damm geleitet wird. Für praktische Vergleichszwecke sei notiert, daß eine Pumpe von 35 cm Ø mit einer Leistung von 4,5 m³/min die Baugrube hinter dieser Anlage trocken halten konnte. Die Rammgenauigkeit war ausgezeichnet. Bei einer Zelle paßten die Spundbohlen einwandfrei zusammen, was bei den flachwelligen Profilen

sehr wichtig ist, bei der zweiten Zelle waren die Bohlen zwar etwas aus dem Lot geraten, aber nicht so stark, als daß die Schlußbohle nicht noch herunter gebracht werden konnte. Nach Fertigstellung des Baues wurden alle Bohlen des Fangedammes gezogen, der Füllkies — etwa 12 240 m³ — gebaggert und die Betonfüllungen der Anschlußdämme bis 1,50 m unter Wasserspiegel entfernt.

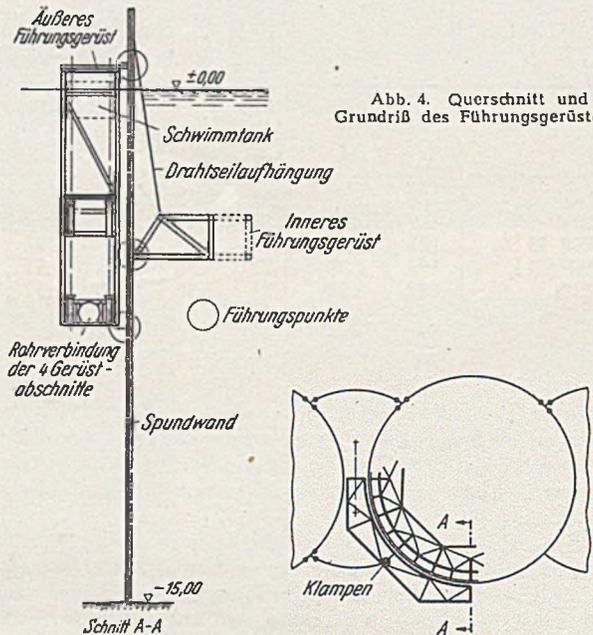


Abb. 4. Querschnitt und Grundriß des Führungsgerüsts.

2. Kraftwerkserweiterung am Tennessee-Fluß bei Chattanooga.

Dieses 1915 erbaute Kraftwerk war durch Unterläufigkeit gefährdet, wurde aber 1941 durch größere Verpfeßarbeit so weit gesichert, daß man jetzt durch eine Stauerhöhung die Kraftnutzung um zwei Einheiten von je 24 300 kW erweitern kann. Dies bedingt eine Verlängerung des in der Dammasche liegenden Krafthauses. Wie Abb.3 zeigt, ist die Baugrube für diese Verlängerung durch vier große Zellen nach Oberstrom hin abgeschlossen und durch weitere Zellen von 15 m Ø auch nach der unteren Seite. Die Zellen an sich bieten nichts Bemerkenswertes. Der Durchmesser der großen Zellen beträgt 21,35 m, die Wassertiefe an diesen Stellen 15,0 m, und dadurch ist die Schwierigkeit gekennzeichnet, die sich bei diesem Objekt der sicheren kreisförmigen Rammung der Zellenwand entgegenstellte. Die hierfür gefundene technische Lösung darf als Beweis für die Vielfältigkeit der konstruktiven Tätigkeit gerade im Tiefbau gelten, für welche nicht immer ein Vorbild vorliegt.

Man konstruierte ein äußeres vierteiliges Führungsgerüst aus geschweißter Rohrkonstruktion mit oberem Schwimm tanks, welches im Wasser leicht zu einem vollen Kreis zusammengeschaubt werden konnte und eine obere Arbeitsplattform trug. Dieses Gerüst wurde sorgfältig verankert und dann zunächst an vier genau festgelegten Stellen durch T-förmige Spundbohlen im Untergrund fixiert. Hierdurch war einmal die lotrechte Stellung des Führungsgerüsts gesichert und zum anderen der für die innere Führung notwendige Abstandhalter gegeben. Die innere Führung wurde in ähnlicher Weise zusammengesetzt, aber nicht schwimmend gehalten, sondern auf etwa 5 m Tiefe abgesenkt und an den Köpfen der 4T-Bohlen mit Seilen aufgehängt. Wie Abb.4 zeigt, wurde dadurch eine sichere lotrechte Führung der einzelnen Bohlen der Zellwand durch drei Punkte gewonnen. Die Rammung der Bohlen geschah mittels Rammhammer von einem Schwimmdrehkran aus

(Abb. 5). Erst als das Füllgut teilweise eingespült war und damit die Standsicherheit der Zellen gewährleistet erschien, wurden die Führungsgerüste abgebaut. Außerdem wurde sofort nach dem Leerpumpen der Baugrube und dem Aushub des Flußgeschiebes bis auf den Fels eine im Untergrund verzahnte Betonschwelle vor die Zellenwände gelegt, um das Herausspringen aus dem

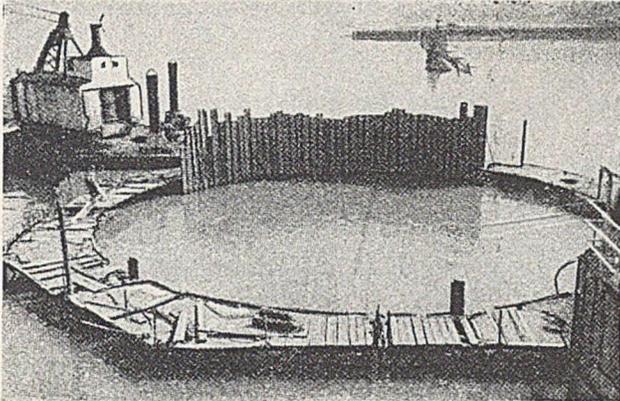


Abb. 5. Rammung der Zellenwand.

Alle Abbildungen aus der am Schluß des Artikels angegebenen Quelle.

Untergrund zu verhindern. Diese Schwelle enthielt in der Oberfläche eine Rinne zur Ableitung des Sickerwassers.

Das Füllgut sollte stark wasserdurchlässig sein, um im Zelleninnern den Überdruck niedrig zu halten und das Füllmaterial an innerem Widerstand gewinnen zu lassen. Deshalb schickte man das zur Füllung verwendete Spülgut aus dem Flußbett zunächst durch ein Trommelsieb, wodurch der Anteil an Korn unter 6 mm um etwa 50 % ermäßigt werden konnte. [Nach Eng. News-Record 78 (1952) Nr. 2 und 3.] Dr.-Ing. Ernst B a c h u s.

Viadukt und Doppeltunnel von Squirrel Hill bei Pittsburg.

Am Ausgang von Pittsburg sind kürzlich zwei bedeutende Bauwerke im Zuge der Fernstraße Penn—Lincoln—Parkway ausgeführt worden, und zwar ein Viadukt von 300 m Länge und anschließend ein Doppeltunnel durch

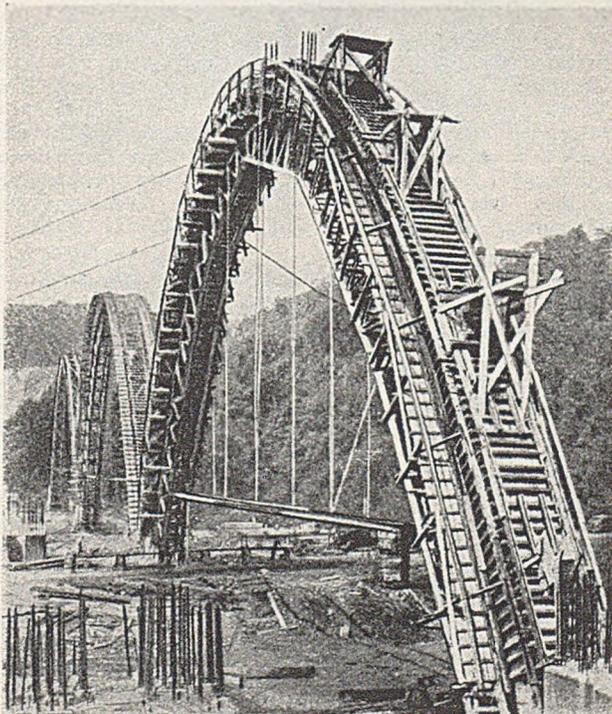


Abb. 1. Aufstellung des Lehrgerüsts für die erste Rippe der drei Bogen.

den Squirrel Hill. Bemerkenswert an diesen Bauten sind die stählernen Lehrgerüste für die Brücke und die Stahlschalungen der Tunnel.

Die Brücke überspannt ein weites Tal mit 3 Bogen von 54 m Stützweite. Jeder Bogen besteht aus 3 Rippen, auf denen die Fahrbahn mit ihren 4 Fahrspuren aufgeständert ist. Durch die Verwendung stählerner Lehrgerüste konnte das Bauwerk in der Rekordzeit von fünf

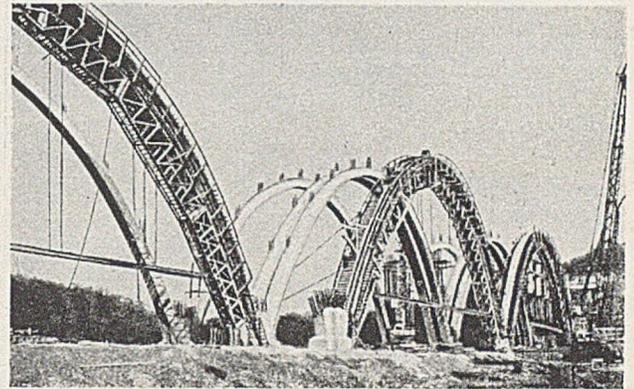


Abb. 2. Gesamtansicht der Baustelle. Die meisten Rippen sind betoniert.

Monaten ausgeführt werden. Abb. 1 zeigt die Montage des Lehrgerüsts vor dem Betonieren. Das Gerüst besteht aus lauter gleichen Teilen, die durch Bolzen verbunden werden. Für die Aufstellung werden keine Hilfsrüstungen erforderlich. Es wurde jeweils eine Rippe der ganzen Brücke eingerüstet. Nach dem Betonieren dieser Rippe wurde das Gerüst auf Querbahnen als Ganzes in die Flucht der nächsten Rippe verschoben. Abb. 2 zeigt ein fortgeschrittenes Baustadium mit der Einrüstung der letzten Rippe.

Der anschließende Doppeltunnel ist 1288 m lang. Die Maße des Rohausbruchs sind 11 · 8 m. Gefälle: von der Mitte nach beiden Seiten 2,5 %. Nach vollendetem Ausbau enthält jeder Tunnel eine Straße von 7,30 m Breite und einen 70 cm breiten Besichtigungssteig. Die lichte Höhe bis zur Zwischendecke unter dem Entlüftungskanal ist 4,27 m. Die Auskleidung in Stahlbeton ist an den Seiten mindestens 69 cm und im Gewölbe 61 cm stark (Abb. 3). An beiden Hauptern befinden sich Entlüftungsbauwerke.

Das Gebirge bestand aus einem ziemlich harten Gestein mit Einlagerungen von Tonschiefer, Sandstein und Kalk. Für das Bohren wurden stählerne Bohrwagen benutzt. Sie besaßen 3 übereinanderliegende Plattformen

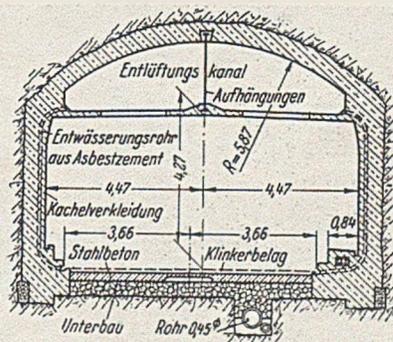


Abb. 3. Der Querschnitt eines Tunnels.

und wurden in jedem Tunnel durch Traktoren auf 60-cm-spurigem Gleis bewegt. Die Plattformen waren so angeordnet, daß sie leicht entfernt werden konnten, um den Schaufelbaggern und Transportkarren Durchlaß zu gewähren. Es wurden zwei Bohrwagenmodelle benutzt, eins für 16 und eins für 10 Bohrmaschinen. Der durchschnittliche Baufortschritt betrug 7 m im Tag, bei ungünstigem Gestein 3,5 m.

Für das Sprengen wurden je nach der Natur des Gebirges 85 bis 115 Löcher gebohrt, davon 10 in V-Form. Die geraden Löcher waren 2,49 m, die in V-Form 3,05 m

tief. Für das Fortschaffen der Sprengmassen wurden zwei mechanische Schaufelbagger mit Auslegern von 4,27 und 4,88 m verwandt. Die Transportkarren faßten 10 m³.

Die Schalung für die Ausmauerung des Tunnels wurde so ausgebildet, daß die Seitenwände und die gewölbte Decke in einem zusammenhängenden Vorgang betoniert werden konnten. Gleichzeitig stellte sie unmittelbar über

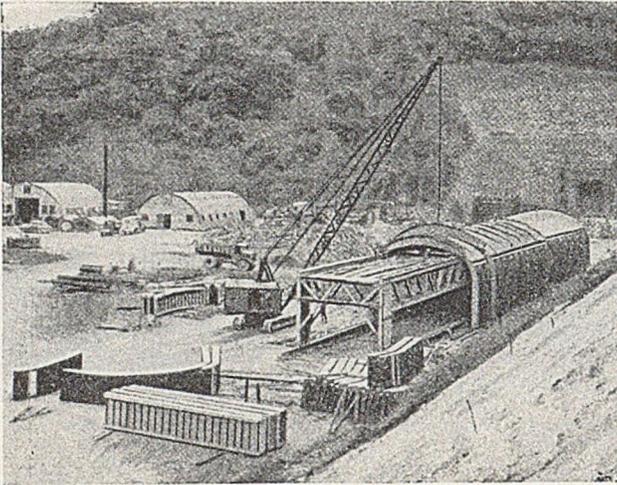


Abb. 4. Die Montage der Stahlschalung auf der Baustelle. Vor jedem Tunneleingang werden die 15 m langen Elemente zusammengesetzt. Der Rüstwagen, der die Schalung im Tunnel umsetzen soll, dient vorweg als Montagegerüst.

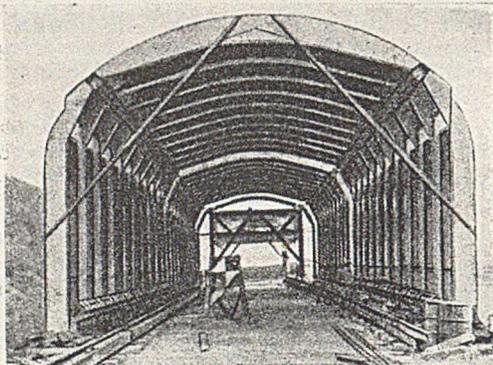


Abb. 5. Durchblick durch ein Schalungselement. Im Hintergrund der Rüstwagen.

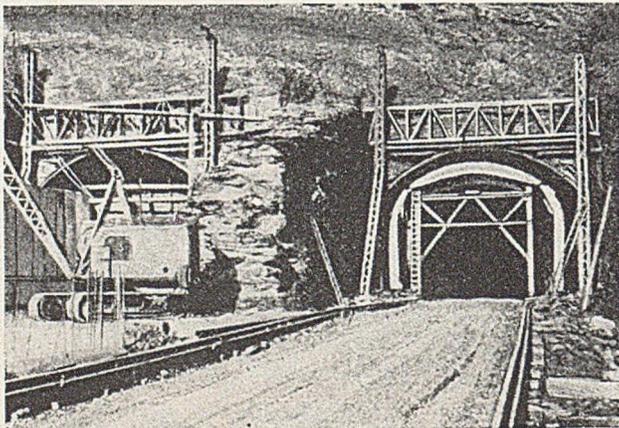


Abb. 6. Ansicht der Eingänge beider Tunnel nach der Aufstellung der ersten Schalungselemente.

der Kämpferlinie des Gewölbes eine durchlaufende Auflagerleiste für die Schalung der waagrechten Zwischen- decke her.

Die Schalung besteht aus drei gleichen, vollkommen geschweißten Stahlformen von 15 m Länge. Für die Montage und später für das Umsetzen der schweren Formen in den Tunneln dient ein besonderer Rüstwagen, Abb. 4 und 5. Jedes Schalungselement besitzt 5 Reihen

von 50 cm hohen Fenstern für das Einbringen des Betons. Je eine Reihe befindet sich in den Seitenwänden und drei im Gewölbe. Der Beton wird durch einen 5 cm weiten Schlauch eingepumpt. Zahlreiche weitere Fenster dienen der Verdichtung des Betons durch Rüttler. Die Schalungen stützen sich auf vorher betonierten Bankette.

Das Handhaben der Schalung ist äußerst einfach. Ein erstes Element von 15 m Länge wird am Tunnelanfang aufgestellt (Abb. 6) und an seinem inneren Ende abgedichtet. Dann wird betoniert. Wenn der Beton anfängt abzubinden, wird die Abdichtung entfernt. Vom zweiten Element, das auf dem Rüstwagen ruht, werden mit Hilfe der oberen Gelenke und durch auf dem Rüstwagen an-

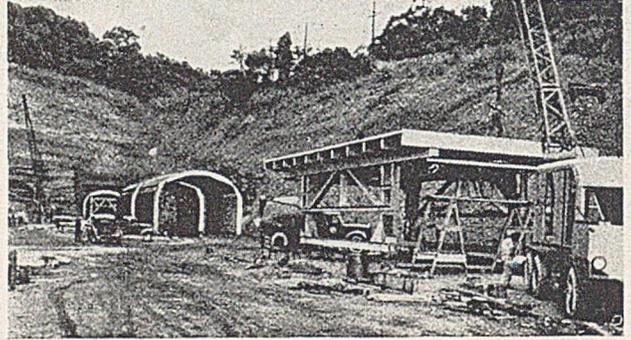


Abb. 7. Die Montage der Schalungen. Links hinten die Tunnelchalung, rechts vorn die Schalung der waagrechten Zwischen- decke auf ihrem Rüstwagen. In den Ecksäulen des Rüstwagens sind die hydraulischen Winden deutlich zu sehen.

gebrachte Zahnstangen die Seitenwände eingezogen, die Höhe des Rüstwagens wird durch hydraulische Winden in seinen vier Eckstützen verkleinert, und nun kann das zweite Element durch das erste hindurchgefahren und hinter ihm angeschlossen werden. Dann wird es vorne abgedichtet, und es können wieder 15 m betoniert werden. In gleicher Weise läßt man das dritte Element „zusammenfallen“, fährt es durch die beiden ersten hindurch, schließt es an, dichtet vorne ab und betoniert weitere 15 m. Nunmehr ist der Beton des ersten Elements erhärtet. Mit Hilfe des Rüstwagens läßt man die Schalung zusammenfallen, fährt sie durch die beiden anderen Elemente hindurch und so fort.

Die Schalungselemente sind 8,94 m breit und 6,35 m hoch. Das Gleis des Rüstwagens hat eine Spurweite von 5,79 m. Täglicher Baufortschritt 15 m.

Die 15 cm starke waagrechte Zwischen- decke unter dem Entlüftungskanal wird auch in Abschnitten von 15 m Länge mit besonderen Stahlschalungen ausgeführt. Der Vorgang entspricht dem oben beschriebenen. Die nachfolgenden Elemente werden unter den vorhergehenden nach vorn gebracht. Für den Transport dient ein kleinerer Rüstwagen, der das gleiche Gleis wie der vorerwähnte größere benutzt (Abb. 7). [Nach La Technique des Travaux 27 (1951), S. 297—304.] E. Weiß, Berlin.

Eine neue Wasserkraftanlage an den Niagarafällen.

Die Nutzbarmachung der Niagarafälle geht auf das Jahr 1853 zurück, als mit dem Bau des damals noch kleinen Kraftwerkskanals begonnen wurde. Jetzt gibt es am Niagara 7 Wasserkraftanlagen, deren Fallhöhen, je nachdem welche von den Nebenflüssen noch mitausgenützt werden, zwischen 41 und 93 m schwanken. Diese Anlagen verteilen sich auf das amerikanische und das kanadische Ufer (Abb. 1). Das Einzugsgebiet mißt an den Fällen 540 000 km², die Seeretentionsfläche 225 000 km². Die Abflußmenge beträgt maximal 9400 m³/s, minimal 3700 m³/s, im Mittel etwa 6000 m³/s. Die mittlere Spende beträgt für dieses Gebiet ungefähr 10 sl/km². Es wurde in einem Ver- trage zwischen den USA und Kanada im Oktober 1950 festgelegt, daß mehr Wasser für Kraftzwecke aus dem Niagara gewonnen werden, jedoch die Schönheit der Fälle nicht durch zu großen Wasserentzug beeinträchtigt werden soll. Es wurde im Vertrag bestimmt, daß im Sommer tagsüber wenigstens 2830 m³/s über die Fälle überfließen müssen und zu allen anderen Zeiten wenigstens 1415 m³/s.

Die etwa 1932 mit dem Bau des Welland-Schiffahrtskanals fertiggestellte alte Adam-Beck-Kraftanlage Nr. 1 hatte eine Wasserführung von $450 \text{ m}^3/\text{s}$. Die neue kanadische Anlage verarbeitet $570 \text{ m}^3/\text{s}$. In späterer Zeit ist eine Erweiterung

Der ganze Kanal wird mit Hilfe großer Bohrmaschinen abgebohrt (Abb. 2) und nachher gesprengt. Das geschieht in zwei Höhenabschnitten, einem oberen von etwa 7 m Tiefe und einem unteren von 15 m Tiefe. Die großen Bohrmaschinen leisten in der Stunde höchstens 9 m Bohrlochlänge bei Bohrlochern von $17,2 \text{ cm } \Phi$ einschließlich des Umtransportes der Maschinen. Jetzt wird der obere Aushub ausgeführt. Es werden insgesamt für den Kanal allein $6,4 \text{ hm}^3$ Massen, davon etwa $3,4 \text{ hm}^3$ Fels, bewegt. Das Bohren und Sprengen wurde als Großversuch ausgeführt, um das wirksamste Vorgehen zu ermitteln. Es wurde dabei die Sprengung der Bohrlöcher von $16 \text{ cm } \Phi$ mit denen von $17,2 \text{ cm } \Phi$ verglichen. Man fand, daß die größeren Bohrlöcher wirtschaftlicher waren. Der gegenseitige Abstand der Bohrlöcher wurde abwechselnd zu 3,60 m bzw. 3,00 m gewählt. Der Felsen bestand aus schaligem, zum Teil aus zersetztem Dolomit verschiedener Härte. Im allgemeinen wurde 80 cm Sprengstoff im unteren Teil des Sprengloches eingebracht, darüber 40 cm Verdämmung. Weiter nach oben wechseln Sprengstoff und Verdämmung im Verhältnis 1 : 1 in verschiedenen Stärken. Mit 0,75 kg Sprengstoff konnte 1 m^3 Felsen gewonnen werden. Das ist eine sehr große Sprengstoffmenge, aber das gesprengte Gut ist so stark zerkleinert (Abb. 3), daß es ohne jede nachträgliche Sprengung den Brechern von 107/122 cm Maulweite zugeleitet werden konnte. Für die Bohrung im unteren Abschnitt sind Bohrlöcher größeren Durchmessers geplant.

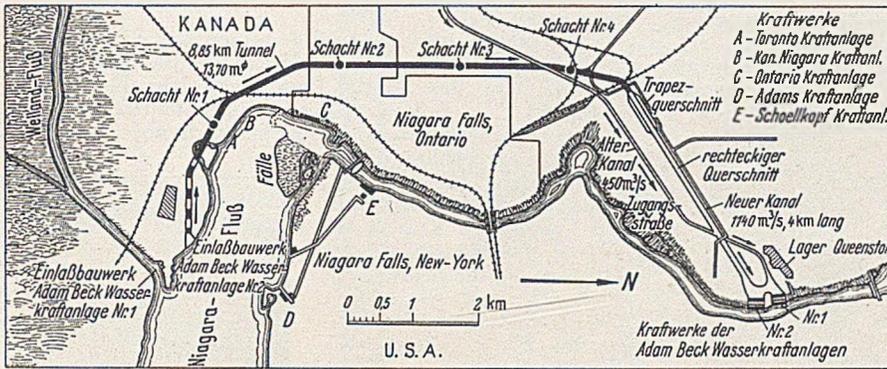


Abb. 1. Karte der größten Wasserkraftanlage Kanadas (an den Niagarafällen).

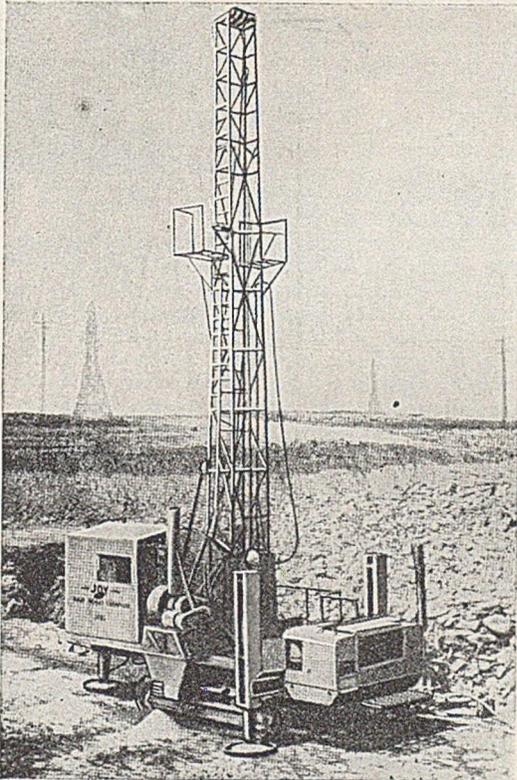


Abb. 2. Eine der beiden neuen Joy-Drehbohrmaschinen zur Herstellung der Bohrlöcher des Kanals.

auf $1140 \text{ m}^3/\text{s}$ geplant. Die Wassermenge von $570 \text{ m}^3/\text{s}$ erzeugt unter der Fallhöhe von 93 m knapp 70 000 PS. Die kanadische Anlage ist jetzt im Bau. Dagegen wird bei der amerikanischen Anlage noch immer beraten, ob Privatunternehmer, der Staat New York oder der Bund das Werk ausbauen sollen.

Es soll nun einiges Bemerkenswerte von der Adam-Beck-Kraftanlage Nr. 2, der größten Anlage, die Kanada jetzt erbaut, berichtet werden. Es müssen ein Tunnel von 8,85 km Länge, 15,5 m Ausbruchsdurchmesser und 13,7 m Innendurchmesser des verkleideten Tunnels und ein etwa 3,6 km langer Kanal mit teilweise trapezförmigem, größtenteils aber rechteckigem Querschnitt und 61 m Breite angelegt werden. Das Kraftwerk, das neben dem Queenston-Kraftwerk der Adam-Beck-Anlage Nr. 1 gelegen ist, soll im ersten Ausbau mit 7 Turbinen zu je 100 000 kW ausgerüstet werden. Später ist eine Erweiterung auf 12 Turbinen geplant.

Der gegenseitige Abstand der Bohrlöcher wurde abwechselnd zu 3,60 m bzw. 3,00 m gewählt. Der Felsen bestand aus schaligem, zum Teil aus zersetztem Dolomit verschiedener Härte. Im allgemeinen wurde 80 cm Sprengstoff im unteren Teil des Sprengloches eingebracht, darüber 40 cm Verdämmung. Weiter nach oben wechseln Sprengstoff und Verdämmung im Verhältnis 1 : 1 in verschiedenen Stärken. Mit 0,75 kg Sprengstoff konnte 1 m^3 Felsen gewonnen werden. Das ist eine sehr große Sprengstoffmenge, aber das gesprengte Gut ist so stark zerkleinert (Abb. 3), daß es ohne jede nachträgliche Sprengung den Brechern von 107/122 cm Maulweite zugeleitet werden konnte. Für die Bohrung im unteren Abschnitt sind Bohrlöcher größeren Durchmessers geplant.

Ein Einlaßrohr von ungefähr 150 m Länge, nach Untersuchungen am Modell entworfen, zieht das Wasser für die Kraftanlage aus dem Niagara ab und hält Eis und Gschwemmsel zurück. Vom Einlaßrohr aus gelangt das Wasser durch einen gering geneigten Schacht in den oben erwähnten Tunnel. Dieser Tunnel hat eine Überlagerung von 65–100 m. Er wird von 5 Fensterschächten aus vorgetrieben. Der fünfte Schacht ist neu hinzugekommen und in Abb. 1 noch nicht enthalten. Wahrscheinlich wird ein weiterer ähnlicher Tunnel später zwischen die Schächte getrieben, während der Kanal gleich für die größere Wassermenge ($1140 \text{ m}^3/\text{s}$) gebaut ist.

An seinem Ende geht der Kanal in ein Freispiegelwasserschloß über. An dieses Wasserschloß sind 7 Druckrohrleitungen von $5,80 \text{ m } \Phi$ angeschlossen, die steil unter einem Winkel von 60° zum Krafthaus hinabführen. Das Krafthaus erfordert einen Aushub von $2,5 \text{ hm}^3$. Die Fertigstellung des ersten Ausbaues ist für das Jahr 1955 vorgesehen. [Nach Construction methods and equipment 34 (1952) Februarheft S. 48.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.



Abb. 3. Löffelbagger laden das durch die Sprengung gut gebrochene Gestein in Kipper.

Kostensparende Auszimmerung von Tunneln.

Beim East-Delaware-Tunnel, einer 25 Meilen langen Wasserleitung von 3,50 m Durchmesser, wurde die Tunneldecke anstatt durch die bisher übliche Zimmerung durch Verbolzung gesichert. Man sparte dadurch 85 % an Stahl, verkürzte die Bauzeit und kam mit weniger Felsausbruch und Betonverkleidung aus. Auf 1 m Tunnelänge betrug

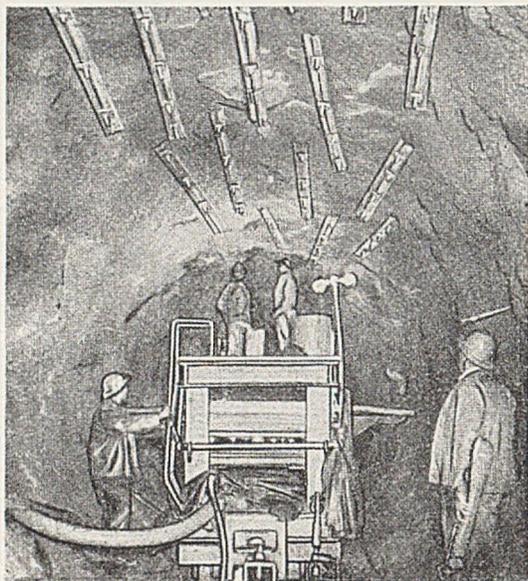


Abb. 1. Die Deckensicherung wurde von der obersten Plattform dieses Bohrwagens aus angebracht, von dem aus gleichzeitig auch die Bohrlöcher für den weiteren Ausbruch gebohrt wurden.

die Ersparnis 425 kg Stahl, 1,30 m Ausbruch und 1,30 m Betonverkleidung.

Lange, als Keile wirkende Bolzen werden in vorher gebohrte Löcher in die Tunneldecke getrieben, um die Decke und die Wände zu einer Gewölbewirkung zu zwingen. Die Bolzen werden dadurch verankert, daß

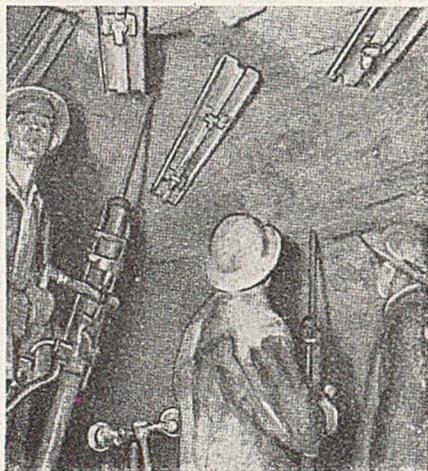


Abb. 2. Die ersten Bohrlöcher für 2 neue Schienen werden angesetzt.

man sie gegen das Ende des Bohrloches preßt, wodurch das geschlitzte Bolzenende sich öffnet, und den Bolzen zum Keil werden läßt.

Die Deckenverbolzung wird schon länger im Kohlenbergbau und neuerdings auch in Erzbergwerken angewandt. Dagegen wurde sie im Tunnelbau erstmalig beim Keyhole-Dam-Diversion-Tunnel in Wyoming im Jahre 1950 und bei einem kurzen Teilstück des Duchesne-Tunnels in Utah verwendet. Während aber bei diesen Ausführungen das Gebirge nur durch Unterslagscheiben an den Bolzen gestützt wurde, halten beim East-Delaware-Tunnel die Bolzen Längsschienen, die dem Gebirge einen weiteren Zusammenhalt geben und das Abbröckeln von Felsteilen

verhindern (Abb. 1). Der Rohausbruch des Tunnels ist 4,0 m, der Durchmesser des fertigen Tunnels 3,50 m innerhalb einer 25 cm starken Betonverkleidung. Der Tunnel wird von 6 Stellen aus vorgetrieben: von den beiden Portalen und beiderseits zweier Schächte von 180 und 290 m Tiefe.

Das Gebirge besteht im allgemeinen aus flachgelagertem Schiefer und grauem Sandstein in dünnen Lagen, einem Gestein, das für die Deckenverbolzung besonders günstig ist. Die Bolzen sind einzöllige Stahlstangen von 1,80 m Länge, deren inneres Ende ausgeschmiedet und aufgeschlitzt ist, während das äußere Ende ein Gewinde aufweist. Die Längsanker sind gepreßte flache W-Profile, wie sie gewöhnlich als Schwellen für Feldbahnen benutzt werden. Sie wiegen 7,5 kg/m und werden in Längen von 2,70 m geliefert. Sie enthalten 4 gestanzte Löcher für die Bolzen. Die Unterslagscheiben sind 10·10 cm groß. Bei sehr unregelmäßiger Deckenfläche werden die Anker in der Mitte durchgeschnitten, um als kurze Stücke verwendet zu werden.

Gegenüber der sonst üblichen Stahlzimmerung mit einem durchschnittl. Stahlverbrauch von 500 kg je lfd. Meter Tunnel erfordert die Deckenverbolzung bloß 75 kg/m. Das sind 85 % Ersparnis an Stahl.

Die Deckensicherung wird von der obersten Plattform des normalen Bohrwagens aus hergestellt, gleichzeitig mit dem Bohren der Löcher für den Tunnelvortrieb. Die Bohrwagenmannschaft muß zwar wegen des kombinierten Verfahrens verstärkt werden, aber es wird durch die gleichzeitige Herstellung der Deckensicherung und der Bohrlöcher für den Vortrieb Zeit gewonnen. Außer Stahl und Zeit wird auch das viele Holz, das sonst gebraucht würde, gespart. Ebenso wird durch den Fortfall der Stahlrahmen einer normalen Zimmerung der Durchmesser des Rohausbruchs verkleinert. Ferner entfällt die Gefahr herumfliegender Steinbrocken, wenn eine Sprengung die Zimmerung an einer Stelle verrücken sollte, und schließlich erleichtert die Deckenverbolzung ganz wesentlich die Entlüftung. Durch all diese Vorzüge konnte an allen Angriffs-



Abb. 3. Eine Mutter wird fest angezogen.

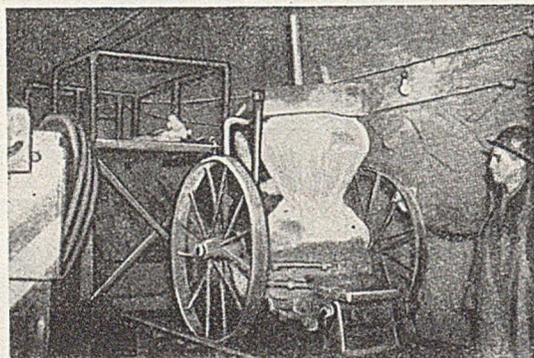


Abb. 4. Die Torkretausrüstung. Links hinten der Wagen des Torkretierers. Vorn die Torkretkanone. Rechts außerhalb des Bildes der Materialkarren.

punkten eine Tagesleistung von 12 m bei 3 Arbeitsschichten erzielt werden.

Wenn das erste Loch gebohrt worden ist, wird die stützende Schiene festgebolt (Abb. 2). Die restlichen drei Löcher der Schiene dienen als Lehre für das Bohren der übrigen Bolzenlöcher. Nachdem die Bolzen durch die Schienenlöcher eingeführt worden sind, werden die Unterslagscheiben und die Muttern aufgebracht. Dann werden die Bolzen mittels Döpper fest eingetrieben. Später erhalten die Bolzen durch festes Anziehen der Muttern (Abb. 3) eine Spannung von 1650 kg/cm², was einer Spannkraft von 7 t entspricht.

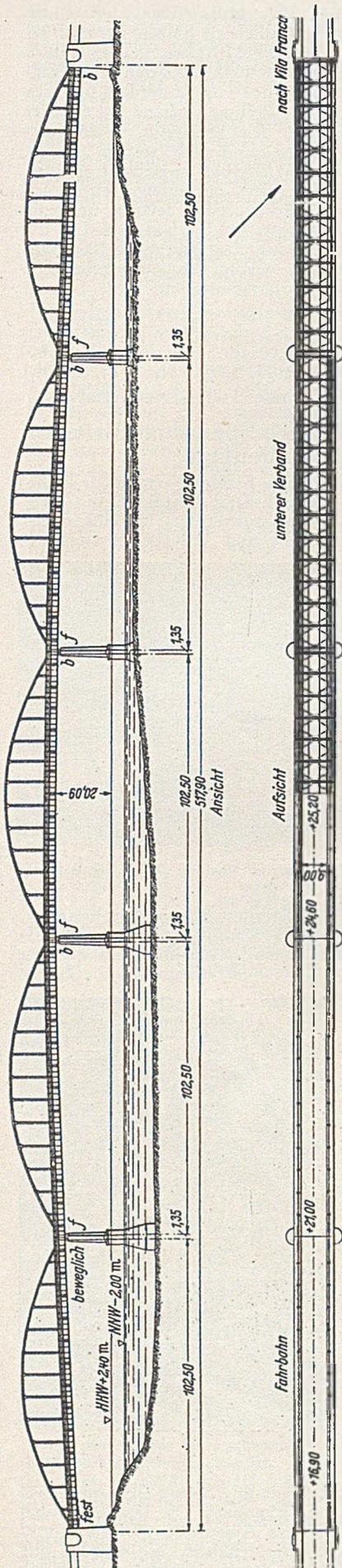


Abb. 1. Schema der Brücke.

Einmal an jedem Tage, in der 3. Schicht, wird die neu gesicherte Deckenfläche torkretiert, um Abbröckelungen des Gesteins zu verhindern. Die Decke erhält 2 Mörtelüberzüge. Das Torkretieren erfolgt von einem Zuge mit 3 Tafelwagen, Abb. 4: auf dem ersten steht der Torkretierer, der 2. trägt die Torkretkanone und der 3. die Säcke mit einer Sand-Zement-Mischung 3 : 1. Der Sand wird vorher in einem Schuppen außerhalb des Tunnels getrocknet und gesiebt. [Nach Construction Methods and Equipment 34 (1952), Märzheft S. 48—53.]
E. Weiß, Berlin.

Straßenbrücke über den Tejo in Portugal.

Ein wichtiges Glied in der Straßenverbindung zwischen Lissabon und dem Süden und Osten Portugals ist Ende 1951 durch die Eröffnung einer neuen Brücke über den Tejo bei Vila Franca de Xira, 20 km flußaufwärts von Lissabon, in Betrieb genommen. Dort diente dem Verkehr von Ufer zu Ufer bislang nur eine Wagenfähre. Die nächste feste Brücke über den Fluß ist 80 km von Lissabon entfernt. Eine weitere Brücke, in größerer Nähe von Lissabon, wurde schon seit Jahren für notwendig gehalten. Verschiedene Planungen an anderen Stellen ließ man mit Rücksicht auf die Breite des Flusses und schwierige Gründungsverhältnisse wieder fallen. Für wirtschaftlich vertretbar hielt man jedoch eine Überbrückung bei Vila Franca de Xira, nicht zu weit von Lissabon entfernt, weil dort der Fluß vergleichsweise schmal ist und die Gründung nicht sehr schwierig erschien. Die portugiesische Regierung sah zunächst eine Hängebrücke mit einer Spannweite im Mittelfeld des Brückenzuges von 250 m vor. Sie forderte Angebote von Firmen ein und stellte anheim, eigene Vorschläge für die Brückenart zu machen. Eine Arbeitsgemeinschaft zwischen einer englischen Firma, zwei dänischen Gesellschaften und einer portugiesischen Firma kam zustande; die letztere Firma hatte die Ausführung der Anschlußbauten, der Pfeiler und der Straßenbauten übernommen. Ein Abänderungsentwurf der englischen Firma, den man der Ausführung zugrunde legte, brachte anstatt einer weit gespannten Hängebrücke fünf Einzelbrücken von je 102,5 m in Vorschlag (Abb. 1). Es sind durch Stabbögen versteifte vollwandige Balkenbrücken (Langersche Balken). Eine Hängebrücke wäre kostspieliger geworden. Das Angebot für die Brücke schloß mit 17 500 000 DM ab. Die Länge der Brücke ohne Anfahrten beträgt von Auflager zu Auflager der landseitigen Pfeiler 517,9 m, und die Länge einschließlich der Zufahrtsbauwerke ist 1124 m; damit ist sie die längste Brücke Portugals und rechnet zu den größten Brücken Europas. Die Fahrbahn mißt 9 m und die Gehwege zu beiden Seiten sind 1,5 m im Lichten. Die Anfahrten bestehen aus stahlbewehrten Betonbrücken und Erddämmen. Der Fluß ist an der Kreuzungsstelle 500 m breit.

Das Flußbett besteht aus schlammigem Boden von unterschiedlicher Festigkeit. Darunter folgt Sand und Kies, die eine gute Gründung ermöglichen. Der schlammige Boden wurde in den oberen Lagen für die Pfeiler-

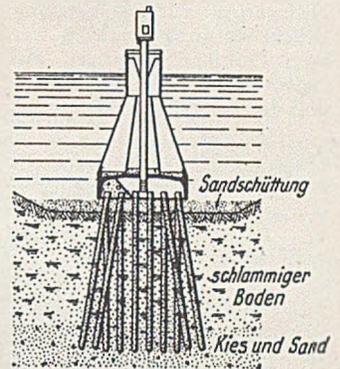


Abb. 2. Gründung der Brückenpfeiler.

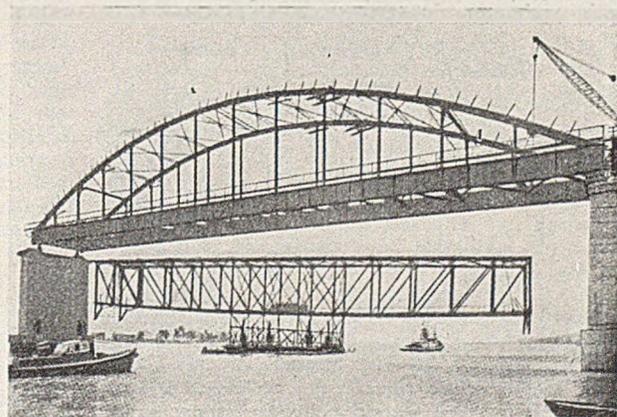


Abb. 3. Verholen des Hilfsgerüsts in die nächste Brückenöffnung.

fundamente abgebagert und durch eine Sandschüttung ersetzt. Hohle Stahlbetonpfähle mit Durchmessern von 66 cm und bis zu Längen von 27 m, von denen jeder eine Last von 120 t zu tragen vermag, rammte man bis in den tragfähigen sandigen Kies. Die Köpfe der Pfähle reichen bis über die Sandschüttung herauf. Die stahlbewehrten Gründungskasten der Pfeiler wurden schwimmend über die Pfahlköpfe gefahren und durch Wasserfüllung abgesetzt (Abb. 2). Nachdem das Wasser durch Preßluft wieder entfernt war, konnte der Zwischenraum zwischen den Pfahlköpfen und der Decke der Arbeitskammer in dem Pfeilerkasten ausbetoniert werden. Nach Ausfüllen

der oberen Fächer des Pfeilerschaftes ließen sich die Pfeiler bis zur vollen Höhe aufbauen. Die Gründungskasten mußten in einem von den Unternehmern beschafften Schwimmdock bis zum Ausfluten hergestellt werden.

Die fünf Stabbogen-Brücken haben ein Gesamtgewicht von 3000 t. Jeder Bogen ist in 15 Felder unterteilt. Die Fahrbahn und die Gehwege stehen durch lotrechte Stäbe mit dem Bogen in Verbindung. Diese Stäbe hatten bei der Montage der Brücke das Gewicht des Bogens aufzunehmen; sie sind deshalb sehr steif konstruiert. Zwischen dem zweiten und dritten Feld ist der obere Verband als Steifrahmen abgeschlossen.

Besonderes Interesse verdient die Montage des Überbaus. Bei der geringen Tragfähigkeit des Bodens im Flußbett und bei der großen Tiefenlage des tragfähigen Untergrundes unter dem schlammigen Boden war es unwirtschaftlich, von einem normalen Lehrgerüst aus zu arbeiten, und die besondere Art der Brückenkonstruktion verbot es, von den Auflagern aus mit Austragungen vorzubauen; darum entschloß man sich, ein stählernes Hilfsgerüst zur zeitweiligen Unterstützung der Stabbögen einzuschalten. Nach Fertigstellung eines Bogens konnte das Hilfsgerüst wieder ausgebaut und nach der nächsten Brückenöffnung gefahren werden (Abb. 3). Es wurde auf zwei Prähmen montiert, auf diesen in die Öffnungen zwischen den Pfeilern geschleppt und so weit abgesenkt, daß die Enden auf Absätzen oder Vorsprüngen der Pfeiler

Störung beim Entfernen des Hilfsgerüsts bei schon steigendem Wasser hätte die übelsten Folgen mit sich gebracht. Die Montage sämtlicher Brücken gelang jedoch ohne jeden Unfall. Die beiden Prähme hatten eine Tragfähigkeit von je 500 t. Sie wurden von Rotterdam bis nach der Baustelle geschleppt. Die Prähme verband ein eiserner Überbau, dessen Höhe nach dem Spielraum in den verschiedenen Brückenöffnungen eingestellt werden mußte. Die Prähme wurden durch Wasserballast so weit geflutet, daß die Enden des Hilfsgerüsts mit ihren Stelzen sich auf die Vorsprünge der Brückenpfeiler setzten und die Prähme darunter herausgezogen werden konnten. Um die Hilfsgerüste nach Fertigstellung der Brückenkonstruktion wieder entfernen zu können, verfuhr man umgekehrt. Die Brücke war in 1000 Tagen fertigzustellen; diese Bauzeit ließ sich einhalten.

Mit Ausnahme von einigen Facharbeitern der englischen Firma, wurden nur ortsansässige Leute beim Bau beschäftigt. [Nach Engineering 172 (1951) Nr. 4483, S. 801.]

Erich Bunnies, Hamburg.

Stahlersparnis durch Spannbetonträger beim Hallenbau.

Die auch in den Vereinigten Staaten herrschende Stahlknappheit hat die Bauunternehmung Austin Co. in Cleveland veranlaßt, eine Versuchsausführung für eine ebenerdige Halle mit 18 m Breite und 72 m Länge zu über-

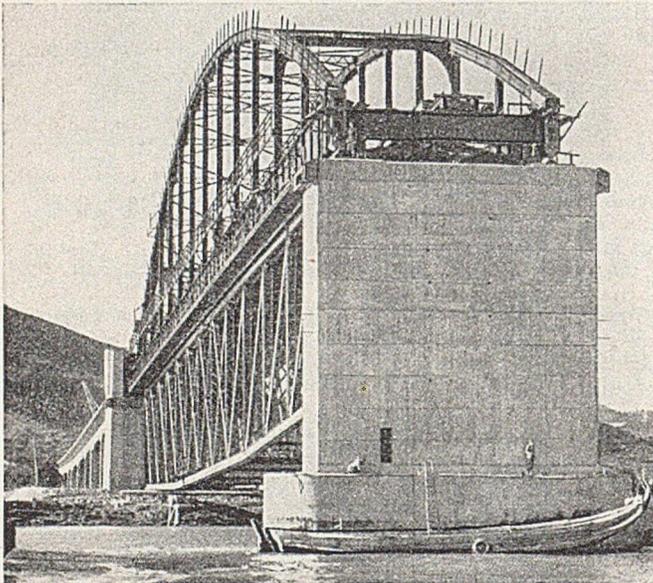


Abb. 4. Eingerüstete landseitige Brückenöffnung mit Anfahrt aus stahlbewehrten Betonbrücken.

aufrichten. Sie mußten an den Pfeilerköpfen während der Montage verankert werden. Dann ließen sich die Prähme wieder ausfahren. Auf dem Hilfsgerüst wurden Pallhölzer von entsprechender Höhe angeordnet und die Konstruktionsteile der Brücke aufgebaut. Zum Schluß konnte man den Überbau anheben und auf die Pfeilerlager absetzen. Diese bestehen aus Gußstahl und wiegen 60 t. Die festen Lager eines jeden Hauptträgers sind halbkugelförmige Kipplager, und die beweglichen Lager bestehen aus zwei Rollen mit Durchmesser von 37,5 cm. Die Durchführung des Bauvorgangs erschwerte der Umstand, daß der Abstand vom Wasserspiegel bis zur Unterkante des Überbaus bei dem beiderseitigen Gefälle der Brückenfahrbahn nicht unbedeutend verschieden ist. Darüber hinaus waren der Tidewechsel bis zu 4 m, starke Winde und die Tidenströmungen zu berücksichtigen. Das Hilfsgerüst wog 380 t. Da nur ein verhältnismäßig kleiner Spielraum zwischen den Enden des Gerüsts und den Pfeilern zur Verfügung stand, war es selbstverständlich, daß es beim Verholen schwierig war, das Gerüst einzuschwimmen und genau auf den Vorsprung des Pfeilers abzusetzen. Das Verholen des Gerüsts von einer Brückenöffnung in die nächste, hatte mit großer Vorsicht zu geschehen, weil das Gerüst abgesenkt werden mußte, während der Überbau der Brücke noch auf Pallklötzen ruhte. Irgendeine

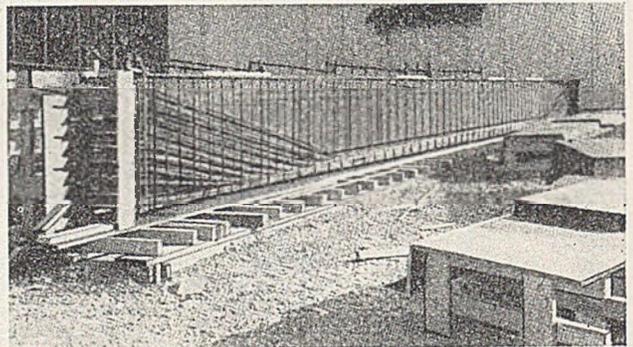


Abb. 1. Vorspannbewehrung in der Schalung verlegt vor dem Betonieren.

nehmen, bei der die Dachträger aus Spannbeton bestehen. Sie liegen im Abstand von 6 m auf vorfabrizierten Stahlbetonsäulen. Die Bewehrungen von Säulen und Trägern sind durch Schweißung miteinander verbunden. Die Träger besitzen I-Querschnitt mit 1,02 m Höhe und wurden auf dem Hallenboden liegend hergestellt. Der Obergurt ist 76 cm und der Untergurt 30 cm breit, die Stegstärke beträgt 15 cm. Die Balken wurden in Sperrholzschalung angefertigt. Der Beton besaß eine Festigkeit von 360 kg/cm². Steg und Gurte erhielten eine leichte Bügelbewehrung ϕ 7 mm in 30 cm Abstand und zusätzlichen Bügeln an den Enden.

Die Vorspannbewehrung besteht aus 60 Drähten ϕ 6,5 mm aus hochwertigem Stahl mit 155 kg/mm² Festigkeit. Ihre Vorspannung beträgt anfangs 105 und nach Kriechen und Schwinden 88 kg/mm². Die Drähte werden zu je drei in einem stählernen Ankerkörper vereinigt und durch angestauchte Köpfe festgehalten. Sie wurden mit Asphalt und wasserdichtem Papier überzogen, damit sie

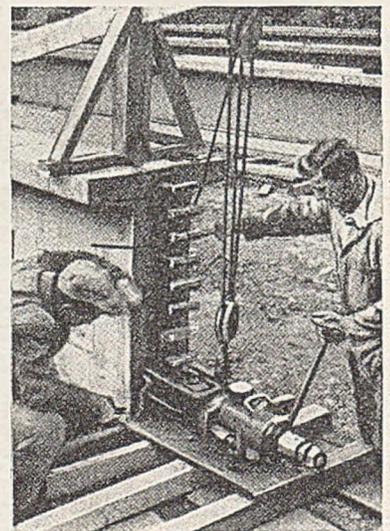


Abb. 2. Spannen der Drähte in drei Gruppen mit hydr. Presse.

nach dem Erhärten des Betons angespannt werden können. Zum Spannen wurde eine 60-t-Presse benutzt, die sich gegen stählerne Druckplatten abstützte. Das Gewicht eines Trägers beträgt 12,5 t. Sie wurden mit zwei Raupenkränen montiert.

Bei der Ausführung wurde die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens studiert. In konstruktiver Hinsicht wurden bereits im Vorjahre Erfahrungen gesammelt, als man mehrere Träger in natürlicher Größe herstellte und an diesen umfangreiche Spannungsmessungen und Bruchversuche anstellte.

Die Stahlersparnis beträgt angeblich etwa 70 % gegenüber Stahlträgern. [Nach Engineering News-Record 148 (1952) Nr. 1, Jan. 52, S. 28.] G. Franz, Bad Vilbel.

Einige Streiflichter aus dem technischen Leben von USA.

1. Ingenieurwachstum.

Während noch im März 1950 das „Bureau of Labor Statistics of the U.S. Department of Labor“ (vergl. Engineering News-Record vom 16. März 1950, Seite 26) die Auffassung vertrat, daß die Zahl der Absolventen der amerikanischen Ingenieurschulen in den nächsten Jahren den Bedarf bei weitem überschreiten werde, veröffentlicht diese Dienststelle 1 1/2 Jahre später eine Schrift „Effect of Defense Program on Employment Outlook in Engineering“, in der eine völlig gegenteilige Auffassung vertreten wird. Aus diesem Bericht ist folgendes zu entnehmen:

Die Zahl der in den U.S.A. tätigen Ingenieure ist im ständigen Wachsen begriffen, belief sich im Jahre 1940 auf 245 000 und 1950 auf 400 000 Ingenieure. Die Zunahme war besonders stark während des 2. Weltkrieges, hielt aber auch noch in der Nachkriegsperiode an, die durch Umstellung von Kriegs- auf Friedenswirtschaft gekennzeichnet war. Die Nachfrage nach Ingenieuren

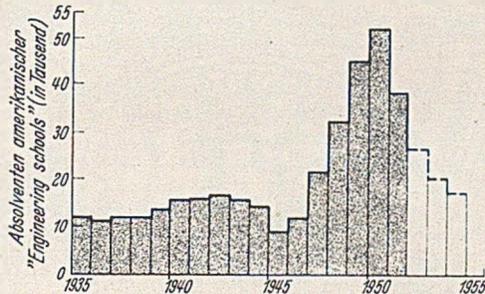


Abb. 1.

sank dann 1949 und Anfang 1950, um nach dem Beginn der Koreakrisis und der Verkündung eines „new mobilization program“ wieder scharf anzusteigen.

Abb. 1 zeigt die Gesamtzahl der Absolventen der amerikanischen Ingenieurschulen in den Jahren 1939 bis 1951 und ihre voraussichtliche Zahl 1952—1954. Trotz der Spitze des Jahres 1950 berichten viele Dienststellen und Firmen, daß sie in diesem Jahre nicht genügend Ingenieure haben einstellen können, und zwar erstreckt sich die Nachfrage sowohl auf junge Absolventen als auch auf erfahrene Ingenieure.

Die einzelnen Ingenieurdisziplinen haben an der Gesamtzahl der Ingenieure im Jahre 1951 folgende Anteile: Die Maschineningenieure stehen mit 40 % an der Spitze, die Bauingenieure, die bis zum 2. Weltkrieg am stärksten vertreten waren, sind auf den zweiten Platz mit 25 % gesunken. Der elektrotechnischen Disziplin gehören 20 % der Ingenieure an, der Chemie 10 %, Bergbau und Hüttenwesen 5 %. 300 000, d. h. ¾ sind in Privatstellungen, 90 000 in Behördenstellungen und 10 000 im technischen Schul- und Hochschulwesen tätig.

Mit der Spitze des Jahres 1950 von 50 000 Absolventen der Ingenieurschulen hat die Welle der Kriegsteilnehmer ihr Ende erreicht. Es ist übrigens bemerkenswert, daß die amerikanische Statistik damit rechnet, daß nur 50 % der Studenten des 1. Semesters das Schlußexamen ablegen, die anderen fallen wegen finanzieller Schwierigkeiten und insbesondere auch wegen mangelhafter Leistungen im Laufe des Studiums aus.

Interesse verdient die Statistik Abb. 2, die die Anzahl der Arbeiter je Ingenieur zeigt. Man sieht den steigenden Anteil der Ingenieurarbeit an den technischen Erzeugnissen.

Sowohl der zunehmende Anteil der Ingenieurarbeit wie die Ausweitung der Industrie aus Friedens- und Militärbedarf bedingen die steigende Nachfrage nach Ingenieuren. Im Jahre 1951 veranstaltete die „Engineering Manpower Commission of the Engineers Joint Council“ hierüber eine Nachfrage mit dem Resultat, daß sich für das Jahr 1952 ein Bedarf von 128 000 Ingenieuren ergab.



Abb. 2.

Nach unseren deutschen Erfahrungen etwa der Jahre 1937 bis 1945 möchte man allerdings annehmen, daß Bedarfsanmeldungen stets dann übertrieben hoch abgegeben werden, wenn ein Mangel vorliegt, insbesondere, wenn dann noch eine zentrale Lenkung vorgenommen wird.

2. Straßenbau in U.S.A. und bewirtschaftete Baustoffe, insbesondere Stahl.

Aus einem Kongreß der Illinois Road Builders Association am 9. November 1951 in Chicago werden folgende Angaben entnommen: Seit der „Controlled Materials Plan“, abgekürzt „CMP“, die Zuteilung der Baustoffe vornimmt, muß der amerikanische Straßenbau um seine Kontingente kämpfen. Sehr viele amerikanische Straßen werden als Betonstraßen mit Stahlbewehrung gebaut. Der Stahl ist im amerikanischen Bauwesen ein besonders scharfer Engpaß. Die unter 1. bereits erwähnte deutsche Erfahrung, daß Bewirtschaftung bei Mangel erhöhte Anforderungen auslöst, ist offensichtlich auch in Amerika gemacht worden, denn der Vorsitzende des Chicagoer Kongresses ermahnte die Mitglieder, nur echte Anforderungen zu machen. Der Stahlmangel wird, so scheint es, die Technik des amerikanischen Straßenbaus wieder mehr auf Pflaster- und Asphaltstraßen hinlenken.

3. Vorgespannter Beton.

Bekanntlich wird der vorgespannte Beton in Amerika bisher nur wenig angewendet. Erst jetzt unter dem Druck des Stahlmangels wird der vorgespannte Beton lebhafter propagiert. Auf einem Kongreß am 17. November 1951 in Albany, N.Y., wurden von der bekannten Firma John A. Roebling's Sons Co., die auch Vorspannbewehrungsstahl und Vorspannanker eigener Konstruktion liefert, mitgeteilt, daß z. Z. 40 Bauwerke in den U.S.A. mit Vorspannbeton ausgeführt werden. Diese Zahl, die für europäische Verhältnisse sehr gering erscheint, wurde auf diesem Kongreß bereits als hoch angesehen und daran die Erwartung einer jetzt einsetzenden schnellen Zunahme der Bauausführungen in Spannbetonbauweise geknüpft. [Aus Engineering News-Record vom 29. November 1951.]

A. M e h m e l, Darmstadt.

Windschäden an der Golden Gate-Brücke.

Die Windschwingungen an der Golden Gate-Brücke während des Sturms am 1. Dezember 1951 waren die bedeutendsten Hängebrückenschwingungen, die seit dem Bruch der Tacoma-Brücke im Jahre 1940 beobachtet wurden. Das Ausbleiben von nennenswerten Bewegungen an der Golden Gate-Brücke hatte die Ingenieure in eine Art Selbstzufriedenheit eingewiegt. So hatte z. B. das Bureau of Public Roads dort seine Mitwirkung an den Schwingungsmessungen beendet, nachdem innerhalb von vier Jahren kaum eine Bewegung zu verzeichnen

war. Lediglich fünf der Instrumente waren noch auf der Brücke belassen worden.

Die Aufzeichnungen während des Sturms am 1. Dezember 1951 zeigten eine vertikale Bewegung von 3,30 m an. Wenn auch starke Winde von dreistündiger Dauer eine Ausnahme sind, so besteht doch kein Grund anzunehmen, daß nicht auch stärkere Winde auftreten könnten, die vielleicht noch größere Schäden durch Torsionsschwingungen verursachen würden.

Derzeit wird noch geprüft, ob es möglich ist, eine Verstärkung des Tragwerkes durchzuführen. C. E. Paine und Mitarbeiter überprüfen insbesondere ob ein seitliches Verspannungssystem in der Ebene der Untergurte angebracht werden kann, um den Querschwingungen besser zu widerstehen. Sie wollen weiter untersuchen, ob die ärodynamischen Wirkungen durch Dämpfungsvorrichtungen und durch offene Gitterroste als Gehwegbelag, vermindert werden kann. Die ursprüngliche Konstruktion der Golden Gate-Brücke schuf Paine zusammen mit J. B. Strauß.

Nach den Untersuchungen mit Schwingungsmeßgeräten nennt der Bericht von Paine einen vertikalen Schwingungsauslag der Brückenfahrbahn von $\pm 1,65$ bei einer Frequenz von 8,4 Perioden je Minute. Während Augenzeugenberichte behaupten, daß eine Torsionsschwingung stattgefunden habe, ist dies aus den Aufzeichnungen der Instrumente nicht ersichtlich. Das Versagen der Tacoma-Brücke trat bekanntlich infolge von antisymmetrischen Torsionsschwingungen ein.

Die Bewegungen der Golden Gate-Brücke am 1. Dezember 1951 wurden durch Wind bis zu 110,4 km/std (69 mph) Geschwindigkeit verursacht. Obgleich vorher schon stärkere Winde auf die Brücke eingewirkt hatten, war bisher noch keiner so langandauernd wie am 1. Dezember 1951. Während langanhaltender Winde werden in der schweren Fahrbahnkonstruktion Bewegungsenergien angesammelt. Am 1. Dezember 1951 wurde eine Windgeschwindigkeit von 80 km/std während beinahe 4 Stunden überschritten, wobei der stärkste Wind und der größte Schwingungsauslag gegen Ende der dritten Stunde beinahe zusammenfielen. Heftiger Regen und der stürmische Wind veranlaßten die Straßenaufsicht, die Brücke für drei Stunden für den Verkehr zu schließen.

Die Kosten für die Ausbesserung der entstandenen Schäden belaufen sich auf etwa 70 000 Dollar. Es handelt sich dabei fast ausschließlich um die Verbindungen zwischen der Fahrbahnkonstruktion in der Mittelöffnung der Brücke und den Pylonen. [Nach Engineering News-Record 148 (1952) Nr. 6 vom 7. Februar 1952, S. 19 u. 27.]
F. Schleicher, Dortmund.

überhängendem Querschnitt, die sog. Kuppelmauern, noch nicht. Die Italiener dagegen haben schon erfolgreich viele solche Bauwerke erstellt, darunter die Staumauern Lumici 136 m größte Höhe, Val Gallina 86 m, Oviglio 75 m, Barrea 63 m, Plima 60,50 m und Ceppo Morelli 45 m.

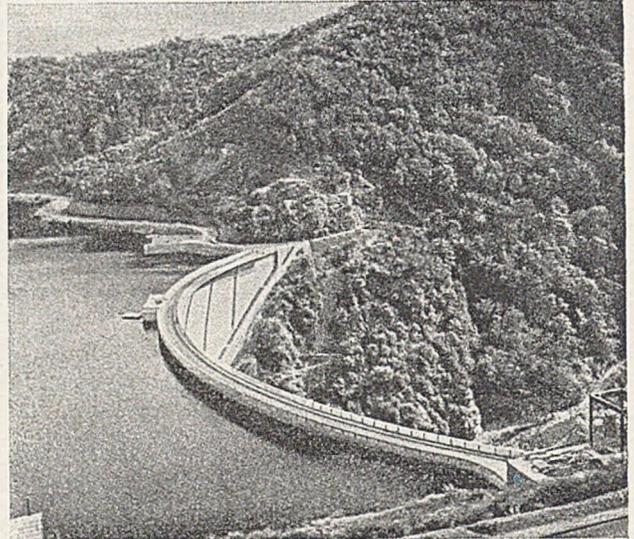


Abb. 1. Talsperre Enchanet — Gesamtansicht.

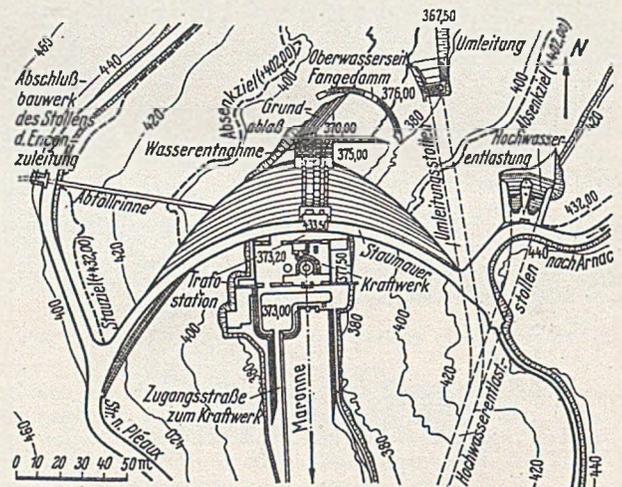


Abb. 2. Lageplan der Kuppelmauer Enchanet.

Die Talsperre von Enchanet an der Maronne (Cantal).

Die Maronne entspringt auf den Westhängen des französischen Zentralmassivs, durchfließt die Departements Cantal und Corrèze und mündet bei Argentat in die Dordogne. Das Einzugsgebiet hat mit dem Nebenfluß Encon, der aus einem fremden Einzugsgebiet in die Talsperre eingeleitet wird, die Größe von 493 km². Das Mittelwasser beträgt bei der Talsperre 16 m³/s, was einer Spende von 32 sl/km² entspricht. Der mittlere Jahresabfluß beträgt 500 hm³. Die Talsperre hat einen Gesamtinhalt von 90 hm³, davon 73 hm³ Nutzinhalt, das sind etwa 15 % des mittleren Jahresabflusses.

Das Staubauwerk ist eine Kuppelmauer von 68,50 m größter Höhe, 230 m Kronenlänge und einem Halbmesser an der Krone von 104 m. Die Mauer hängt im Scheitel gegen die Luftseite über, und zwar mit einer größten Neigung von 52 %. Sie enthält eine Betonmenge von 65 000 m³ (Abb. 1, 2, 3).

Bis jetzt gab es in Frankreich Bogenmauern mit stark gegen das Unterwasser

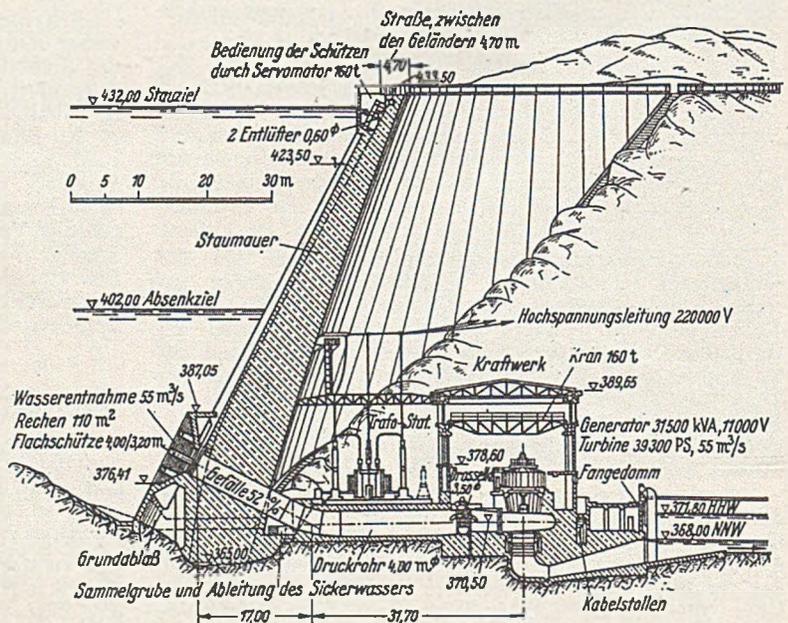


Abb. 3. Querschnitt der Kuppelmauer und des Krafthauses Enchanet.

Der Erfolg damit hat die französischen Ingenieure veranlaßt, außer Enchanet noch die Mauer Couesque 63 m nach dieser Bauart zu erstellen.

Dem Bau dieser neuen Art Bogenmauern liegt folgender Konstruktionsgedanke zugrunde. Ein horizontaler Bogen muß, um dem statischen Wasserdruck mit den geringsten Massen zu widerstehen, einen Zentriwinkel von etwa 120° aufweisen. Eine Bogenmauer muß sich demnach

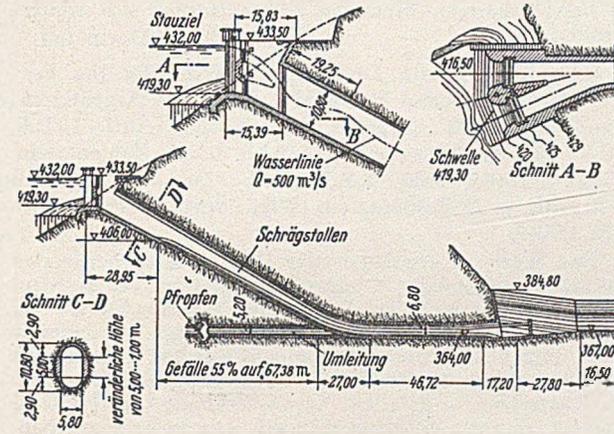


Abb. 4. Hochwasserentlastung. Längsschnitt und verschiedene Querschnitte.

aus einer Reihe aufeinander geschichteter Bögen vom Zentriwinkel 120° zusammensetzen. Schichtet man nun diese Bögen so, daß die Scheitel lotrecht übereinander zu liegen kommen, so sind die Widerlager der oberen Bögen, die den größeren Halbmesser haben, nicht lotrecht über den Widerlagern der unteren Bögen. Um die Stabilität der Mauer bei leerem Becken zu erreichen, ist man bei der klassischen Bauweise der Bogenmauern gezwungen, diese Blöcke oberwasserseitig durch Auffüllung mit Beton zu stützen. Das hat man jedoch bei der Bauweise der Kuppelmauern nicht nötig.

Die Horizontalschnitte sind bei der Staumauer Enchanet Kreistränge. Die Breite der Ringe beträgt bis Ordinate + 380 m NN 10,80 m, darüber nimmt sie bis auf 2 m an der Krone ab. Der Zentriwinkel nimmt dagegen von 89° auf 113° zu.

Die Staumauer ist auf Glimmerschiefer gegründet, der genügend hart, aber stark mit Rissen und Quarzadern durchzogen ist. Der Dichtungsschleier, der in der Sohle vorgesehen wurde, verbrauchte auf 2200 lfdm Bohrlochlänge 120 t Zement. Das sind im Mittel nur 55 kg je lfdm Bohrloch. Die Fuge zwischen Beton und Felsen hatte allein 80 t Zementverbrauch.

Die Hochwasserentlastung geschieht durch einen mit Beton verkleideten Schrägstollen, der sich auf Höhe + 364 m NN mit dem provisorischen Umleitungsstollen vereinigt. Die Entlastungsanlage leistet 800 m³/s. Zwei Doppelschützen, in der Mitte sie durch eine Eisenbetonwand von 5,10 m Höhe unterbrochen, bilden den Einlauf zu den im Anfang zwei, nachher einem 10,80 m hohen und 5,80 m breiten Stollen. Die untere Schütze ist 3,70 m und die obere 3,90 m hoch. Im vollständig geöffneten Zustand ist die obere Schütze abgesenkt und die untere Schütze gehoben, beide bis hinter die Eisenbetonwand. Der Stollen verkleinert sich nach unten der Höhe nach von 10,80 auf 6,80 m und dem Querschnitt nach von 134 auf 38 m² (Abb. 4).

Das Kraftwerk am Fuße der Staumauer hat nur eine vertikalachsige Francisturbine von 31 500 kW. Diese hat ein größtes Schluckvermögen von 55 m³/s und 214 U/min. Zwischen Kraftwerk und Staumauer liegt die Trafostation zur Umspannung auf 200 000 V. Die Turbine wird von einer Druckrohrleitung gespeist, die auf 37 m Länge mit 4,00 m Ø die Mauer durchquert. Sie kann durch ein Flachschieß von den Abmessungen 4,00/3,20 m verschlossen werden. Direkt vor der Turbine befindet sich eine Drosselklappe von 3,50 m Ø. Während des Vorganges des Öffnens und Schließens wird die Rohrleitung durch zwei Ventile auf der Mauerkrone von 60 cm Ø entlüftet. Die Grundablaßleitung durchquert mit 1,80 m Ø ebenfalls Mauer und Kraftwerksunterbau. Sie ist oberwasserseitig ebenfalls durch eine Flachschieß und vor dem Auslauf durch eine Drossel-

klappe verschließbar. Unter dem Höchststau leistet der Grundablaß 50 m³/s.

Bauausführung. Die Bauarbeiten dauerten von 1947 bis 1951. Während der Bauarbeiten wurde die Maronne durch einen Stollen umgeleitet. Der Stollen leistete 180 m³/s und war 220 m lang. Ober- und unterwasserseitig befand sich je eine kleine Bogenmauer als Fangedamm. Die oberwasserseitige Bogenmauer war 8 m hoch und hatte einen Krümmungshalbmesser von 25 m.

Die Aufbereitungsanlage des Betons bestand aus dem 3 km von der Baustelle entfernt liegenden Steinbruch mit den Grobbrechern, einer Seilbahn zur Baustelle und an dieser aus der Brech- und Siebanlage, der Betonbereitung und den Kabelkränen zum Einbringen des Betons (Abb. 5). Im Steinbruch förderten vier Löffelbagger von 500–1000 l Löffelinhalt die Massen in Backenbrecher von 120 t/h Leistung. Das 180 mm Ø überschreitende Brechgut wurde nachher noch zwei Backenbrechern von je 20 t/h zugeleitet. Durch eine Seilbahn von 60 t/h Leistungsfähigkeit wurden diese vorgebrochenen Zuschlagstoffe auf ein Lager von etwa 5000 m³ Inhalt, das über der Brech- und Siebanlage gelegen war, gebracht. Von dort ging es durch die verschiedensten Brecher zu den Silos. Die Zuschlagstoffe wurden in sechs verschiedenen Silos von insgesamt 840 m³ Inhalt gelagert, und zwar in je einem für Steinmehl und für die Korngrößen 0–3 mm, 3–10 mm, 10–30 mm, 30 bis 70 mm und 70–180 mm. Von dem Betonmischer von 2,5 m³ Inhalt wurde der Beton in Kübel von je 2 m³ Inhalt abgefüllt und mit Traktoren unter die Kabelkrane verfahren. Die Leistung der Betonieranlage betrug 30 m³/h. Zwei Schichten erreichten eine Tages Spitzenleistung von 500 m³ und eine Monatsspitzenleistung von ungefähr 9800 m³ Fertigbeton. Die Zementzugabe betrug 275 kg/m³. Betoniert wurde in Blockhöhen von 1,50 m, wobei der

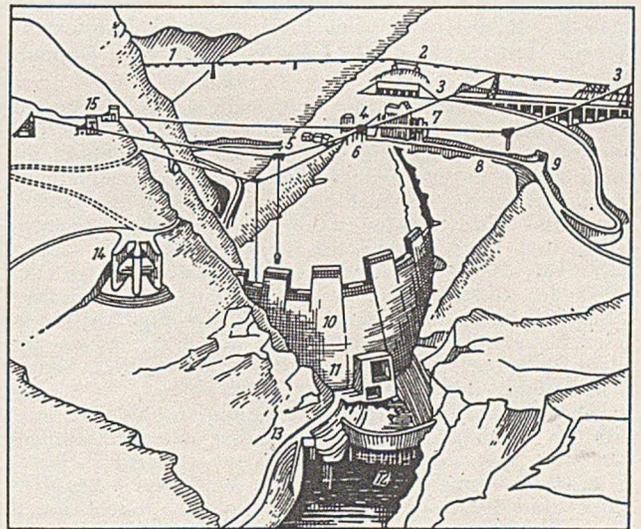


Abb. 5. Perspektivische Übersicht über die Baustelle Enchanet (oberwasserseitige Ansicht).

1. Seilbahn 60 t/h.
2. Lager der vorgebrochenen Zuschlagstoffe 5000 m³.
3. Zwei bewegliche Kabelkrane von 5 t Tragkraft.
4. Ein fester Kabelkran zur Betonierung des Kraftwerkes 3 t Tragkraft.
5. Büros und Magazine.
6. Zementstilo.
7. Brech- und Siebanlage und Betonfabrik.
8. Transport der Betonkübel durch Straßenfahrzeuge.
9. Unterwasserseitiger Auslauf der Encon-Überleitung.
10. Staumauer.
11. Block mit der Entnahme und dem Grundablaß.
12. Oberwasserseitiger Fangedamm.
13. Einlauf der provisorischen Umleitung.
14. Einlauf der Hochwasserentlastung.
15. Fester Kabelkranturm von 5 t Tragkraft.

Beton durch Rüttler verdichtet wurde. Es wurde auf einem Block erst weiter betoniert nach gründlicher Reinigung, und unmittelbar vor dem Weiterbetonieren brachte man eine 3 cm starke Schicht Mörtel mit 600 kg Zement je m³ Sand auf. Die Betonierarbeiten dauerten genau ein Jahr. Die Überleitung des Encon zur Talsperre Enchanet geschah durch einen Stollen von 5 m² Querschnitt und 1150 m Länge. [Nach Technique des Travaux 28 (1952) S. 49.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Buchbesprechungen.

Hummel, Alfred: Entwicklung der Kalksandsteine. Walter Schüler, Joseph Sebastian Cammerer, Paul Görling: Feuchtigkeit in Außenwänden (= Fortschritte und Forschung im Bauwesen, Reile D, Heft 3, Berichte des Beirates für Bauforschung beim Bundesminister für Wohnungsbau). 79 S., Gr. DIN A 4, Stuttgart: Franckh'sche Verlagshandlung 1952. Geb. DM 6,—.

Der Gegenstand der Hummelschen Versuche ist die Fortentwicklung des gewöhnlichen Kalksandsteines, der aus kieselsäurereichen Sanden und etwa 10% Luftkalk in der Drehtischpresse erdfucht zu Rohlingen gepreßt und anschließend im Dampfkessel gehärtet wird. Es wird angestrebt, das Raumgewicht zu senken, um den Wärmeschutz zu verbessern, dabei mit den Festigkeitswerten über 100 kg/cm² zu bleiben und damit eine Güteklasse K St 100 entsprechend dem MZ 100 zu schaffen. Da das Mauerwerk aus Kalksandsteinen K St 100 ohnehin stets verputzt werden muß, kann ebenso wie bei den Mauerziegeln MZ 100 auf Frostbeständigkeit verzichtet werden.

Die Untersuchungen von Walter Schüler, Joseph Sebastian Cammerer und Paul Görling beschäftigen sich mit der Feuchtigkeit in Außenmauern. Die Kenntnis der Feuchtigkeit in den Wänden ist von großem Wert für die Beurteilung der Ursachen der Durchfeuchtungen. Die Feuchtigkeitsbewegung in den Wänden ist ein sehr verwickelter Vorgang und kann nur dort einigermaßen befriedigend rechnerisch erfaßt werden, wo eine kapillare Wasserbewegung nicht zur Geltung kommt.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Österreichischer Stahlbau. Organ des Ausschusses für Stahlbau im Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein. Heft 1/2. 72 S., Gr. DIN A 4, Wien 1952. Doppelheft, S 20,—.

Der „Österreichische Stahlbau“ stellt sich in den Dienst der Förderung des Stahlbaues im allgemeinen und der Werbung für die Erzeugnisse der österreichischen Stahlbauindustrie im besonderen. Die Beiträge wenden sich an die Abnehmer der Stahlerzeugnisse; sie wollen zeigen, was der österreichische Stahlbau herzustellen vermag, wann und in welcher Weise mit Stahl gebaut werden soll und welche Vorzüge dieser Bauweise zukommen. Über den Rahmen einer Leistungsschau der österreichischen Stahlindustrie hinaus sollen die Beiträge aber auch über Neuerungen und Fortschritte auf dem Gebiete der Stahlerzeugung, der Prüfung dieses Werkstoffes, seiner Verarbeitung und Verwendung unterrichten.

Die Zeitschrift erscheint in zwangloser Folge, voraussichtlich vierteljährlich, und zunächst mit wechselndem Umfang. Das erste Heft enthält u. a. Aufsätze über: Wiederherstellung der Donaubrücke bei Tulln. — Shanley-Effekt und Österreichische Knicknorm. — Straßenbrücken über den Inn zwischen Braunau und Simbach. — Neue Brammenwalzwerkshalle der Vereinigten Österreichischen Eisen- und Stahlwerke in Linz a. d. Donau. — Sprödebruchssichere Baustähle in hoch beanspruchten geschweißten Konstruktionen. — Dach des Wiener Staatsoperneubäudes. — Druckrohrleitung der Laufwerkstufe Reißfeld.

Auf diese gut ausgestattete Zeitschrift des Österreichischen Ausschusses für Stahlbau sei die Fachwelt hiermit ganz besonders hingewiesen.

F. S c h l e i c h e r, Dortmund.

Wendehorst, Reinhard, Dipl.-Ing., Eckernförde: Bau-technische Zahlentafeln. 8. neubearb. Aufl. 224 S., Gr. 14 · 19,5 cm. Bielefeld: Verlag für Wissenschaft und Fachbuch, 1952. Kart. DM 7,40, Leinen DM 9,40.

Mit der 8. Auflage wird ein gegenüber den früheren Ausgaben wesentlich erweitertes Formel- und Tafelwerk in einer für den Gebrauch recht übersichtlichen Form vorgelegt. Während die ersten Abschnitte mathematische Zusammenstellungen und Umrechnungstabellen enthalten, sind die übrigen durch folgende Stichworte gekennzeichnet: Lastannahmen, Statik, Stein, Holz, Stahl, Stahlbeton und Tiefbau. Es liegt auf der Hand, daß bei der Fülle

des zu erfassenden Wissensstoffes die Hauptaufgabe des Verfassers darin bestand, eine Auswahl zu treffen, die den immer wieder vorkommenden praktischen Bedürfnissen entspricht und den neueren Entwicklungen sowie den jetzt gültigen Normen und Vorschriften Rechnung trägt. Das darf als gelungen bezeichnet werden, so daß zu den bisherigen Freunden dieses Buches sich weitere gesellen werden.

R. B a r b r é, Dortmund.

Schoklitsch, Armin, Dipl.-Ing. Dr. Techn. Dr.-Ing. h. c., Prof. der Universidad Nacional de Tucumán, Argentinien: Handbuch des Wasserbaues. 2., neubearb. Aufl., 1. Bd., 475 S., Gr. 21 · 28 cm, mit 72 Abb. u. 87 Zahlentafeln, Wien: Springer 1950; 2. Bd., 597 S., Gr. 21 · 28 cm, mit 1526 Abb. u. 25 Zahlentafeln, Wien: Springer 1952. Geb. DM 155,40.

Das Werk ist gegenüber der 1930 erschienenen ersten Auflage etwas gekürzt, besonders bei den Teilen Stauwerke und Wasserkraftanlagen. Ein Teil des Stoffes soll in das in Kürze ebenfalls in zweiter Auflage erscheinende Buch über Grundbau aufgenommen werden. Aus diesem Grunde sind auch die Teile Bodenkunde und Baustoffe im Wasserbau fortgefallen. Gewässerkunde und Hydraulik sind dagegen erweitert worden. Der erste Band handelt ferner über Meteorologie, Wasserversorgung und Ortsentwässerung. Der zweite Band umfaßt Stauwerke, Wasserkraftanlagen, Meliorationen, Flußbau und Verkehrswasserbau. Das Werk bringt einen umfassenden Überblick über fast das gesamte Fachgebiet des Wasserbaues. Nur Seehäfen und Flußmündungen sind nicht besprochen.

Am Anfang der einzelnen Teile sind die betreffenden Normen aufgeführt, ausführliche Schrifttumsverzeichnisse sind beigegeben. Es ist zu begrüßen, daß die Abbildungen der Anlagen bis ins einzelne gehend gebracht werden. So werden allein unter Stauwerken und Wasserkraftanlagen von der Anlage Pernegg 66 und von Arnstein 43 Abbildungen gebracht. Es werden dabei nicht nur die Anlagen selber, sondern z. B. von beweglichen Wehren auch Seiten- und Sohlendichtungen, Zahnkränze der Walzenwehre, Windwerke und von Kraftwerken usw. auch kleine Statikskizzen, Schalungs- und Bewehrungspläne z. B. von Betonspiralen, Einzelheiten von Verschlüssen usw. gebracht. Nur ist es störend, daß die Abbildungen im zweiten Band nicht immer an der zugehörigen Stelle des Textes stehen, sondern gegen ihn verschoben sind, manchmal bis zu 20 Seiten.

Zusammenfassend muß man sagen, daß es im deutschen Schrifttum seit Engels kein zusammenfassendes Werk über den ganzen Wasserbau mehr gibt und daß man das Buch von Sch. schon deshalb sehr begrüßen muß.

Dr.-Ing. Fritz O r t h, Berlin.

Verschiedenes.

Preis Ausschreiben: Gleisbremsen.

Um die Entwicklung der Gleisbremsen und damit die Rangiertechnik im Eisenbahnwesen zu fördern, hat sich der Herr Bundesminister für Verkehr entschlossen, einen Wettbewerb für den

Entwurf von Gleisbremsen auszuschreiben. Er hat mit der Durchführung des Wettbewerbs die Eisenbahntechnische Rundschau als die auf dem Gebiet der Rangiertechnik führende Zeitschrift beauftragt und ihr den für die Verteilung von Preisen bestimmten Geldbetrag zur Verfügung gestellt.

Gegenstand des Wettbewerbs ist die Gewinnung von technisch und wirtschaftlich befriedigenden Entwürfen für Gleisbremsen. Die eingesandten Entwürfe werden am 16. Februar 1953 einem Preisgericht vorgelegt. Es sind vorgesehen ein erster Preis in Höhe von 25 000,— DM, ein zweiter Preis in Höhe von 12 000,— DM, ein dritter Preis in Höhe von 8000,— DM. Zur Teilnahme sind berechtigt Einzelpersonen und Firmen des In- und Auslandes. Die Bedingungen des Preis Ausschreibens können gegen Einsendung von DM 10,— vom Verlag der ETR in Darmstadt, Stephanstr. 8, bezogen werden.

