

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 27. Januar 1939

Heft 4

Alle Rechte vorbehalten.

Dr.-Ing. Schaechterle 60 Jahre alt.

Ministerialrat Dr.-Ing. Schaechterle vollendet am 28. Januar d. J. sein 60. Lebensjahr. Außergewöhnlich arbeitsame und erfolgreiche Jahre liegen hinter ihm. Bei der körperlichen und geistigen Frische, mit der Schaechterle seinen 60. Geburtstag feiert, dürfen wir hoffen, daß er noch viele Jahre dem deutschen Brückenbau, an den heute so große Anforderungen gestellt werden, mit seiner großen Ingenieurbegabung, seinen umfangreichen Erfahrungen und seinen schöpferischen und erfinderischen Gedanken dienen wird.

Nach der Reglerungsbaumeister-Prüfung im Jahre 1905 war er zwei Jahre als Bauinspektor bei der Stadt Leipzig tätig. 1907 trat er in den Dienst der Generaldirektion der Württembergischen Staatseisenbahnen und übernahm hier die Leitung des gesamten Brückendienstes. In die Jahre 1910 bis 1914 fällt der großzügige Umbau der Stuttgarter Bahnhofsanlagen. Hier entstanden nach Schaechterles Entwürfen und unter seiner persönlichen Leitung jene bekannten Beton- und Eisenbetonbauten, die in technischer und schönheitlicher Hinsicht noch heute mustergültig sind. Diese Bauten, die sich noch jetzt in tadellosem Zustande befinden, haben den Beweis erbracht, daß sich auch in Beton und Eisenbeton Bauwerke von sehr langer Lebensdauer und von großer Schönheit bauen lassen.

Von 1914 bis 1918 war Schaechterle als Pionieroffizier im Felde. Auch hier fanden seine Tatkraft und seine Tüchtigkeit die ihnen gebührende Anerkennung. Er wurde bald Kompanieführer, dann Pionierkommandeur und wurde schließlich in den Generalstab der V. Armee kommandiert, eine sehr seltene Auszeichnung für einen Reserveoffizier. Außer den Eisernen Kreuzen II. und I. Klasse und anderen Kriegsorden wurde ihm der Hausorden der Hohenzollern verliehen.

An dem bald nach dem Kriege einsetzenden Aufbau des Brückenbaues der Deutschen Reichsbahn hat Schaechterle weitgehenden und lebhaften Anteil genommen.

An der Bearbeitung der „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken“, der „Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke“, der „Anweisung für Mörtel und Beton“, der „Vorläufigen Anweisung für Abdichtung von Ingenieurbauwerken“, der „Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken“, der „Vorschriften für geschweißte, vollwandige Eisenbahnbrücken“ usw. war er maßgebend beteiligt.

In den Jahren 1933 und 1934 verwaltete er neben dem Brückendezernat der Reichsbahndirektion Stuttgart auch noch das gleiche Amt bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen in Stuttgart. Nach seinen Entwürfen entstanden hier neben vielen kleineren und mittleren sehr schönen Brücken die bekannten großen Reichsautobahnviadukte bei Denkendorf und über das Sulzbachtal und die Donaubrücke bei Leipheim.

Im Jahre 1934 wurde Schaechterle Brückenreferent der Direktion der Reichsautobahnen in Berlin. Als solcher hat er die Brückenangelegenheiten des größten Teils der Obersten Bauleitungen der Reichsautobahnen zu betreuen, seit 1938 auch noch die der neuen Obersten Bauleitungen Wien und Linz. Unter seiner Oberleitung und unter seinem weitgehenden Einfluß sind in den letzten vier Jahren sehr viele bedeutende formvollendete Reichsautobahnbrücken in Beton, Eisenbeton, Stein und Stahl entstanden, die den Anspruch auf Baudenkmäler haben und lange Zeit Zeugnis von dem hohen Stande des deutschen Brückenbaues ablegen werden.

Von diesen Brücken seien nur genannt: Brücke über die Sieg (Steingewölbe), Talbrücke bei Helmstedt (Eisenbetonbogenscheiben), Eisenbetonbogenbrücke über das Teufelstal (Spannweite 138 m), Rohrbachtalbrücke (Eisenbetonbogenreihe), Drachenlochbrücke (Vladukt aus Betongewölben), Brücke über den Rhein-Herne-Kanal (stählerne Stabbogen von 140 m Stützweite), Brücke über die Elbe in Dessau (genietete Vollwandträger, größte Stützweite 125 m), Brücke über die Süderelbe bei Hamburg (genietete Vollwandträger, größte Stützweite 104 m), Brücke über den Rhein bei Köln (Hängebrücke von 378 m Stützweite, im Bau), Brücke über die Havel bei Werder (genietete Vollwandträger).

Neben seinen großen dienstlichen Aufgaben hat Schaechterle eine umfangreiche Tätigkeit als Schriftsteller, Vortragender und Erfinder entfaltet.

In allen führenden technischen Zeitschriften findet man eine Fülle wichtiger und neue Wegeweisender Veröffentlichungen aus seiner Feder. Auf den Tagungen des Deutschen Beton-Vereins, des Deutschen Stahlbau-Verbandes, der Brückendezernaten der Deutschen Reichsbahn und der Reichsautobahnen und der Straßenbau-Ingenieure auf der Plassenburg fanden seine zahlreichen Vorträge über wichtige Fragen des Brückenbaues allgemeine Beachtung.

An den Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton hat er lebhaften Anteil genommen. Die Bestimmungen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ sind unter seiner weitgehenden Mitarbeit entstanden. Auch in den Sitzungen des „Deutschen Ausschusses für Stahlbau“ war er ein eifriger Mitarbeiter. Viele durchgeführte wichtige und bahnbrechende Versuche im Stahlbau sind seiner Anregung zu verdanken. In vielen Normenausschüssen hat Schaechterle eine umfangreiche Tätigkeit entfaltet.

Acht Bücher hat Schaechterle herausgegeben. Die wichtigsten dieser Bücher sind:

1. „Neuere Bauausführungen in Eisenbeton bei der Württembergischen Staatseisenbahnverwaltung“ (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1911 und 1913);
2. Ingenieurholzbauten bei der RBD Stuttgart (Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925);
3. „Verstärkung, Umbau und Auswechslung von Eisenbahnbrücken“ (VDI-Verlag);
4. „Die Gestaltung der Brücken“ (Verlag von Volk und Reich);
5. „Pfeiler und Widerlager von Brücken“ (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1935).

Schaechterles erfinderische Begabung schenkte dem Brückenbau das bekannte „Modellverfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme“, den „Stauchhammer“ zur Verbesserung der Nietung und verschiedene Vorschläge für „leichte Fahrbahnen von Straßenbrücken“ u. a. m.

Der kurze Überblick über die bisherige Lebensarbeit Schaechterles gibt uns ein Bild von der umfassenden und bahnbrechenden Arbeit des jetzt Sechzigjährigen. Wir wünschen, daß dem gründlichen und unermüdeten Forscher und Wissenschaftler und dem schöpferischen Ingenieur zum Segen des deutschen Brückenbaues noch viele gesunde und schaffensfreudige Jahre geschenkt werden mögen.

Schaper.



Alle Rechte vorbehalten.

Betrachtungen über geschweißte Brücken. Erkenntnisse, Erfahrungen und Folgerungen.

Von Dr.-Ing. Karl Schaechterle, Berlin.

I. Allgemeines.

Die Erkenntnisse über das Festigkeitsverhalten der Werkstoffe und der Schweißverbindungen bei ruhender und oftmals wiederkehrender Beanspruchung sind durch Versuche erweitert und vertieft worden. In der Erforschung der inneren werkstoffmechanischen Vorgänge sind Fortschritte zu verzeichnen.

Das Verhalten der Werkstoffe bei ruhender Belastung ist abhängig vom Formänderungsvermögen. Man unterscheidet zähes und sprödes Verhalten, gekennzeichnet durch Verformungs- und Brucherscheinungen. Bei den zähen Werkstoffen gehen dem Bruch mehr oder weniger große Verformungen voraus, die den Ausgleich von Eigenspannungen und den Abbau von Spannungsspitzen ermöglichen; es können aber auch Trennbrüche infolge Fließbehinderung (z. B. bei mehrachsiger Zugbeanspruchung) eintreten. Andersseits ist bei spröden Werkstoffen eine bildsame Verformung bei genügend hohem mittleren Druck möglich.

Das Verhalten der Werkstoffe bei dynamischer Beanspruchung, z. B. oftmals wiederholter Schwell- und Wechselbelastung, ist werkstoffmechanisch gekennzeichnet durch ein Wechselspiel von Gleitungen und Trennungen, Verfestigungs- und Zerrüttungserscheinungen. Die Ermüdungs- oder Dauerfestigkeiten liegen mehr oder weniger tief unter den statischen Bruchfestigkeiten. Der Festigkeitsabfall ist abhängig von der Zahl der Lastspiele (Wöhlerlinie) und bei Zug größer als bei Druck, bei harten Stählen größer als bei weichen Stählen. Man hat festgestellt, daß die Dauerfestigkeitseigenschaften der Stähle durch Unregelmäßigkeiten im Werkstoff (Lunker, Überwalzungen), Oberflächenbeschaffenheit und Bearbeitungsgrad beeinflußt werden, daß ungleichmäßige Spannungsverteilung, Spannungsschwellen und Spannungsspitzen durch harte Querschnittsübergänge und Kerben sich um so ungünstiger auswirken, je kerbempfindlicher der Werkstoff ist.

Im Stahlbrückenbau wird neben dem altbewährten Baustahl St 37 der hochwertige Baustahl St 52 verwendet. Die zur Verfügung gestellten Stähle St 52 unterscheiden sich hinsichtlich der chemischen Zusammensetzung im Gehalt an Mangan, Silizium, Chrom, Molybdän und Kupfer. Gemeinsam ist der verhältnismäßig niedrige Kohlenstoffgehalt ($< 0,20\%$). Der Schwefel- und Phosphorgehalt soll höchstens je $0,06\%$, zusammen höchstens $0,1\%$, betragen. In den technischen Lieferbedingungen wird gefordert:

Streckgrenze bei Dicke bis 18 mm ≥ 36 kg/mm²
 „ 30 „ ≥ 35 „
 über 30 „ ≥ 34 „
 Bruchdehnung $\geq 20\%$.

Pulsationsversuche mit Vollstäben, gelochten, genieteten und geschweißten Stäben aus St 37 und St 52 lieferten die in Tafel I und Abb. 1 zusammengestellten Ergebnisse:

Tafel I.

Stahl- sorte	Mindest- Streck- grenze kg/mm ²	Grundschwellzugfestigkeit (Durchschnittswerte) in kg/mm ²				
		Vollstab mit Walzhaut	gelochter Stab (gebohrt)	genieteter Stab (3 Nietreihen)	geschweißter Stab Naht un- bearbeitet kerbfrei nach- bearbeitet	
St 37	24	23	19	15	15	17
St 52	36	29	21	17	16	18

Die große Abminderung der Schwellzugfestigkeit beim gelochten Stab St 52 weist auf hohe Kerbempfindlichkeit hin. Der widerstandsvermindernde Einfluß der Kerben nimmt mit zunehmender Vorspannung ab. Dementsprechend verlieren Formgebung, Oberflächenbeschaffenheit und örtliche Spannungsstauungen bei hohen Vorspannungen an Bedeutung.

Die Ermüdungsfestigkeiten von geschweißten Baugliedern aus hochgekohlten und legierten Stählen bei geringer Vorspannung sind nicht

wesentlich höher als die beim gewöhnlichen Baustahl St 37. Die Überlegenheit der hochwertigen Stähle äußert sich in der Hauptsache in der höheren Streckgrenze.

Hinsichtlich der Schweißbarkeit wurde festgestellt, daß die zur Verfügtung gestellten Stähle verschiedener Herkunft und Zusammensetzung sich beim Verschweißen recht verschieden verhalten. Der Baustahl St 37 (Siemens-Martin-Stahl) läßt sich im allgemeinen gut schweißen. Die harten Stähle neigen zur Bildung von spröden Übergangszonen zwischen Schweißgut und Grundwerkstoff. Die Gefahr der Aufhärtung und Versprödung ist besonders groß bei Stählen mit zu hohem Kohlenstoffgehalt und zu viel härtenden Beimengungen und wird bei dicken Profilen durch Abschreckwirkungen noch vergrößert.

Das im Lichtbogen abgeschmolzene Schweißgut ist wie Gußstahl zu beurteilen. Beim lagenweisen Schweißen wird die untere Lage an der Oberfläche bis zur Schmelzwärme erhitzt und dadurch der innige Verbund gewährleistet. Bei zu raschem Abkühlen aus der Schmelze entsteht sprödes Gußgefüge. Durch Vorwärmen der zu verbindenden Teile und nachfolgende langsame Abkühlung (Nachwärmen mit dem Brenner) sowie durch spannungsfreies Glühen des ganzen Werkstückes können Eigenspannungen ausgeglichen und die Verformungseigenschaften der Schweißverbände verbessert werden.

Die mit verschiedenen Elektroden hergestellten Schweißverbindungen werden auf Festigkeit, Fließgrenze, Dehnfähigkeit, Kerbzähigkeit, Gleichmäßigkeit, Abschmelzgeschwindigkeit, Kletterfähigkeit, Abschreckempfindlichkeit, Warmrissigkeit, Schweißnahttrissigkeit geprüft. Für das Schweißen von legierten Stählen sind die Elektroden mit besonderer Sorgfalt auszuwählen und damit Versuche an Stücken, die den wirklichen Verhältnissen am Bauwerk entsprechen, durchzuführen.

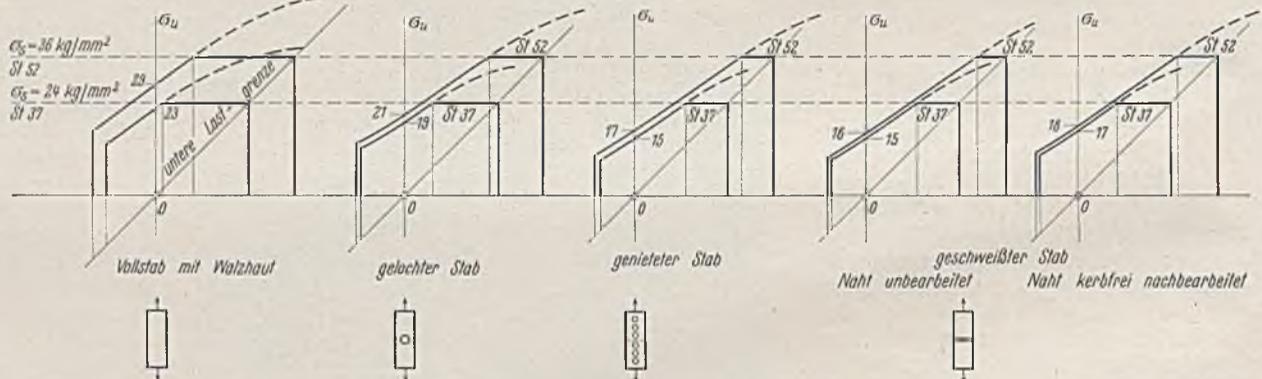


Abb. 1. Dauerfestigkeiten aus Pulsationsversuchen mit gelochten, genieteten und geschweißten Stäben St 37 und St 52.

Die bisher bekanntgewordenen Mißerfolge sind auf folgende Ursachen zurückzuführen:

1. die Verwendung von ungeeigneten, hochgekohlten und legierten Stählen mit zuviel härtenden Beimengungen;
2. Walzfehler, besonders bei dicken Platten und Profilen, Aufhärtungen durch ungeeignete, thermische Behandlung, Abschreckwirkungen, Schweißen bei niedrigen Temperaturen;
3. ungeeignete Elektroden, Vorschweißen der Nahtwurzeln mit zu dünnen Elektroden;
4. konstruktive Mängel, Anhäufungen von Schweißnähten;
5. ungünstige Schweißfolge;
6. hohe Schrumpf- und Zwängspannungen;
7. Warmrisse in den Nähten und Übergangszonen, Wurzelrisse.

Bei einwandfreier Schweißung erreichen der Stumpfnahtstoß und die Kehlnahtlaschenverbindung unter ruhender oder langsam und stetig ansteigender Belastung nahezu die Zugfestigkeit des Grundwerkstoffes. Bei Schwell- und Wechselbeanspruchung ist dagegen der Festigkeitsabfall beim Stumpfstoß mit stetigem Kraftfluß. Dynamisch beanspruchte Tragwerke sind hiernach anders zu entwickeln als Bauteile für vorwiegend ruhende Belastung. Die Grundschwellzug- und Wechselzugdruckfestigkeiten von Schweißverbindungen in St 52 sind kaum höher als bei St 37. Der Stumpfstoß mit einwandfrei durchgeschweißter Nahtwurzel und kerbfrei bearbeiteten Nahtübergängen liefert Grundschwellzugfestigkeiten bis zu 18 kg/mm². Bei der Kehlnahtlaschenverbindung kann durch sorgfältige Nachbearbeitung der Stirnkehlnähte und der Übergänge zu den Flankenkehlnähten (rillenförmiges Abräsen der Nahtübergänge) die Grundschwellzugfestigkeit bis auf 17 kg/mm² gesteigert werden.

Dauerbiegeversuche haben ergeben, daß geschweißte Träger hinsichtlich der Dauerfestigkeit den vergleichbaren genieteten Trägern überlegen

sind, indem die Nietlöcher in der Zugzone die Dauerfestigkeit mehr herabmindern als die Schweißnähte trotz des ungünstigen Zwängspannungszustandes in der Halsnahtzone und der geringeren Dehnfähigkeit des gehärteten Werkstoffs in den Übergangszonen. Aus dieser Feststellung hat man geschlossen, daß die Eigenspannungen wie statische Vorspannungen die ertragbare Schwingweite nur wenig beeinflussen, und daß die den Spannungszustand kennzeichnende Spannungsspitze in der Halsnaht sich wie bei der Kaltreckung in einer Erhöhung der Streckgrenze auswirkt, die zusammen mit den weniger beanspruchten Nachbarteilen die Widerstandsfähigkeit erhöht.

Die gestaltlich bedingten Spannungszustände in geschweißten Bauteilen, insbesondere die Spannungsspitzen, sind rechnerisch schwer zu erfassen, um so mehr, als dabei noch Schrumpf- und Zwängspannungen eine große Rolle spielen. Man ist deshalb auf Versuche angewiesen. Die aus Dauerversuchen gewonnenen Erkenntnisse wurden in den amtlichen Vorschriften für die Berechnung und Bemessung von geschweißten Tragwerken ausgewertet, die oftmals wiederkehrenden Anstrengungen unterworfen sind. Die Hauptaufgabe der Versuchsforschung ist, Schweißverbindungen zu schaffen, die eine möglichst hohe Ausnutzung der Widerstandsfähigkeit des Werkstoffs der zu verbindenden Teile ermöglichen.

Nach dem heutigen Stande der Erkenntnisse ergeben sich für die Praxis folgende Forderungen:

1. Bereitstellung von gut schweißbaren Baustählen mit gleichmäßigem Gefüge, großem Formänderungsvermögen, geringer Kerbempfindlichkeit, die ohne Gefahr der Versprödung verschweißt werden können;
2. Herstellung gleichmäßiger, bildsamer Schweißen, die hinsichtlich der Festigkeitseigenschaften den an den Grundwerkstoff gestellten Anforderungen genügen;
3. Anpassung der Dicke der Elektroden an die Dicke der zu verbindenden Teile;
4. Milderung der Aufhärtungsgefahr durch Warmbehandlung, Ausschaltung von Abschreckwirkungen beim Schweißen, Verringerung der Schrumpf- und Zwängspannungen;
5. Nachbearbeitung der Schweißnähte, Schaffung kerbfreier Übergangszonen;
6. schweißgerechtes Konstruieren, weitgehende Anwendung von Stumpfstoßen mit stetigem Kraftfluß, Vermeidung von Kraftumlenkungen mit dauerfestigkeitsvermindernden Spannungsstauungen und gefährlichen Spannungsspitzen und von räumlichen Spannungszuständen, die das Auftreten von Trennbrüchen begünstigen;
7. Nachprüfung der Schweißnähte mit Röntgengeräten und nach dem Magnetspulverfahren.

II. Vorschriften.

Die im Jahre 1931 erschienenen ersten deutschen Vorschriften für geschweißte Stahlbauten (DIN 4100) stützten sich auf statische Versuche. Die statischen Versuche sagten nichts aus über die Widerstandsfähigkeit einer Schweißverbindung bei oftmals wiederholten Belastungen, über den festigkeitsvermindernden Einfluß von Kerben und gestaltlich bedingten Spannungszuständen, über die Auswirkung von Zwängspannungen und über die mit der thermischen Behandlung zusammenhängende Veränderung des Werkstoffs in der Übergangzone. Die erstmals in Stuttgart von Prof. Graf gemeinsam mit dem Verfasser eingeleiteten und durchgeführten Dauerversuche zeigten, daß die gewöhnlichen Bruchversuche zur Beurteilung von geschweißten Bauwerken nicht ausreichen und zu Fehlschlüssen führen können, und daß Dauerversuche schärfer und aufschlußreicher sind. Die ersten, aufsehenerregenden Feststellungen sind dann durch die Kuratoriumsversuche mit Schweißverbindungen bestätigt und ausgebaut worden (vgl. Kuratoriumsbericht; VDI-Verlag, Berlin 1935).

Auf Grund der neuen Erkenntnisse wurden die Vorschriften geändert und für vorwiegend dynamisch beanspruchte Tragwerke neu bearbeitet.

Maßgebend für die Bemessung von Brückenteilen, die oftmals wiederholte Anstrengungen erfahren, sind die Größtwerte der Normalkräfte, Querkräfte und Biegemomente unter der Einwirkung der ruhenden Last und der mit der Stoßzahl vervielfachten Verkehrslast. Außerdem sind die von Witterungseinflüssen (einsichtige Sonnenbestrahlung, Abkühlung, Wind) herrührenden, oftmals wiederkehrenden Spannungen zu beachten. Die mit den Größtwerten errechneten Spannungen müssen in dem sicheren Bereich (σ_{Dzul}) bleiben.

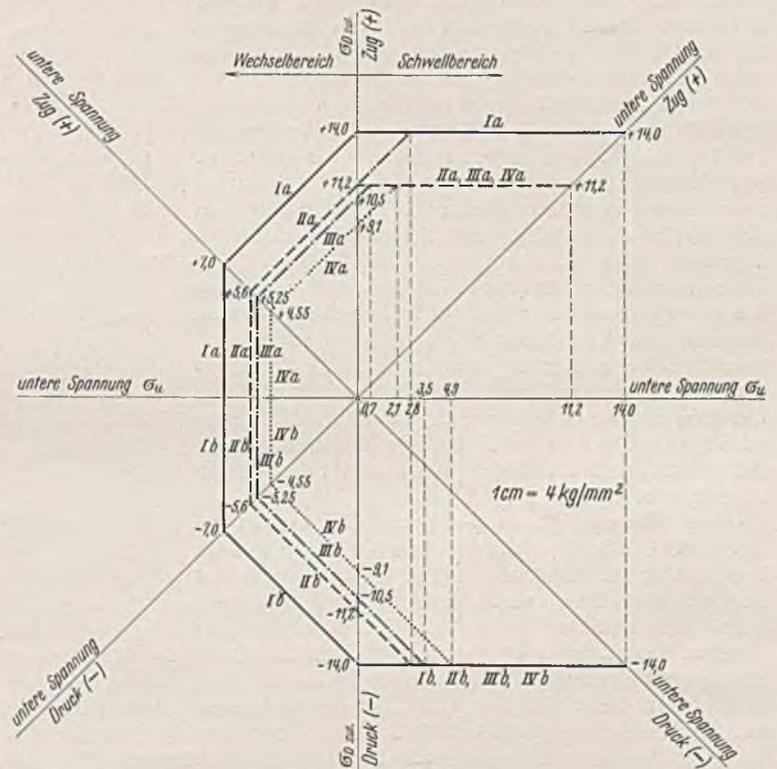
Nach dem Berechnungsverfahren der BE sind neben den auf ungestoßene Bauteile abgestellten Schwingungsbeiwerten γ noch veränderliche Formbeiwerte α für verschiedene Bauarten und Bearbeitungen eingeführt, um die dynamisch beanspruchten Bauteile wie solche mit ruhender Belastung behandeln zu können. Die γ -Werte, die von dem Verhältnis $\frac{\min SI}{\max SI}$ bzw. $\frac{\min MI}{\max MI}$... abhängig sind, folgen aus den Spannungshäuschen. Für die α -Werte, bezogen auf $\frac{\min SI}{\max SI}$ bzw. $\frac{\min MI}{\max MI}$, ergeben sich leicht gekrümmte Linien, die in den Vorschriften näherungsweise durch Geraden ersetzt wurden.

Mit hinreichender Genauigkeit darf bei Schweißverbindungen im zulässigen Zug- und Druckbereich nach den Versuchen von Prof. Graf die Schwingweite σ_{Schw} durchweg gleich groß angenommen werden. Unter dieser Annahme ergibt sich mit $\sigma_{Schw} = \sigma_U = 2 \sigma_W$ die einfache Bemessungsformel

$$F_{erf} = \frac{\max S - \min S}{\sigma_{Uzul}}$$

die auf Wöhler zurückgeht. Man braucht nur die Grundspannung, nämlich die zulässige Schwingweite $\sigma_{Schwzul}$, die Abminderungsbeiwerte für Stumpfstoße ($= 0,8$) und für Laschenverbindungen mit Stirn- und Flankenkehlnähten (0,65 bis 0,75) im Gedächtnis festzuhalten und kann damit die Bemessung ohne Tabellenwerte durchführen.

In den Vorschriften für geschweißte Eisenbahnbrücken ist man mit den σ_{Dzul} -Werten bis zu den aus Versuchen ermittelten Wechselfestigkeits herangegangen. Die Spanne beträgt zum Teil nur 1 kg/mm², dabei sind die Schrumpf- und Zwängspannungen und die gefährlichen mehrachsigen Spannungszustände nicht berücksichtigt. Wenn man bedenkt, daß die Zwängspannungen sich zu den Betriebsspannungen addieren und nur zu einem Teil abgebaut werden, so drängt sich die Vermutung auf, daß die zulässigen Spannungen für geschweißte Brücken aus St 52 zu hoch getrieben sind. Im Maschinenbau wird in der Regel mit 1,6facher Sicherheit gegen Dauerbruch gerechnet.



- I a, I b ungestoßene Bauteile im Zug- und Druckgebiet $\sigma_u = 14 \text{ kg/mm}^2$
- II a, II b gestoßene Bauteile im Zug- und Druckgebiet in der Nähe von Stumpfnähten und die Stumpfnähte selbst, wenn die Wurzeln nachgeschweißt und die Nähte bearbeitet sind. $\sigma_u = 0,8 \cdot 14 = 11,2 \text{ kg/mm}^2$
- III a, III b Bauteile im Zug- und Druckgebiet in der Nähe von Stirnkehlnähten und am Beginn von Flankenkehlnähten. Stirnnahtübergänge und Flankenkehlnähtenden sorgfältig bearbeitet. $\sigma_u = 0,75 \cdot 14 = 10,5 \text{ kg/mm}^2$
- IV a, IV b Dasselbe wie vor im Zug- und Druckgebiet. Stirnnahtübergänge und Flankenkehlnähtenden unbearbeitet. $\sigma_u = 0,65 \cdot 14 = 9,1 \text{ kg/mm}^2$

Abb. 2. Zulässige Spannungen σ_{Dzul} bei geschweißten Brücken aus St 37.

Bei ungestoßen durchgehenden Bauteilen aus St 37 darf im $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zug-} \\ \text{Druck-} \end{array} \right\}$ Gebiet mit einer Schwingweite $\sigma_{Schwzul} = 2 \sigma_{Wzul} = 14 \text{ kg/mm}^2$ (Linien $\left\{ \begin{array}{l} I a \\ I b \end{array} \right\}$ der Abb. 2) gerechnet werden. Stumpfgestoßene Bauteile (Nahtwurzel nachgeschweißt und Nahtübergänge bearbeitet) sind im Zuggebiet mit $0,8 \sigma_{Schwzul} = 0,8 \cdot 14 = 11,20 \text{ kg/mm}^2$ zu bemessen (Linie II a). Stumpfnahte im Druckgebiet dürfen ebenso beansprucht werden wie ungestoßene, durchgehende Teile (Linie II b). In der Nähe von Stirnkehlnähten und am Beginn von Flankenkehlnähten ist der Abminderungsbeiwert 0,75 bei sorgfältig bearbeiteten Nahtübergängen ($0,75 \sigma_{Schwzul} = 0,75 \cdot 14 = 10,5 \text{ kg/mm}^2$) und 0,65 bei unbearbeiteten Nähten ($0,65 \sigma_{Schwzul} = 0,65 \cdot 14 = 9,1 \text{ kg/mm}^2$).

Die für St 52 zulässigen Spannungen sind aus Abb. 3 zu ersehen.

Für mehrachsige Spannungszustände, z. B. bei Kehlnähten, gibt es nach der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsenergie hergeleitete Berechnungsformeln, gegen die aber der Einwand erhoben wird, daß die Elastizitätstheorie nicht mehr gilt.

Die beim Verschweißen von Bauteilen auftretenden Schrumpf- und Zwängspannungen, auf deren Bedeutung zuerst Reichsbahnoberrat Dr. Schröder in grundlegenden Ausführungen hingewiesen hat, sind in den Vorschriften nicht berücksichtigt. Man hatte wohl festgestellt, daß beim Schweißen hohe Schrumpf- und Zwängspannungen auftreten, hielt aber die Eigen- spannungen nicht für gefährlich, nahm an, daß sie durch plastische Verformungen abgebaut würden, und tat einfach so, „als ob sie nicht da wären“. Diese Einstellung bedarf auf Grund der Erfahrungen an ausgeführten Bauwerken einer Nachprüfung.

III.

Die wichtigste Bauform im Brückenbau ist der Vollwandträger, der aus Blechen, Flachstählen und Sonderprofilen verschiedener Form und Dicke hergestellt wird. Von der Ausführung von geschweißten Fachwerken hat man zunächst abgesehen, weil die Spannungsverteilung im Bereich des Zusammenschlusses der Stäbe mit einer großen Anhäufung von Nähten noch nicht hinreichend abgeklärt werden konnte.

Für geschweißte Vollwandträgerbrücken und Träger- roste kleiner und mittlerer Stützweite ist die Eignung und Wirtschaftlichkeit des Schweißens durch zahlreiche Ausführungen erwiesen.

Die Vollwandträger werden mit I-Querschnitt nach dem Vorbilde der Walz- und Blechträger ausgeführt. Zuerst hat man die Gurte aus Breitflachstählen durch volle Kehlnähte an das Stegblech angeschlossen, dann die dickeren Stegbleche für das Ziehen der Halsnähte zugescharft und Hohlkehlnähte angeordnet, wobei sich jedoch Schwierigkeiten hinsichtlich des Durchschweißens der Wurzel ergaben. Man ist deshalb zur Herstellung von Sonderprofilen übergegangen, von denen die Nasen- profile der Dortmunder Union, die Wulstprofile von Dr. Dörnen und die Rippenprofile von Fried. Krupp zu erwähnen sind.

Die Verwendung von \perp -förmigen Gurtprofilen hat den Vorteil, daß die Halsnaht vom Gurt weg in eine Zone geringerer Beanspruchung zu liegen kommt, daß die durch die Halsnaht zu verbindenden Teile annähernd gleich dick sind, und daß beim Verschweißen Abschreckwirkungen und Querverkrümmungen der Gurt- platten vermieden werden. Weiterhin haben \perp -förmige Gurtprofile den Vorteil, daß die wichtige Halsnaht für die Nachprüfung, Durchstrahlung und Durchflutung zugänglich bleibt. Die Abstufung der Querschnitte entsprechend der Momentenlinie geschieht durch außen und innen aufgelegte Gurtverstärkungsplatten. Träger mit ebenen oberen und unteren Gurt- oberflächen werden aus baulichen und schönheitlichen Gründen bevorzugt.

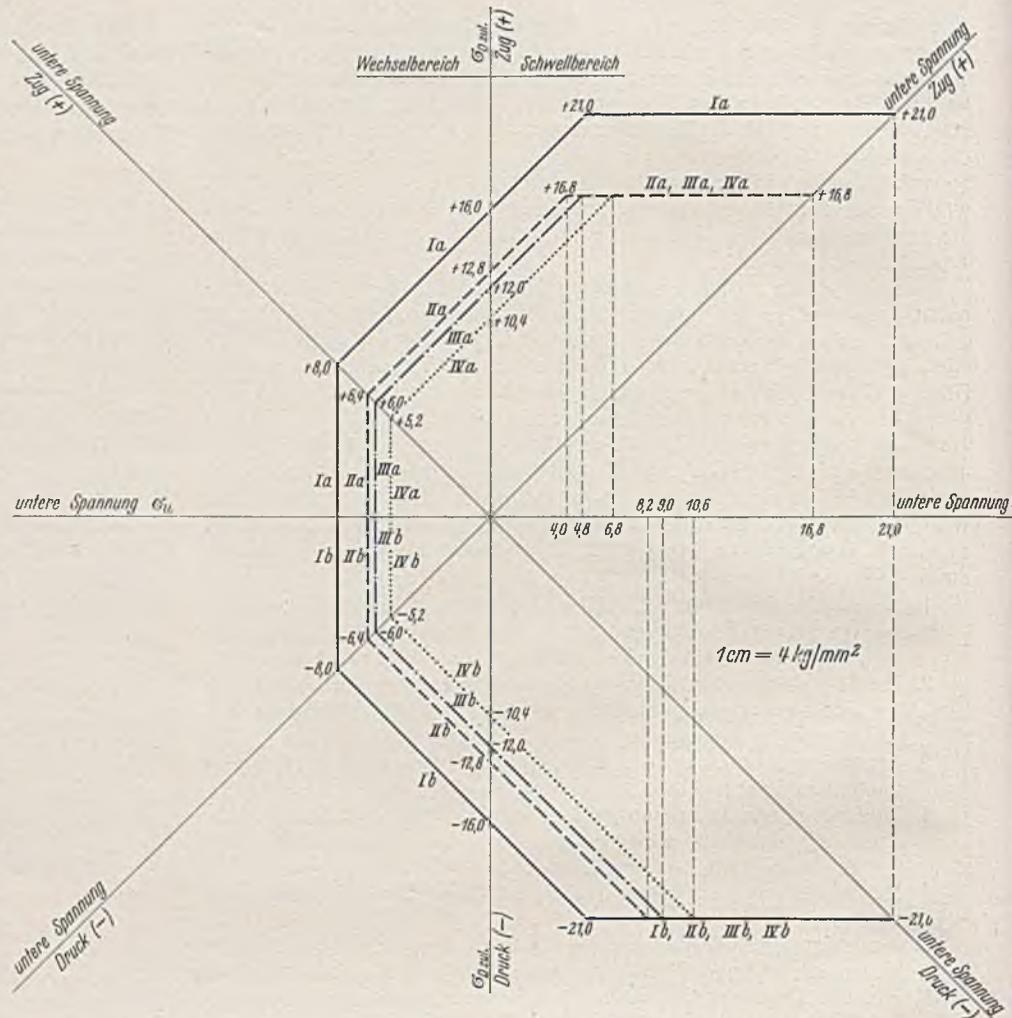
In der Praxis hat sich gezeigt, daß die gleichmäßige und fehlerfreie Beschaffenheit von dicken und langen Gurtplatten schwer zu gewähr- leisten ist. Bei begrenztem Blockgewicht müssen die Blöcke weitgehend ausgewalzt werden; die Intensität der Durchwalzung nimmt bei größerer Dicke ab, außerdem wirkt sich die ungleichmäßige Abkühlung auf die Oberflächenbeschaffenheit ungünstig aus. Man hat sich deshalb genötigt gesehen, die Dicke der Gurtplatten zu begrenzen.

IV.

Ist beim Zusammenschweißen von Bauteilen die freie Beweglichkeit der zu verbindenden Teile behindert, so entstehen durch Schrumpfbehinderung Spannungen. Neben diesen treten beim Schweißen in den benachbarten Zonen der Schweißnähte während des Schweißvorgangs Stauchungen und nach Beendigung des Schweißens Zwängspannungen auf.

Die Größe der Schrumpfung ist abhängig von der zugeführten Wärmemenge, der Dicke der Nahte und dem Schweißvorgang. Die durch Schrumpfbehinderung hervorgerufenen Spannungen wachsen mit der Steifigkeit der zu verbindenden Teile und der äußeren Verspannung. Stauchungen durch Dehnwiderstände erhöhen die Schrumpfspannungen. Außerdem ist die Streckgrenze des Werkstoffs von Einfluß.

Große Zusatzspannungen entstehen bei Längsnähten, indem die Aus- dehnung der rotwarmen Schweißzone in einer Richtung ausgesprochen stark behindert wird. Ist die Behinderung und plastische Stauchung all- seitig, so tritt beim Erkalten ein räumlicher Zwängspannungszustand ein. Wegen der Aufhärtung und der höherliegenden Streckgrenze sind die



- Ia, Ib ungestoßene Bauteile im Zug- und Druckgebiet $\sigma_u = 16 kg/mm^2$
- IIa, IIb gestoßene Bauteile im Zug- und Druckgebiet in der Nähe von Stumpfnähten und die Stumpfnähte selbst, wenn die Wurzeln nachgeschweißt und die Nähte bearbeitet sind. $\sigma_u = 0,8 \cdot 16 = 12,8 kg/mm^2$
- IIIa, IIIb Bauteile im Zug- und Druckgebiet in der Nähe von Stirnkehlnähten und am Beginn von Flankenkehlnähten. Stirnnahtübergänge und Flankenkehlnähten sorgfältig bearbeitet. $\sigma_u = 0,75 \cdot 16 = 12,0 kg/mm^2$
- IVa, IVb Dasselbe wie vor im Zug- und Druckgebiet Stirnnahtübergänge und Flankenkehlnähten unbearbeitet. $\sigma_u = 0,65 \cdot 16 = 10,4 kg/mm^2$

Abb. 3. Zulässige Spannungen σ_{Dzul} bei geschweißten Brücken aus St 52.

Zwängspannungen bei St 52 höher als bei St 37. Die Veränderungen des Werkstoffs in der Nahtzone sind ähnlich wie bei der Kaltreckung und gehen auf Kosten der Dehnfähigkeit.

Beim Verschweißen der Bauteile muß versucht werden, die Schrumpf- und Zwängspannungen möglichst niedrig zu halten, Verwerfungen und Risse zu vermeiden.

Örtliche Anhäufungen von Schweißnähten sind gefährlich. Überdimensionierte Schweißnähte sind eher schädlich als nützlich.

Schon beim Herrichten der Bleche oder Werkstücke für eine Schweiß- verbindung sind Vorkehrungen zu treffen, um eine einwandfreie Her- stellung der Schweißnähte zu gewährleisten. Zur Ausführung von V-, X- oder U-Nähten sind die gestoßenen Blechkanten sorgfältig zu bearbeiten, damit der Querschnitt der Naht gleichmäßig über die ganze Nahtlänge durchläuft und Schweißgutanhäufungen vermieden werden. Der Wurzel- abstand soll mindestens 2 mm betragen, um ein einwandfreies Schweißen der Wurzel zu gewährleisten. Das Vorschiessen der Nahtwurzel mit zu dünnen Elektroden führt leicht zu Wurzelrissen. Die U-Naht hat gegen- über der V-Naht bei dicken Blechen den Vorteil geringeren Bedarfs an Schweißgut. Verwerfungen kann man dadurch begegnen, daß man eine der Schrumpfwirkung entgegengesetzte Verformung vor dem Schweißen erzeugt (Gegenwölben der Stoßkanten), so daß nach der Winkelschrumpfung die verschweißten Bleche in einer Ebene liegen. Die X-Naht ist der V-Naht in Hinsicht auf die Winkelschrumpfung überlegen und erfordert die geringste Menge Schweißgut. Sie wird verwendet, wenn in Dreh- vorrichtung geschweißt wird, ferner bei stehenden Nähten und wenn Überkopfschweißungen zugelassen sind. Winkelschrumpfungen werden bei X-Nähten durch gleichzeitiges oder abwechselndes Schweißen der einzelnen Lagen auf beiden Seiten ausgeglichen. Damit die beiden Hälften der Naht nach Fertigstellung möglichst gleich ausfallen, wird der zuerst zu schweißende Teil des Nahtquerschnitts, aus dem die Wurzel herausgestemmt wird, etwas größer gewählt. Muß der untere Teil der

Naht überkopf geschweißt werden, so wird die Wurzel in den unteren Dreiteilpunkt verlegt.

Stumpfstöße senkrecht zur Trägerachse haben gegenüber schrägen Stößen den Vorteil, daß sie weniger Schweißgut erfordern und sich weniger verziehen. Bei langen Nähten wird meist in der Mitte begonnen und nach beiden Seiten gleichzeitig geschweißt. Das Pilgerschrittverfahren wird im Brückenbau selten angewendet, da die häufigen Ansätze leicht Fehlerquellen ergeben. Ein Vorwärmen der zu verschweißenden Teile, derart, daß jede neue Lage beim Abschmelzen auf eine noch gut vorgewärmte Unterlage trifft, schafft günstige Schweißbedingungen. Durch Warmhaltung des bereits fertiggestellten Nahtquerschnitts ist es möglich, die Querverspannung herabzusetzen. Wenn nach Fertigstellung der ganzen Naht die künstliche Erwärmung aufhört, kann die Querschrumpfung gleichzeitig über die ganze Nahtlänge eintreten und sich nur in einer Verkürzung des gesamten Werkstücks auswirken. Voraussetzung ist dabei, daß die Werkteile ungehindert und leicht nachkommen können. Bei der Herstellung der Nähte müssen deshalb die Teile des Werkstückes so zurechtgelegt werden, daß Bewegungen in der Hauptschrumpfrichtung möglich sind.

Die Forderung freier Beweglichkeit der Werkstücke beim Zusammenschweißen ist in der Werkstatt leichter zu erfüllen als auf der Baustelle. Bei Vollwandträgern werden Stegblech und Gurte in der Werkstatt für sich mit Stumpfnähten zu längeren Stücken verschweißt, dann erst zum Träger zusammengesetzt und die Halsnähte gezogen. Durch das Aufschweißen der Aussteifungen auf dem Stegblech, bevor die Halsnähte gezogen sind, werden die Halsnähte entlastet, während bei dem nachträglichen Aufschweißen infolge der größeren Schrumpfung des Stegbleches gegenüber der Gurtung zusätzliche Spannungen in den Halsnähten hervorgerufen werden.

Neuerdings ist man mehr und mehr von dicken Gurtplatten und Wulstprofilen abgekommen und setzt die Gurlungen aus \perp -förmigen Übergangsprofilen und dünneren Verstärkungsplatten zusammen. Dabei werden zuerst Stegblech und \perp -Profile zusammenschweißt, dann die stumpfgestoßenen Verstärkungsplatten in einem Stück aufgelegt und mit Kehlnähten, von der Mitte ausgehend, nach beiden Seiten aufgeschweißt.

Durchlaufende Träger mit größeren Abmessungen und Längen müssen auf der Baustelle zusammengebaut werden, was bisher mit Drehrollen bewerkstelligt wurde. Diese Einrichtung hat jedoch den Nachteil, daß einer Bewegung senkrecht zur Drehvorrichtung große Reibungswiderstände entgegenstehen, die die Längsschrumpfung behindern. Man ist deshalb neuerdings dazu übergegangen, die Trägerstücke während des Zusammenschweißens längsbeweglich zu lagern, so daß die an den festen Teil anzufügenden Einzelstücke der Schrumpfung ungehindert folgen können. Bei dieser Montageart müssen Überkopfschweißungen in Kauf genommen werden. Für die Reihenfolge, in der die einzelnen Nähte beim Trägerstoß zu schweißen sind, gilt die Forderung, daß die Naht zum Schluß zu schweißen ist, die einem Herankommen des Montagestückes den größten Widerstand entgegensetzt. Die Gurtstöße werden gewöhnlich zu beiden Seiten des Stegblechstoßes angeordnet. Die Halsnähte zwischen Gurtung und Stegblech bleiben dabei auf eine größere Länge bis zum Schluß offen, damit sich die Schrumpfungen in Gurtung und Stegblech unabhängig voneinander auswirken können. Man beginnt mit dem Verschweißen an den beiden Gurtnähten, die mehr Schweißgut erfordern, gleichzeitig, wobei die etwas kürzer gehaltenen Stegbleche um das Schrumpfmaß sich nähern. Der Wurzelabstand der Stegblechnaht muß dabei so groß gewählt werden, daß nach dem Schrumpfen der ersten Lagen der Gurtnähte noch ein einwandfreies Durchschweißen möglich ist. Im weiteren Arbeitsgang kann durch abwechselndes Schweißen der Gurt- und Stegblechnaht einer Überlagerung der Spannungen entgegengewirkt und ein Ausgleich zwischen Druck- und Zugspannungen erzielt werden. So erzeugt die Schrumpfung jeder weiteren Lage der Gurtnähte in den bereits fertiggestellten Lagen der Stegblechnaht Druck, womit die durch die Schrumpfung der Stegblechnaht hervorgerufenen Zugspannungen zum Teil ausgeglichen werden. Dieses Spiel wiederholt sich bei jeder weiteren Lage, und zum Schluß bleiben nur die Spannungen übrig, die durch die Schlußnaht und durch die größere Schweißmasse ausgelöst werden. So wird in der Praxis häufig zunächst je ein Drittel der Gurtnähte hergestellt, weiterhin werden Gurtnähte und Stegblechnaht gleichzeitig fertiggestellt und zum Schluß die Halsnähte gezogen. Durch Einfügen eines vorgewölbten Einsatzbleches (Fensterstoß) kann der Schweißvorgang vereinfacht werden.

In den Halsnähten zur Verbindung der Gurte mit dem Steg sind hohe Schrumpfungsspannungen infolge der Längssteifigkeit der Trägergurte unvermeidlich, wozu noch Zwängspannungen quer zur Halsnaht hinzukommen. Die Schrumpfungsspannungen parallel und quer zur Halsnaht nehmen mit der Dicke der Gurte zu und können zu gefährlichen Anrissen führen, die die Widerstandsfähigkeit der Träger erheblich herabsetzen. Die Riß- und Trennbruchgefahr wird durch Aufhärtung und Versprödung in der Naht- und Übergangzone vergrößert. Besonders ungünstige Verhältnisse liegen vor, wenn sich die Halsnaht auf dem oder nahe am Gurt befindet, wie bei Breitflachstählen und Wulstprofilen, weil beim Ziehen der Halsnähte

die Wärme einseitig rasch abfließt und dabei einseitige Abschreckwirkung eintritt. Wird die Halsnaht vom Gurt abgerückt, und sind die zu verschweißenden Teile annähernd gleich dick, so ist der Wärmeabfluß gleichmäßiger und ein Verziehen der Gurtplatten weniger zu befürchten. An Stelle der ungünstigen Zwängspannungszustände bei Breitflachstahl- oder Wulstprofilen mit hohen Spannungsspitzen wird bei der vom Gurt abgerückten Halsnaht eine günstigere Druckvorspannung in der Gurtplatte erreicht.

Zur Aussteifung hoher Stegbleche werden T- oder I-Profile verwendet. Um ein Überschweißen der Halsnähte zu vermeiden, werden die Innenecken der Steifen ausgeschnitten.

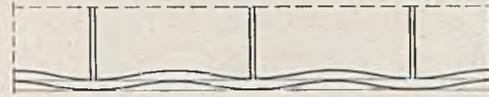


Abb. 4. Wellenförmige Verbiegung der Gurtplatten durch zu scharf eingebaute Steifen.

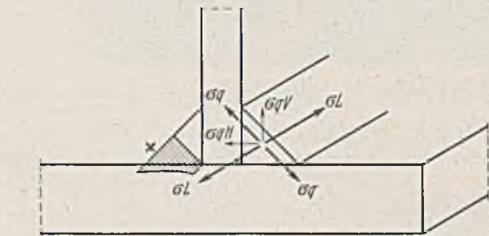


Abb. 5. Räumlicher Spannungszustand in der Halsnaht.

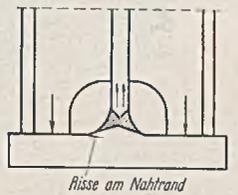


Abb. 6. Behinderung der Verbiegung durch scharf eingebaute Steifen. Risse am Halsnahtende.

Wird durch vorher auf das Stegblech aufgeschweißte, scharf eingebaute Steifen das freie Heranschrumpfen der Gurtplatten an das Stegblech beim Ziehen der Halsnaht behindert, so ergibt sich ein wellenförmiges Verbiegen der Gurtplatten (Abb. 4) und entstehen noch lotrechte Zusatzspannungen, die zusammen mit den übrigen Zwängspannungen einen ungünstigen dreiaxialen Spannungszustand ergeben (Abb. 5). Außerdem wird durch zu scharf eingebaute Steifen die freie Verkrümmung der Gurtplatte verhindert, wodurch die in Abb. 6 dargestellten Kraftwirkungen entstehen.

Um gefährliche Auswirkungen der lotrechten Schrumpfungsspannungen auszuschalten, müssen die vorher an das Stegblech angeschweißten Aussteifungen um das Maß kürzer gehalten werden, um das die Halsnaht quer schrumpft. Die richtige Wahl der Steifenlänge ist Sache der Erfahrung und Übung. Einfacher und zuverlässiger ist das Einlegen von Paßplättchen zwischen Gurtplatten und Steifen, um die Längenunterschiede auszugleichen.

In der Zugzone werden die Paßplättchen mit Kehlnähten nur an die Steifen angeschlossen, um eine Schwächung der Gurte durch Einbrandkerben zu vermeiden.

V.

Während die geschweißten Straßen- und Eisenbahnbrücken kleiner und mittlerer Spannweite sich im allgemeinen gut gehalten und den Erwartungen entsprochen haben, sind an Großbauwerken aus St 52 mit dicken Gurtplatten gefährliche, von der Halsnaht ausgehende Querrisse

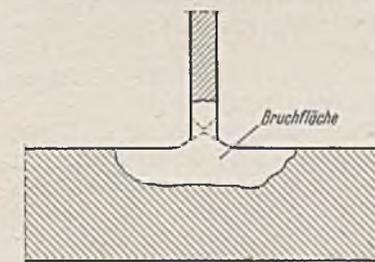


Abb. 7. Teiltrennbruch bei der Eisenbahnbrücke über die Hardenbergstraße beim Bahnhof Zoo, Berlin.

in der Zugzone senkrecht zur Hauptkraftrichtung aufgetreten. In einem Fall (Überführung der Hardenbergstraße am Bahnhof Zoo) ging der von der Halsnaht des Zuggurtes ausgehende Riß in die Gurtplatte (Wulstprofil) und das Stegblech hinein (Abb. 7). Im anderen Fall (Autobahnbrücke bei Rüdersdorf) trat in der Nacht vom 2. zum 3. Januar 1938 bei einem Temperaturabfall von 0 auf -12°C der Bruch im Untergurt plötzlich mit Knall ein, wobei die ganze Gurtplatte (Wulstprofil) durchgeschlagen und das Stegblech bis nahe am Obergurt aufgerissen wurde (Abb. 8)¹⁾. In beiden Fällen handelte es sich um einen Werkstoff St 52, der den Abnahmebedingungen genügte, sich außerdem durch hohe Streckgrenze und Dehnung auszeichnete. Die Berechnung und Bemessung der Tragwerke entsprach den amtlichen Bestimmungen. Die Nachprüfung der statischen Berechnung und die Untersuchung der Zusatzkräfte und Nebenspannungen durch die Fahrbahn, die Reibungskräfte in den Lagern,

¹⁾ Bautechn. 1938, Heft 48, S. 650 u. 651.



Abb. 8. Rißbildung bei der Autobahnbrücke Rüdersdorf.

Temperatureinflüsse ergaben eindeutig, daß die Ursache der Rißbildung nicht in Überbeanspruchungen durch äußere Kräfte und Einflüsse zu suchen ist.

Bei den von der OBR Berlin vorgenommenen Probelastungen an der Autobahnbrücke bei Rüdersdorf waren die gemessenen Durchbiegungen der Hauptträger unter Belastungen entsprechend DIN 1072 bis zu 40% kleiner als die rechnermäßigen, was in erster Linie auf die Mitwirkung der Eisenbetonfahrtafel zurückzuführen ist. Die entlastende Wirkung der Fahrtafel wurde auch durch die von Reichsbahnoberrat Dr. Krabbe durchgeführten Spannungsmessungen bestätigt. Die Spannungen im Obergurt waren erheblich kleiner als im Untergurt. Die Nulllinie lag über der Schwerlinie nahe beim Obergurt. Man hat dann die Belastungen gesteigert, bis kleine Verschiebungen zwischen Platte und Träger eintraten, dabei verlagerte sich die Nulllinie gegen die Trägermitte. Die gemessenen Spannungen im Untergurt blieben aber immer noch erheblich unter den der Belastung entsprechenden rechnermäßigen Werten. Beim Anheben der Träger zur Stoßdeckung der Risse mit Laschen konnten ebenfalls meßbare Verschiebungen in der Berührungsfäche zwischen Träger und Platte festgestellt werden.

Die in der Fahrtafel und der Verschleißdecke angeordneten Querfugen beeinflussten die Spannungsverteilung in den Hauptträgern nur unerheblich, was damit erklärt werden kann, daß einerseits die Querfugen der Verschleißdecke sich nicht mit denen der tragenden Fahrtafel decken und andererseits die Querfugen der tragenden Eisenbetonplatte über den steifen Querträgern liegen.

Theoretische Untersuchungen²⁾ und fortlaufende Messungen über Temperatureinflüsse haben ergeben, daß die zusätzlichen Spannungen infolge der verschiedenen Wärmeleitfähigkeit von Stahl und Beton 400 kg/cm² nicht überschreiten.

Die Überbauten der Rüdersdorfer Brücke mit durchlaufenden Hauptträgern über fünf Öffnungen sind an den festen und beweglichen Endauflagern vollständig getrennt, so daß am festen Ortwiderlager bei Temperaturänderungen nur die verhältnismäßig kleinen Reibungswiderstände der hohen Stelzenlager übertragen werden. Theoretisch sind die zusätzlichen Spannungen bei fester Verbindung zwischen Platte und Träger am größten und treten über den festen Lagern auf.

Nach dem derzeitigen Stande der Untersuchungen können die Risse, die an zwei Hauptträgern der Rüdersdorfer Brücke in der Nacht vom 2. zum 3. Januar 1938 bei einem plötzlichen Temperaturabfall von -12° in der Nähe der Momentennullpunkte eingetreten sind, weder auf bauliche und konstruktive Mängel, noch auf Überbeanspruchungen durch Verkehrslasten oder rechnermäßig erfaßbare Temperaturspannungen zurückgeführt werden. Der plötzliche Temperaturabfall kann wohl die Risse ausgelöst, niemals aber die Ursache des spröden, verformungslosen Trennbruches gewesen sein. Die verformungslosen spröden Brüche weisen darauf hin, daß die Hauptursache der Schäden im Werkstoff und in dem verwendeten Wulstprofil zu suchen ist. An verschiedenen Stellen der Gurte wurden nach Wegnahme des Schweißgutes (Abb. 9) zahlreiche feine Querrisse im Werkstoff festgestellt, die im Wulst bis zu 10 mm Tiefe gingen und an den Häufungsstellen nur wenige Millimeter voneinander entfernt waren, außerdem an der Grenze zwischen Schweißgurt und

²⁾ Dr. Passer, Über den Einfluß von Temperaturunterschieden zwischen Eisenbetonplatten und stählernen Hauptträgern bei Balkenbrücken. Bautechn. 1938, Heft 45, S. 606 ff.

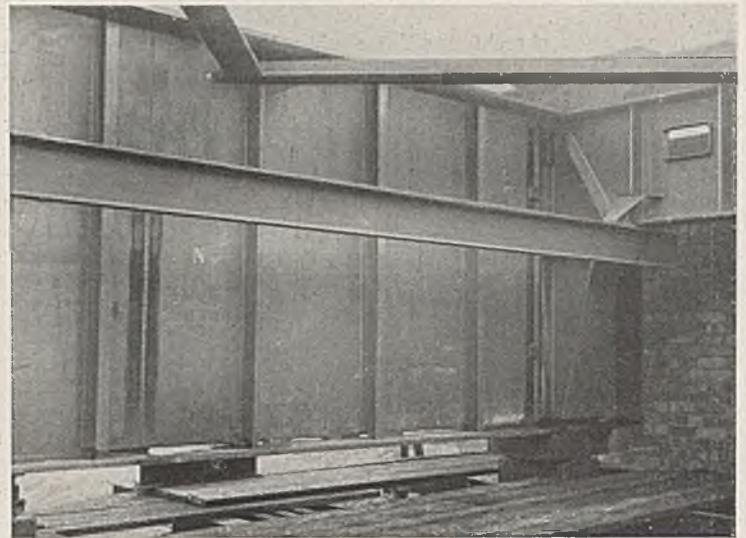


Abb. 9. Durch magnetische Prüfung festgestellte Schadsstellen im Untergurt der Rüdersdorfer Brücke.

Wulstnaht und im Wulst mehrere kleine Längsrisse (Abb. 10). Beim Herausnehmen von Material an den Rißhäufungsstellen spaltete sich der Werkstoff auf und ließ die Trennflächen deutlich erkennen (Abb. 11). Daß es sich bei den katastrophalen Rissen um örtliche Fehlstellen und Mängel der Gurtprofile handelt, geht auch daraus hervor, daß bei dem plötzlichen Bruch eines Hauptträgers der gegenüberliegende Träger die hohe, stoßartige Anstrengung ohne bemerkenswerten Schaden ertragen hat. Nach dem Ausbau des Überbaues am Bahnhof Zoo hat man in der Nähe des ersten Risses weitere gefährliche Schadsstellen (Abb. 12) aufgedeckt, die vorher weder durch Röntgenaufnahmen noch durch magnetische Durchflutung erkannt worden sind. Der normale Querschnitt neben einem Nierenbruch ist aus Abb. 13 zu sehen.

Die an den geschweißten Brücken beim Bahnhof Zoo und Rüdersdorf festgestellten Schäden haben die schon früher vertretene Ansicht bestätigt, daß das Wulstprofil ungeeignet ist. Die nierenförmigen Trennbruch-

flächen (Abb. 12) zeigen die Gefahrenzone deutlich und lassen erkennen, daß das Wulstmaterial nicht einwandfrei ist und beim Auftrag der Halsnaht zu Warmrissen neigt. Die Untersuchung der Bruchflächen ergab, daß die Nierenbrüche (verformungslose Teiltrennbrüche³⁾ beim Verschweißen entstanden sind. Anlauffarben weisen auf ein Aufreißen in der Blauwärme hin. Schon bei der Abnahme der Wulstprofile sind öfter feinste Oberflächenrisse in der Profilnase, Längsrisse und Schichtungen im Wulst festgestellt worden, die mit dem Herstellungsvorgang beim Walzen zusammenhängen. Die versprödete Oberflächenzone am Wulst mit feinsten rißartigen Kerben hat sich beim Auftrag der dicken Halsnähte ungünstig ausgewirkt. Zu den Oberflächenspannungen durch die ungleichmäßige Abkühlung der dicken Walzprofile kamen beim Verschweißen hohe Zwängspannungen hinzu, die zu einer Vergrößerung der vorhandenen Anrisse führten und an einigen

³⁾ Nierenbrüche sind eine Zellang bei Eisenbahnen aus hochgeköhlten Stählen häufig vorgekommen.

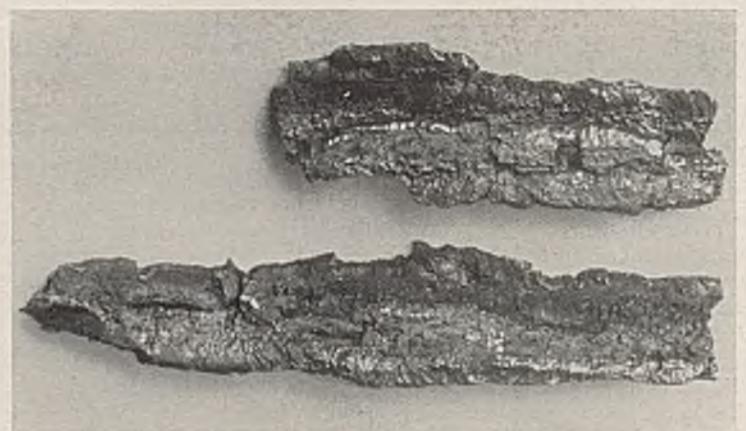


Abb. 11. Wulstmaterial an den Rißhäufungsstellen.

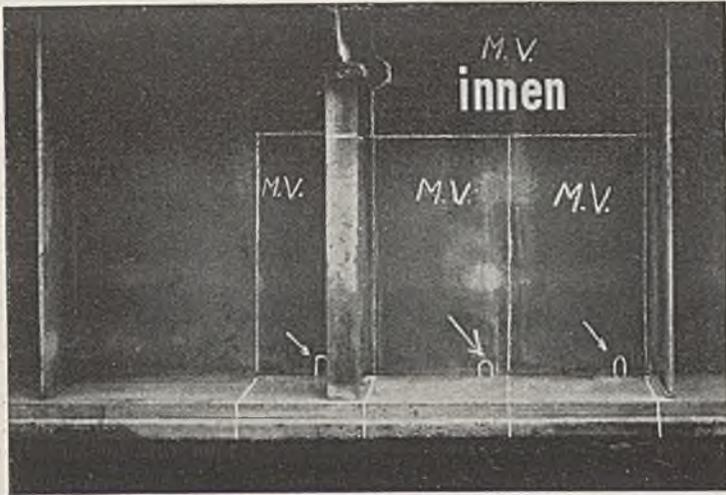


Abb. 12a. Ausgebauter Träger der Brücke über die Hardenbergstraße am Bahnhof Zoo, Berlin.



Abb. 12b. Nierenbrüche im Untergurt der Brücke am Bahnhof Zoo, Berlin.

Stellen den Nierenbruch auslösten. Daß die Ursache der Schäden weniger in der Zusammensetzung des Stahls als in den mit dem Walzvorgang zusammenhängenden Mängeln des Wulstprofils zu suchen ist, geht auch daraus hervor, daß sich der Werkstoff im Stumpfstoß anstandslos verschweißen ließ und gute Dauerfestigkeitsergebnisse lieferte, während der gleiche Werkstoff bei den Halsnähten versagte, indem die Halsnaht auf ein ungesundes sprödes und kerbempfindliches Wulstmaterial mit feinen rißartigen Oberflächenkerben aufgetragen wurde. Das günstige Verhalten des gleichen Werkstoffs beim Stumpfstoß mit V-, U- oder X-Nähten ist darauf zurückzuführen, daß die Schweißnaht auf das gesunde Kernmaterial

aufgebracht wird, die Schweißverbindung sich über den ganzen Querschnitt erstreckt und dadurch einen innigen Verband gewährleistet. Durch Abarbeiten der spröden Oberflächenzone am Wulst werden günstigere Vorbedingungen für die Halsnaht geschaffen und bessere Ergebnisse erzielt. Ob aber die Maßnahme ausreicht, um bei dicken Wulstprofilen rissfreie Halsnahtverbindungen zu gewährleisten, erscheint immerhin zweifelhaft.

Es empfiehlt sich deshalb, das Wulstprofil ganz aufzugeben und die Halsnaht vom Profil weg in eine Zone

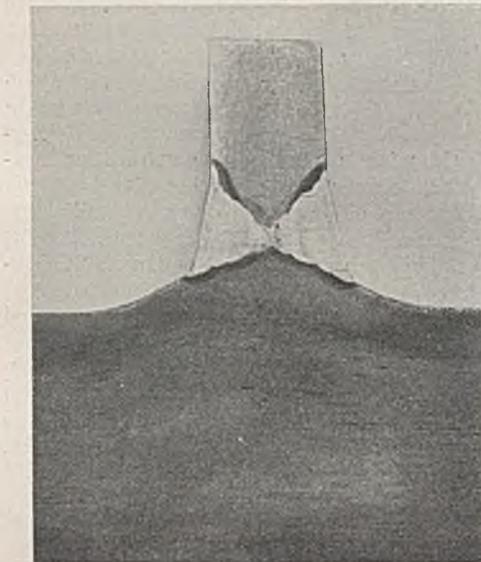


Abb. 13. Querschnitt neben einem Nierenbruch.

günstigerer Spannungsverhältnisse und Schweißbedingungen zu verlegen. Das Rippenprofil ist schon aus dem Grunde überlegen, weil die Verbindung mit dem Stegblech durch V- oder X-Nähte geschieht. Um ein einwandfreies Durchschweißen und um einen guten Einbrand zu erzielen, ist auch beim Rippenprofil ein Abarbeiten der Oberfläche der Rippe vor dem Verschweißen angezeigt.

VI.

Zur Beurteilung des Verhaltens der verschiedenen Stahlsorten und -typen beim Verschweißen wird neuerdings die Kommerellsche Biegeprobe herangezogen. Die von Dr. Kommerell angestellten Biegeproben mit dicken Platten aus St 52 verschiedener Herkunft und Zusammensetzung, auf die bei Zimmerwärme einseitig eine Schweißnaht in einer 4 mm tiefen Längsnut aufgetragen wurde, ergaben zum Teil auffallend kleine Biegewinkel, während sich die Platte im Anlieferungszustand ohne Anstand um 180° falten ließ. Weiter wurde festgestellt, daß an mehreren längsgeschweißten Proben beim Biegeversuch in der Schweißraupe und der gehärteten Übergangzone feine Anrisse auftraten, die sich sofort in den Grundwerkstoff fortsetzten und einen spröden verformungslosen Bruch auslösten. Man kann das so erklären, daß die auf die dicken Platten aufgelegte Schweißraupe während der Erkältung einen ähnlichen Vorgang durchmacht wie ein kaltgerekter Draht, daß die gehärtete

Übergangzone den Spannungsabbau verhindert und daher Zwängspannungen zurückbleiben, die einen räumlichen Spannungszustand mit hohen Spannungsspitzen an der Naht ergeben. Die inneren Vorgänge beim Biegeversuch sind noch nicht hinreichend geklärt, wichtig ist aber die Tatsache, daß der Biegeversuch sehr scharf anspricht, während der übliche Zugversuch keinen Aufschluß gibt. Der Biegeversuch wurde deshalb weiter verfolgt und dabei festgestellt, daß die Biegewinkel mit der zunehmenden Dicke der Platte abnehmen und durch Anwärmen der Proben vor dem Schweißen und Verringerung des Temperaturgefälles größere Biegewinkel erzielt werden konnten. Aus der Feststellung, daß Stähle gleicher Zusammenstellung sich recht verschieden verhalten, konnte gefolgert werden, daß die Trennbruchgefahr weniger auf die chemische Zusammensetzung als auf die Herstellung und Behandlung der Stähle zurückzuführen ist.

VII.

Um die Ursachen der an der Eisenbahnbrücke am Bahnhof Zoo und an der Autobahnbrücke bei Rüdersdorf aufgetretenen Risse und Trennbrüche grundsätzlich zu klären, wurden auf Veranlassung von Geheimrat Dr.-Ing. Ehr. Dr. techn. h. c. Schaper vom Deutschen Ausschuss für Stahlbau umfangreiche Versuche eingeleitet. Die Versuche sollen folgende Fragen beantworten:

1. Wie verhalten sich die verschiedenen Sorten St 52 beim Härten? Breitflachstahlstücke (500 mm lang, 200 mm breit und 50 mm dick) werden auf 1050° gleichmäßig erwärmt und in Wasser von 20° plötzlich und völlig abgekühlt und dem Biegeversuch unterworfen, dabei die Biegewinkel festgestellt und zum Vergleich den entsprechenden Ergebnissen der ungehärteten Stücke gegenübergestellt.
2. Wie verhalten sich die gleichen Stähle St 52 und St 37, SM beruhigt und unberuhigt mit einer Schweißraupe bei verschiedenen hoher Vorwärmung und beim Abschrecken, ferner unter besonders ungünstigen Verhältnissen beim Auftrag einer Schweißraupe und gleichzeitiger Abkühlung durch Kohlensäureschnee auf der anderen Seite der Platte? Dazu dienen faltversuche mit Breitstahlstücken (1000 · 20 · 50 mm) und mit einer bei 20, 100, 200, 300 und 400° Vorwärmung aufgetragenen Schweißraupe in der Zugzone (5-mm-Elektrode Kjellberg).

Zur Auswertung der Versuche werden die Brinellhärten und die durch Schrumpfwirkungen bedingten Spannungen in den mit Schweißraupe versehenen Platten festgestellt. Weiterhin ist vorgesehen, den Einfluß der Dicke, Breite und Länge der Platten und der Menge des aufgetragenen Schweißgutes auf die Größe der Schrumpfspannungen (längs und quer) zu erkunden. Die Versuche sind im Gange.

Nebenher laufen Versuche mit Trägern großer Abmessungen aus Nasen-, Wulst- und Rippenprofilen, um festzustellen, inwieweit scharf eingebaute Steifen, Herstellungsverfahren, Wärmebehandlung und Witterung sich auf die Widerstandsfähigkeit der Träger bei statischer und dynamischer Anstrengung auswirken. Bei statischen Belastungen ist bis jetzt kein Trennbruch aufgetreten. Die Belastung konnte bis zu einer rechnermäßigen Biegebeanspruchung von 5000 kg/cm² gesteigert werden, wobei die Träger sich weltgehend verformten, ohne daß Risse festgestellt werden konnten. Die Kommerellsche Biegeprobe ergab selbst bei Stählen gleicher Zusammensetzung sehr unterschiedliches Verhalten. Bei einem Teil der längsgeschweißten Proben sind zunächst in der Schweißraupe und in der gehärteten Übergangzone feine Risse aufgetreten, die sich beim weiteren Biegen vergrößerten, ohne daß ein plötzlicher Bruch eintrat, so daß verhältnismäßig große Biegewinkel erzielt wurden. Andere Proben sind bei

kleinen Biege winkeln plötzlich mit lautem Knall durchgebrochen, die ersten Anrisse setzten sich dabei im Grundwerkstoff fort und lösten einen verformungslosen Trennbruch aus. Da anzunehmen ist, daß bei der Biegeprobe mit längsgeschweißten Prüfkörpern der Oberflächenbeschaffenheit des Stahls eine entscheidende Bedeutung zukommt, so werden nach dem Vorschlag des Verfassers noch weitere Versuche mit Prüfkörpern derselben Chargen durchgeführt, bei denen die spröde Oberflächenzone abgearbeitet und die Längsnaht auf das Kernmaterial aufgeschweißt wird. Aus früheren Versuchen ist bekannt, daß Prüfstäbe St 52 mit spröder Walzhaut und feinen rißartigen Kerben in der Oberflächenzone zum Teil auffallend niedrige Dauerfestigkeiten ergaben (Abb. 14 u. 15). Es liegt deshalb die Vermutung nahe, daß das unterschiedliche Verhalten der Breitflächstähle mit aufgetragener Schweißbraue beim Biegeversuch mit der Oberflächenbeschaffenheit zusammenhängt.

VIII. Zusammenfassende Schlußbetrachtungen.

Die Anwendung der Schweißtechnik im Stahlbrückenbau brachte Gewichts- und Kostenersparnisse und führte zu Tragwerken, die sich durch klare Formgebung und gutes Aussehen auszeichnen. Die Grundform der geschweißten Tragwerke wurde in engster Zusammenarbeit zwischen Werkstatt- und Konstruktionspraxis und wissenschaftlicher Versuchsforschung entwickelt. In der Herstellung der Elektroden, der Ausführung der Schweißungen, der Prüfung der Schweißnähte, der Feststellung der Widerstandsfähigkeit geschweißter Verbindungen, der Erfassung der innermechanischen Vorgänge sind Fortschritte erzielt worden. Neben guten Erfahrungen sind auch Mißerfolge und Fehlschläge zu verzeichnen, die mit der stürmischen Entwicklung zusammenhängen. Man glaubte, die an Probekörpern kleiner Abmessungen festgestellten Versuchsergebnisse ohne weiteres auf große Bauten übertragen zu dürfen, und ist allzufrüh zur Schweißung von Großkonstruktionen übergegangen. Bei der Nachforschung nach den Ursachen der zunächst unerklärlichen Riß- und Brucherscheinungen in geschweißten Großbauwerken aus St 52 sind neue Probleme aufgetreten, die nur durch umfassende Versuche geklärt werden können.



Abb. 14.

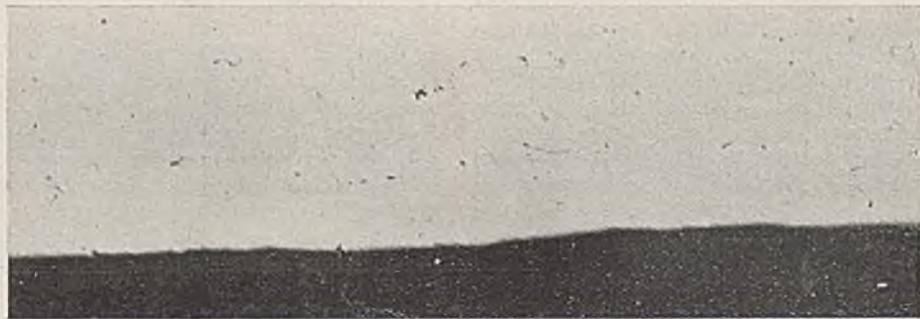


Abb. 15.

Die Erfolge der Schweißtechnik im Maschinenbau sind darauf zurückzuführen, daß der Maschineningenieur die Konstruktionen so lange erprobt, prüft und verbessert, bis sie einwandfrei funktionieren. Demgegenüber verläßt sich der theoretisch geschulte Bauingenieur allzusehr auf Berechnungs- und Bemessungsvorschriften, die sich wohl auf Versuche stützen, aber die verschiedenartigen inneren, durch den Schweißvorgang bedingten Spannungszustände nicht erfassen.

Hohe innere Spannungen können den Bestand von geschweißten Tragwerken gefährden, indem sie auch bei oftmals wiederholter Anstrengung nicht verschwinden, sondern bleiben und gleichsam einer Vorspannung entsprechen. Die Gefahr der Rissebildung ist um so größer, als es kaum möglich ist, die inneren Spannungen in geschweißten Tragwerken wirklichkeitsgetreu zu erfassen. Wird dazu durch Materialfehler, örtliche Aushärtung und Versprödung die Verformungsfähigkeit und das Arbeitsvermögen des Werkstoffs herabgemindert, so wird damit eine der wichtigsten Grundlagen des Berechnungs- und Bemessungsverfahrens hinfällig. Die im Stahlbau üblichen Berechnungsverfahren haben sich bei Konstruktionen bewährt, die über beträchtliche plastische Reserven verfügen. Sie dürfen aber nicht ohne weiteres auf Konstruktionen übertragen werden, die solche plastische Reserven nicht besitzen.

Die Schweißverbindungen sind wesentlich weniger verformbar als die Nietverbindungen. Außerdem ist die Güte der Ausführung bei geschweißten Tragwerken viel mehr von der Werkstattarbeit, von der Zuverlässigkeit der Schweißer, von der Schweißfolge, von örtlichen Bedingungen und Zufälligkeiten abhängig als bei genieteten Tragwerken. Das Schweißen ist eine handwerkliche Kunst, die große Erfahrung und Übung verlangt. Die Vervollkommnung der Bauausführung und die Bereitstellung einwandfrei schweißbarer Stähle sind wichtiger als ausgeklügelte Berechnungs- und Bemessungsverfahren.

Im Brückenbau steht die Forderung der Sicherheit obenan. Die Folgen von Mängeln und Fehlern, Rissen und Trennbrüchen sind bei Brücken viel weittragender als bei Maschinen. Plötzliche katastrophale Brüche ohne Voranzeige und vorher erkennbare Ursachen sind bei Brücken unerträglich.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1938.

Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. Chr. Gährs.

(Fortsetzung aus Heft 1.)

B. Binnenwasserstraßen.

1. Ostpreußen.

a) Der Masurische Kanal.

Die Erdarbeiten in den einzelnen Haltungen des Masurischen Kanals sind in ihrem wesentlichen Umfange bereits im Jahre 1937 fertiggestellt worden²⁾. Die Restarbeiten im Los V (Einschnitt im Rehsauer Wall) konnten auch 1938 noch nicht ausgeführt werden, weil sie erst im Zusammenhang mit der Hinterfüllung der Schleuse Sandhof beendet werden können. Dagegen sind die aus dem Vorjahre zurückgebliebenen Erdarbeiten im Los VI zwischen dem Rehsausee und dem Mauersee weitergeführt worden. Sie werden im wesentlichen bis zum Ende des Rechnungsjahres 1938 ausgeführt sein (Abb. 3). Nur die zum Teil durch Faulschlamm führende Mündungstrecke außerhalb des Sperrtores am Mauersee muß für 1939 zurückgestellt werden.

An den Schleusen des Masurischen Kanals sind 1938 auch die Bauarbeiten an der fünften Aufstiegschleuse, der Schachtschleuse Georgenfelde, beendet worden. Die dann folgende Schleuse Langenfeld erfordert zur Fertigstellung nur etwa ein Baujahr, da sie mit 5,8 m das geringste Gefälle der Kanalschleusen besitzt und keine Sparbecken erhält. Ihr Bau

wurde daher bis zum Jahre 1939 zurückgestellt zugunsten des Baufortschritts der nachstehend erwähnten vier Schachtschleusen, die je zwei Jahre Bauzeit erfordern. An der Schleuse Marschallsheide wurde nach dem Rammen der Umfassungspundwand und dem Aushub der Baugrube der Beton für die Schleusensohle eingebracht (Abb. 4). Ebenso wurde auch der größte Teil der Betonmenge für das aufgehende Mauerwerk eingebaut. Die Betonarbeiten an der Schleuse Sandhof sind bis auf die Schleusenaufbauten fertiggestellt (Abb. 5). Die Hinterfüllung der Schleuse verzögerte sich wegen Herausziehung von Großgeräten, ist aber inzwischen im wesentlichen fertiggestellt (Abb. 6). An den beiden obersten Schleusen bei Fürstenau (Gefälle 17,2 und 17,0 m) wurden die Baugruben einschließlich der Umschließungspundwände hergestellt. Bei der Oberschleuse Fürstenau konnte außerdem bereits der Sohlbeton eingebracht werden, während an der Unterschleuse Fürstenau mit den Betonierungsarbeiten erst 1939 begonnen werden kann (Abb. 7).

b) Ausbau des Bauhofes Tilsit.

Nach der Abtretung des Memelgebiets wurde das Wasserbauamt Kuckerneese im Jahre 1922 aufgelöst; die Unterhaltungsarbeiten auf der reichsdeutschen Stromhälfte von der Grenze bis zur Mündung wurden dem Wasserbauamt Tilsit übertragen. Nach Verschmelzung beider Bauämter

²⁾ Bautechn. 1938, Heft 5, S. 58.



Abb. 3. Masurischer Kanal.
Haltung Fürstenau (Oberschleuse)—Mauersee nahezu fertiggestellt.

wurde der Bauhofsbetrieb mehr und mehr in Tilsit zusammengefaßt. Mit den Jahren stellte es sich dabei heraus, daß die Bauhofsanlagen nicht mehr den verstärkten Anforderungen genügten, und ein Ausbau des Bauhofs erforderlich wurde. Mit den Bauarbeiten ist im Jahre 1935 begonnen worden. Neu erbaut sind eine Holzbearbeitungswerkstätte mit Eisenlager und Magazin, ein Schiffskammergebäude, ein eisernes Bohlwerk mit elektrischem Drehkran und ein Arbeiter- und Bürogebäude. Abb. 8 zeigt den jetzigen Bauzustand.

2. Odergebiet.

a) Staubecken Stauwerder.

Das Becken II der Staubeckenanlage Stauwerder mit 10 Mill. m³ Inhalt wurde im Jahre 1938 in Betrieb genommen und zeitweise bis 7,5 m über Unterwasser aufgefüllt.

b) Adolf-Hitler-Kanal.

Die Arbeiten des Erdbauloses VII-Süd (km 16,3 bis 19,3) einschließlich des Fuchsgrabendükers sowie des Hochwasserein- und -auslasses für den Fuchsgraben wurden mit besonderem Nachdruck in Angriff genommen und im wesentlichen beendet. Der Adolf-Hitler-Kanal stellt hier eine Verbreiterung des Klodnitzkanals nach Süden dar. Die Böschungen sind durch eine Tonschicht von 30 cm Dicke gedichtet, während die Sohle mit Rücksicht auf den Bauvorgang nur eine 20 cm dicke Krümeltondichtung erhalten kann. Der südliche Teil des Querschnitts konnte



Abb. 4. Schachtschleuse Marschallsheide.
Kammersohle zum Betonieren fertig eingeschalt.
Dahinter die Betonbereitungsanlage (2 Pumpen und 4 Mischer).

zunächst nur so weit hergestellt werden, daß noch ein ausreichender Trenndamm zu dem in Betrieb befindlichen Klodnitzkanal stehenbleib. Dieser Trenndamm wurde dann während einer Schiffahrtssperre im Herbst und Winter beseitigt. Abb. 9 zeigt einen Querschnitt während der Bauarbeiten von Osten her. Man sieht rechts den abgelassenen Klodnitzkanal mit einer alten Brücke und dem bereits früher ausgebauten Nordufer des Adolf-Hitler-Kanals. Links ist der Bodenaushub für die Herstellung des Südufers einschließlich der Tondichtung zu erkennen. Dazwischen liegt der Trenndamm.

Im Los X wurde eine Wendestelle und durch Verbreiterung des Kanals eine Koppelstelle für Schleppzüge hergestellt. Mit dem Aushub des unteren Schleusenvorhafens wurde im Herbst des Jahres begonnen.

Los XI, das letzte Kanallos, wurde in Angriff genommen. Der obere Schleusenvorhafen, der zum großen Teil in den anstehenden Kalkfelsen gebrochen werden mußte, wurde fertiggestellt. Der Felsaushub wurde zerkleinert und zum Teil in Los VII, VIII und X als Böschungbefestigung und bei der Klodnitzverlegung als

Sohlensicherung eingebaut. Die Arbeiten auf der Reststrecke wurden durch den Mangel an Arbeitskräften stark beeinträchtigt.

Die Umlegung der Klodnitz wurde in wenigen Monaten auf der Strecke zwischen Hafen Gielwitz und dem Becken IV fertiggestellt. Alle Arbeiten konnten im Trockenen ausgeführt werden, weil die Klodnitz

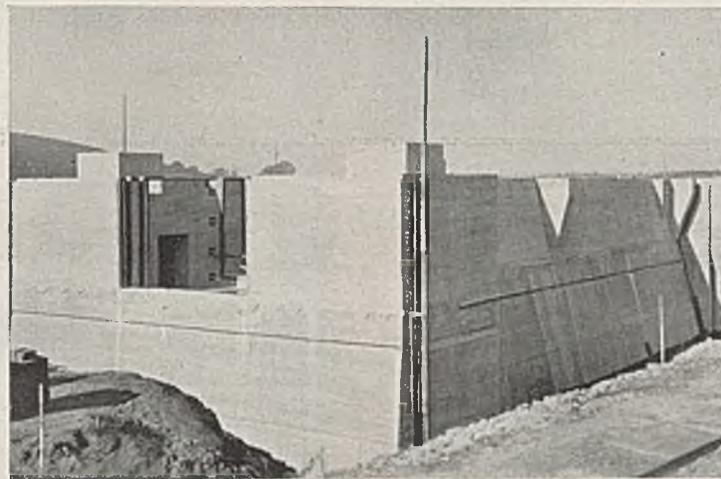


Abb. 5. Schachtschleuse Sandhof. Betonbauwerk fertiggestellt.

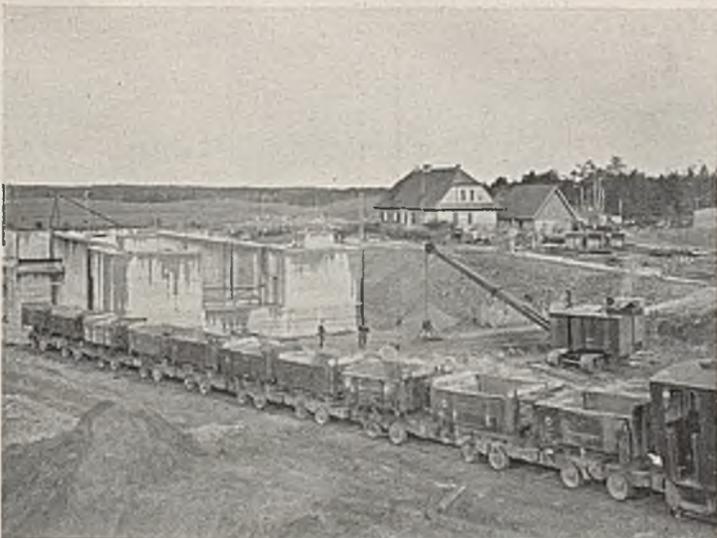


Abb. 6. Schachtschleuse Sandhof. Hinterfüllen des Betonbauwerks.



Abb. 7. Unterschleuse Fürstenau. Umschließungspundwände der Schleuse und Schleusenelfahrt fertig gerammt.

durch einen Speiseeinlauf in den Klodnitzkanal und durch die Untertorschütze der Schleuse 15 in den Adolf-Hitler-Kanal (Los IX) abgeleitet werden konnte.

Abb. 10 zeigt die Klodnitz oberhalb des noch zu bauenden HW-Überlaufes zum Adolf-Hitler-Kanal. Unterhalb dieses Bauwerks verengt sich der Flußquerschnitt. Der Trenndamm zwischen Klodnitz und Adolf-Hitler-Kanal ist an der engsten Stelle (Abb. 11) mit einer durch Scheinfugen unterteilten Betonplatte abgedeckt, die Sohle ist mit Ton gedichtet, damit Durchsickern und eine Gefährdung des Trenndammes vermieden werden. Abb. 12 zeigt die Flußstrecke bei km 1,7 und im Hintergrunde die fertiggestellte Eisenbahnbrücke über den Adolf-Hitler-Kanal. In der oberen Flußstrecke wurden die Betonarbeiten für das Speisewehr und den Einlauf der zum Hafen Gletwitz führenden Speiseleitung beendet (Abb. 13).

Die Umleitung der Klodnitz in das neue Flußbett folgte im Dezember 1938.

Weiterhin wurden an den fertigen Kanalstrecken Pflanzungen ausgeführt und verschiedene kleinere Arbeiten in Angriff genommen, wie Beseitigung von Trenndämmen und Schließung einer Kanallücke, wo der Klodnitzkanal den Adolf-Hitler-Kanal kreuzte.

Schleuse I, Klodnitz. Die im August 1937 begonnenen Erd- und Betonarbeiten wurden fortgesetzt. Die Sohle des Unterhauptes wurde unter Frostschutzmaßnahmen (Erwärmen des Wassers und der Zuschlagstoffe) im Januar 1938 betoniert; die aufgehenden Blöcke einschließlich der beiden Torbalken waren bis August fertiggestellt (Abb. 14). Das Oberhaupt wurde in den Monaten März bis November betoniert.

Im Trenndamm zwischen den beiden Schleusenkammern wurden zunächst im Februar und März 1938 eingehende Belastungsversuche an mehreren Eisenbetonbohrpfählen durchgeführt. Auf Grund der Versuchsergebnisse wurde für die Gründung des Trenndammes von der zunächst

vorgesehenen Verwendung von Pfählen abgesehen und eine durch Trenndamm und beide Kammern durchgehende feste Sohle mit Gelenken in den Kammern gewählt. Für den Bodenaushub bis zur Gründungssohle mußten zwei durchgehende waagerechte Steifenlagen und eine zusätzliche Sprengwerkabstiefung für die beiden Trenndammkammerwände eingebaut werden.

Die Betonarbeiten für den Trenndamm und die Kammersohlen konnten bis zum Ende des Berichtsjahres im wesentlichen fertiggestellt werden.

Der Bau des Betriebsgebäudes auf dem Unterhaupt wurde im Juli begonnen und bis zum Jahresende fertiggestellt.

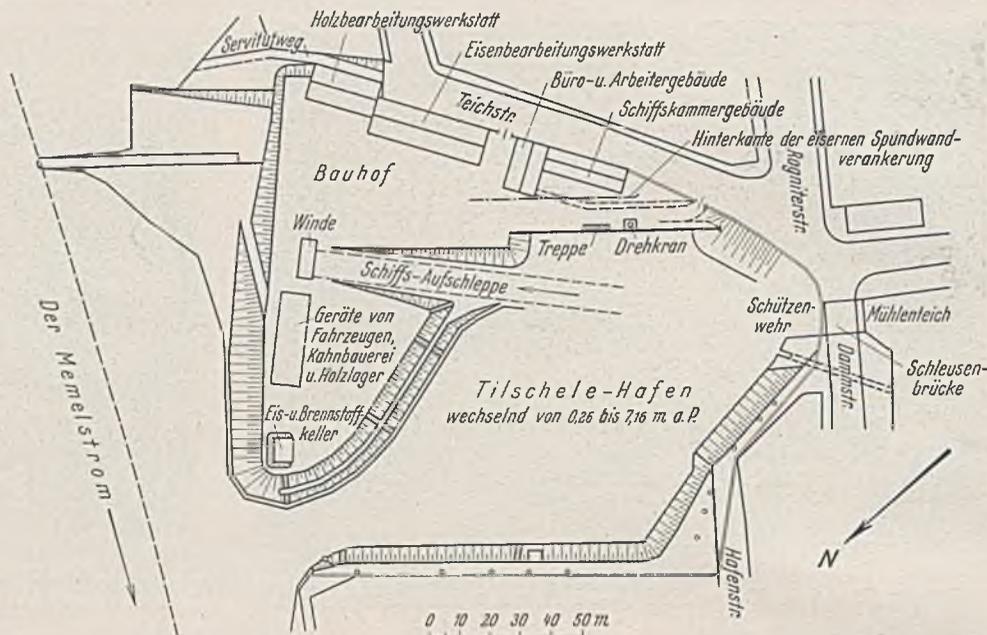


Abb. 8. Staatlicher Bauhof Tilsit.



Abb. 9. Adolf-Hitler-Kanal. Erdbaulos VII.



Abb. 10. Klodnitzverlegung bei Laband. Blick auf die Baugrubenumspundung des Hochwasser-Abläßbauwerks.



Abb. 11. Klodnitzverlegung bei Laband. Dichtung des Trenndammes zwischen Klodnitz und Adolf-Hitler-Kanal.

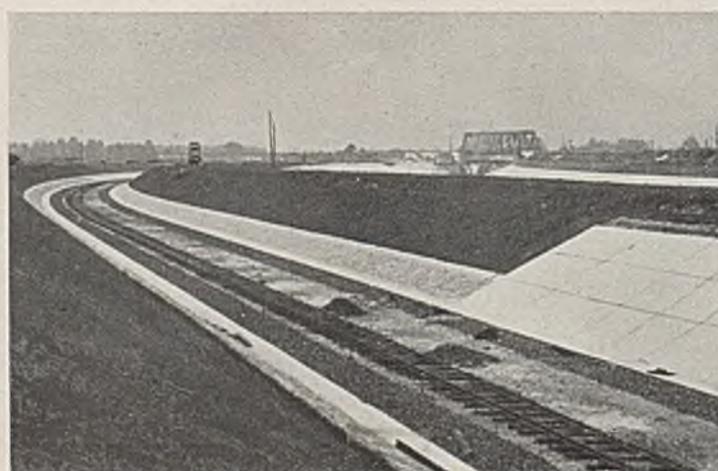


Abb. 12. Klodnitzverlegung bei Laband. Im Hintergrunde neue Eisenbahnbrücke über den Adolf-Hitler-Kanal.

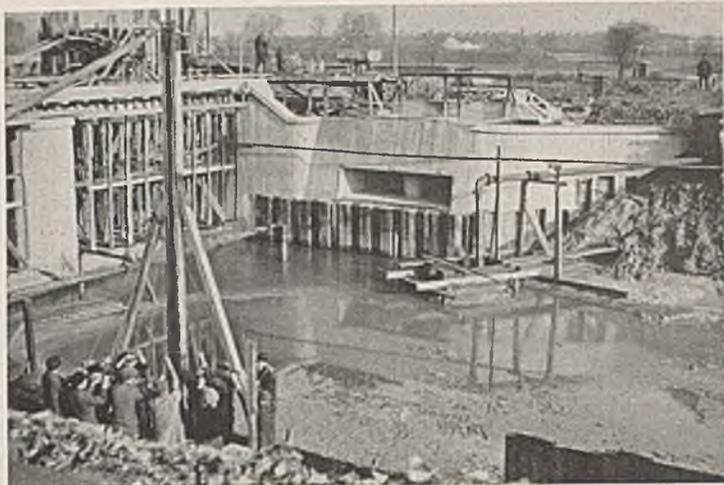


Abb. 13. Spelsewehr und Einlaßbauwerk.

Der Einbau der Hubtore am Unterhaupt begann im August, im Anschluß daran das Aufstellen der Maschinenbrücken und der Einbau der Segmentsentkoren am Oberhaupt.

Der weitere Ausbau des Unterhafens einschließlich der Betonunterhafentleitwerke wurde nach Inbetriebnahme der Brücke Heydebreck—Oppeln im Juli 1938 im Schutze eines Sicherungsdammes gegen die Oderhaltung des Kanals fortgesetzt.

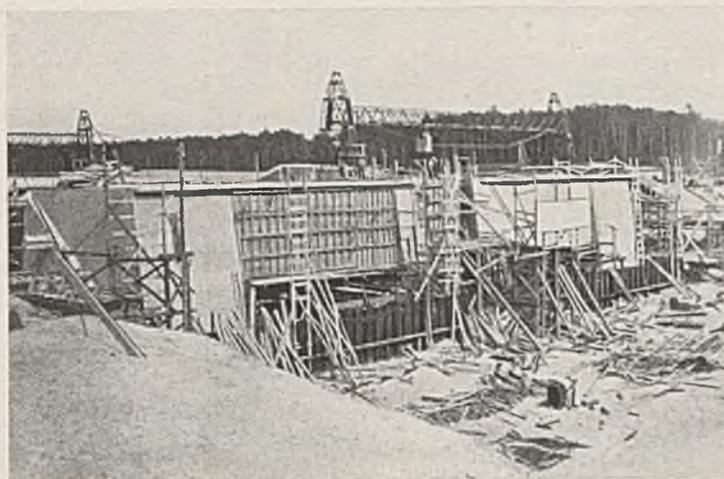


Abb. 14. Schleuse I. Klodnitz. Unterhaupt von Norden.

Schleuse V, Stauwerder. Die im Bericht des Vorjahres³⁾ erwähnten nachträglichen Arbeiten (Einbau einer durchgehenden biegefesten Sohle und Änderungen an den Segmentsentkoren der Oberhäupter) wurden beendet. Im Frühjahr 1938 wurde die Schleuse für den Klodnitzkanalverkehr freigegeben. Der Bau des Pumpwerks am Unterhafen der Schleuse, das zur Sicherung des Wasserbedarfs der oberen Haltung nötig ist, wurde begonnen.

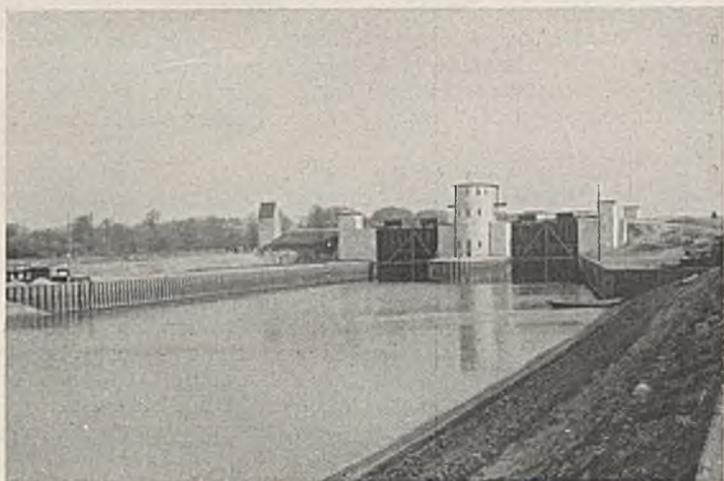


Abb. 15. Unterhafen und Unterhaupt der Schleuse Hubenland.

An der Schleuse II, Neudorf, wurden in der Hauptsache nur Restarbeiten an den Schleusenverschlüssen, deren Antrieben und den Betriebsgebäuden ausgeführt. Die Unterhafentleitwerke wurden im Zusammenhang mit den Unterbauten der über den Unterhafen hinwegführenden Straßenbrücke betoniert.

Die Schleuse III, Ehrenforst, wurde Anfang April für den Verkehr des Klodnitzkanals von Hand in Betrieb genommen.

Schleuse IV, Hubenland, wurde fertiggestellt.

Abb. 15 zeigt einen Blick vom Unterwasser auf die Schleuse. Der Wasserspiegel liegt rd. 1,50 m unter dem Sollwasserstande.

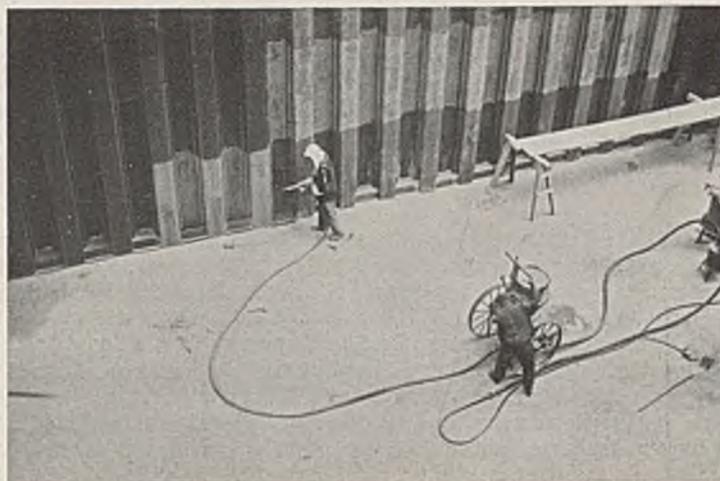


Abb. 16. Schleuse Laband. Entrosten und Streichen der Kammerwände.

Schleuse VI, Laband. Die Betonarbeiten für die Schleuse Laband wurden im Frühjahr beendet. Nach dem Einbau der Kammerwandverankerungen wurden die Kammerwände mittels Sandstrahlgebläse entrostet und sofort mit einem doppelten Teeranstrich versehen. Die Arbeitsweise ist aus Abb. 16 ersichtlich. Im Herbst wurde mit den Schleusenbauten und dem Einbau der Verschlüsse begonnen.

(Fortsetzung folgt.)

³⁾ Bautechn. 1938, Heft 5, S. 129.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Getreidespeicher im Hafen von Piräus in Griechenland.

Von Dipl.-Ing. Nicolaus Hein, z. Z. Athen.

(Schluß aus Heft 1.)

IV. Statische Berechnung.

a) Allgemeines.

Die höchstzulässige Bodenpressung wurde vom Bauherrn zu 5 kg/cm², die Pressung auf den Unterlagsbeton zu 6 kg/cm² vorgeschrieben. Der Winddruck wurde zu 150 kg/m² angenommen. Obwohl die Hafenstadt Piräus nicht als eigentliches Erdbebengebiet gilt, haben die Erfahrungen beim großen Erdbeben im nahegelegenen Korinth im Jahre 1928, bei dem auch in Piräus Schäden entstanden sind, den Bauherrn veranlaßt, eine erdbebensichere Ausbildung für den Speicher vorzuschreiben.

Die zu berücksichtigenden Zuschläge wurden vom Bauherrn zu 1/3 der für das Erdbebengebiet Korinth behördlich vorgeschriebenen Werte bestimmt. Demnach sind die lotrechten Erdstöße durch eine Erhöhung sämtlicher Lasten um 10%, die waagerechten Erdstöße durch die Annahme

von waagerechten Zusatzkräften, die genähert im Massenschwerpunkte wirken und 4% sämtlicher Lasten betragen, berücksichtigt worden. Die jeweils ungünstigeren Ergebnisse wurden hierbei der Bemessung zugrunde gelegt, aber unter der Annahme, daß lotrechte und waagerechte Stöße nicht zu gleicher Zeit wirken.

Für schwierige statische Systeme und vollkommen unsymmetrische Verhältnisse wurden bei der statischen Berechnung im allgemeinen die graphischen Verfahren bevorzugt.

b) Silozellen.

Das spezifische Gewicht des Getreides wurde zu 0,8 t/m³ angenommen. Der Seitendruck für die Zellenwände ist nach der Janssenschen Formel berechnet.

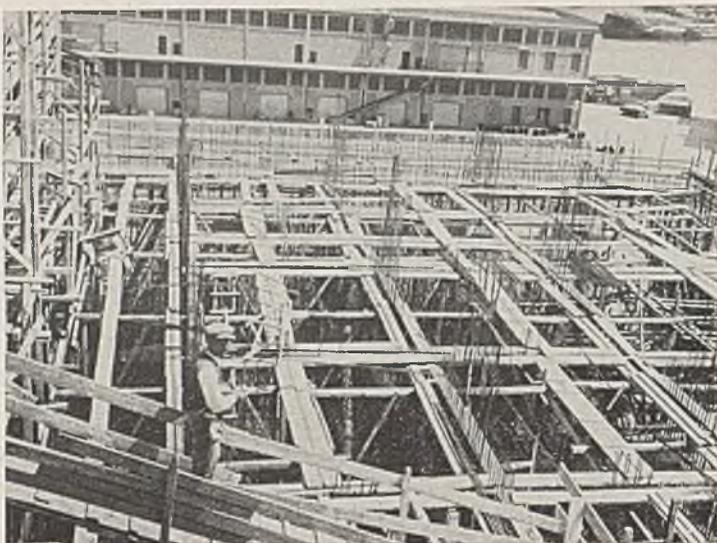


Abb. 16. Bewehrung der Silozellen im Block I.

Bei den verschiedenen Zellenformen weichen die Wanddrücke für die gleiche Tiefe stark voneinander ab. Die vergleichsweise angestellten Berechnungen ergaben, daß bei den zum Teil voneinander stark abweichenden Abmessungen der Silozellen es nicht genügt, die einzelne Zelle aus dem System herausgeschnitten gedacht zu betrachten, daß vielmehr der Einfluß der Belastung der Nachbarzellen nicht unerheblich, bei einzelnen Zellen sogar recht groß ist. Folglich ist die Berechnung unter Berücksichtigung der Belastung der Nachbarzellen durchgeführt worden, und zwar wahlweise für schachbrettartige und für streifenförmige Belastung um die jeweils betrachtete Zelle herum. Der jeweils ungünstigste Fall ist der Bemessung zugrunde gelegt worden. In einigen Fällen ergab die Einzelbelastung der Zelle die größten Beanspruchungen. Abb. 16 zeigt den Bau der Silozellen im Block I.

c) Wandträger.

Besondere Träger unter den Silozellen für die Aufnahme der Lasten der Zellen sind nicht angeordnet worden. Statt dessen wurde der untere Teil der Silowände selbst als Tragwand ausgebildet und zur Aufnahme der Momente infolge Wind und Erdbeben voutenförmig verstärkt. Diese Wandträger wurden nach der von Dr.-Ing. Bay angegebenen Berechnungsart¹⁾ berechnet, wonach nur der untere Teil der Wände in einer Höhe, die etwa gleich der Trägerspannweite ist, als Träger wirksam wird. Maßgebend für die Bemessung der Wandträger sind meistens die Hauptzugspannungen, denen gegenüber die Schubspannungen an Bedeutung zurücktreten. Die unter Berücksichtigung der Erdbebensicherheit sehr kräftig ausgefallene Bewehrung der Wandträger ist auf Abb. 17 ersichtlich.

d) Siloboden.

Mit Ausnahme der Randzellen sind die Böden der Silozellen als waagerechte Platten ausgebildet worden, aus denen nur die um 60 cm unter die Bodenplatte herunterreichenden Ausläufe trichterförmig vor-

¹⁾ Vgl. Dr.-Ing. Bay, „Über den Spannungszustand in hohen Trägern und die Bewehrung von Eisenbetontragwänden“. Stuttgart 1931, Konrad Wittwer.

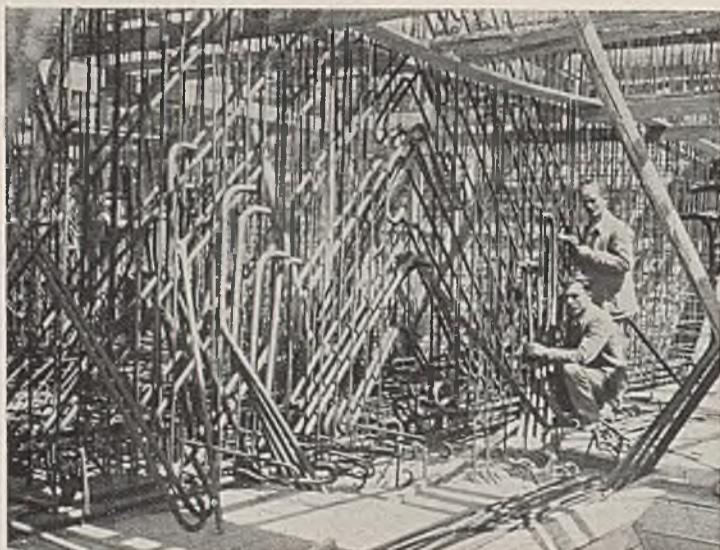


Abb. 17. Bewehrung eines Wandträgers.

kragen. Die an den Auslauf anschließenden Schrägen der Zellen wurden durch nachträglich aufgebracht Leichtbeton hergestellt. Nur die Randzellen erhielten durch entsprechende Ausbildung der Platte des Silobodens unmittelbar die Trichterform. Für die Feldmomente wurden die Platten des Silobodens als teilweise, für die Stützenmomente als voll eingespannt angenommen. Fast in allen Zellen spannt sich die Platte kreuzweise. Dadurch konnte die Bewehrung nach den Plattenrändern zu verringert werden. Die Auslaufrichter erhielten Zusatzbewehrung in Richtung der Trichterschrägen. Abb. 18 zeigt die Bewehrung der Siloböden.

e) Silostützen.

Die Stützen im Erd- und I. Obergeschoß bilden mit den Balken der Erdgeschoßdecke sowohl in der Quer- als auch in der Längsrichtung zweistöckige Rahmen, deren Stiele unten im Fundament und oben im starren System der Silozellen eingespannt sind. Die Berechnung geschah nach dem bekannten Verfahren von Suter und ergab bei Berücksichtigung der schweren Lasten und der erheblichen Windkräfte, besonders aber infolge der waagerechten Erdbebenkräfte, hohe Momente und Stützendrücke. Insbesondere sind die Momente an den Einspannstellen der Stiele erheblich. Beispielsweise ergaben sich die Höchstmomente bei einer Mittelstütze in der Querrichtung zu:

246,5 tm am Kopferschnitt des oberen Stieles und zu
262,7 tm am Fußquerschnitt des unteren Stieles.

In der Längsrichtung erreichten die entsprechenden Momente die Werte: 304,5 tm bzw. 349,0 tm.

Den größten Anteil an den obigen Werten liefern die waagerechten Erdbebenkräfte. Die Stützendrücke ergaben sich bis zu 1100 t.

Diese hohen Belastungen erforderten selbstverständlich große Stützenabmessungen, die jedoch begrenzt wurden durch die vorgeschriebene Gesamtbreite des Bauwerks sowie durch die freizuhaltenden Breiten der vier Durchfahrten. Außerdem verlangten die Einspannungsmomente eine sehr kräftige Bewehrung, insbesondere der Säulenfüße und der Säulenköpfe, sowie starke Schrägen unter den Silozellen, damit die hohen Kräfte einwandfrei in den Siloböden bzw. in die Zellenwände übergeleitet werden.

Das unter den Silozellen nur aus Stielen und Riegeln bestehende statische System ist für die Aufnahme von großen waagerechten Kräften, wie sie sich bei Erdbeben ergeben, nicht sehr günstig und führt zu großen Abmessungen sowie zu starken Bewehrungen, insbesondere dort, wo die Abmessungen der Säulen noch beschränkt sind. Die Kräfteverteilung auf die einzelnen Elemente wird bei einem erdbebensicher auszubildenden Gebäude sofort bedeutend günstiger, wenn das Bauwerk nicht rein skelettförmig aus Decken und Säulen besteht, sondern auch einige steife und mit den Säulen und Riegeln fest verbundene volle und durchgehende Wände in der Quer- und Längsrichtung vorhanden sind, die, ohne große Abmessungen oder Grundfläche zu haben, einen sehr erheblichen Teil der waagerechten Kräfte aufnehmen können und dadurch die Säulen wesentlich entlasten²⁾. Diese „gemischte“ Bauweise findet in den vom Erdbeben heimgesuchten Gebieten Griechenlands (Korinth, Chalkidike, Insel Kreta usw.) bei erdbebensicheren Neubauten häufig Anwendung und führt insbesondere bei höheren Bauwerken zur

²⁾ Die Frage der Kräfteverteilung wird von dem Professor an der Athener Techn. Hochschule, A. Roussopoulos, behandelt, und zwar in seiner Abhandlung: „Verteilung der durch eine starre Scheibe übertragenen waagerechten Kräfte in räumlichen Systemen“ (veröffentlicht in griechischer Sprache in der „TEKNIKA XPONIKA“, Athen 1932, Heft 17).



Abb. 18. Bewehrung einer Randzelle.

wirtschaftlichsten Lösung. Leider konnte im vorliegenden Falle diese zweifellos vorteilhafte Ausbildung nicht angewendet werden, weil die unter dem Speicher, dem Anbau und der Bandbrücke überall vorgeschriebenen Durchfahrten, sowie auch die Notwendigkeit der freien Bewegung der fahrbaren Waagen im Absackboden, die Anordnung von durchgehenden Quer- und Längswänden nicht zuließen.

f) Turm.

Wegen der Erdbebensicherheit bestehen die Wände des Turmes aus vollem Eisenbeton. Der untere Teil der Wände wurde, ähnlich wie bei den Wänden der Silozellen, als Wandträger ausgebildet. An der Vorderfront, wo die Wand durch die zahlreichen Fenster unterbrochen ist, werden die Lasten durch Sturzträger auf jedem Stockwerk getrennt abgefangen. Die Decken über dem 3. und 4. Obergeschoß bestehen vorläufig aus Holzbohlen auf eisernen Trägern. Sie werden bei dem späteren Einbau der Vorreinigungs- und Entstaubungsanlagen ausgebaut und durch Eisenbetondecken ersetzt. Die Lasten der endgültigen Decken sind bei der statischen Berechnung berücksichtigt worden, wie auch gleichzeitig Vorkehrungen für die spätere gute Auflagerung der Decken getroffen wurden.

g) Anbau.

Die statische Berechnung des Anbaues bietet nichts besonderes. Die auf den Anbau entfallenden waagerechten Erdbebenkräfte werden in der Querrichtung des Anbaues ohne weiteres auf das Silogebäude übertragen. Auch die in der Längsrichtung wirkenden waagerechten Kräfte werden zum Teil auf die Abschlußwand des Silogebäudes durch die mit dieser Wand verbundenen Decken des Anbaues übertragen. Die Decke unter dem Maschinenhausfußboden, die vom übrigen Anbau und auch vom Silogebäude durch konsolartige Auflagerung getrennt ist, kann durch die Rahmenwirkung der Decke mit den damit verbundenen Säulen allein die anfallenden Erdbebenkräfte aufnehmen.

h) Fundamente.

Bei dem vorhandenen Felsboden wäre an sich die allgemeine Anordnung von Einzelfundamenten angebracht. Die großen Kräfte und Momente jedoch, die von den Innenstützen des eigentlichen Speichergebäudes auf das Fundament übertragen werden, erforderten eine Zusammenfassung der Fundamente, so daß für die drei inneren Stützenreihen durchgehende Bandfundamente gewählt worden sind und Einzelfundamente nur für die zwei äußeren Reihen des Speichers, sowie für den Anbau beibehalten worden sind.

i) Bandbrücke.

Die einzelnen Blöcke der Bandbrücke wurden durch fünf Stützenpaare in vier Felder unterteilt. Zur Vereinfachung des statischen Systems wurden die drei mittleren Stützenpaare als Pendelstützen aufgefaßt und dementsprechend schwächer ausgebildet. Die Randstützen erhielten dagegen eine kräftige Ausbildung, da sie die gesamten, auf einen Block entfallenden waagerechten Erdbeben- und Windkräfte aufzunehmen haben. Das statische System besteht aus zwei starken Endquerrahmen, sowie aus zwei Längsrahmen, die durch die Randträger der zwei Decken, die Säulen des Obergeschosses sowie durch die Erdgeschoßstützen gebildet werden. Der landseitige Längsrahmen hat auch die Lasten der oberen Fahrgestelle der fahrbaren Saugheber aufzunehmen und erhält infolgedessen eine stärkere Ausbildung. Die in der Längsrichtung der Bandbrücke wirkenden waagerechten Erdbebenkräfte werden von den Längsrahmen aufgenommen und auf die Randstützen übertragen. In der Querrichtung nehmen die Endquerrahmen die Wind- und Erdbebenkräfte auf. Die größte Beanspruchung der Endstützen entsteht bei waagerechten Erdbebenstößen in der Längsrichtung und bei Wind in der Querrichtung. Es ist aber zu sagen, daß infolge der leichten Ausbildung der Bandbrücke die waagerechten Erdbebenkräfte hier nicht diese ausschlaggebende Rolle spielen, wie bei den Stützen des hohen und schweren Speichergebäudes.

Die Gründung der Bandbrücke geschah auf Bohrpfählen, die nachfolgend noch näher beschrieben werden. Die Pfähle eines Stützenpaares wurden jeweils durch ein Bankett zusammengefaßt. Auf die inneren Bankette werden durch die Pendelstützen nur lotrechte Kräfte übertragen. Die zwei Randbankette erhalten dagegen, sowohl in der Längs- als auch in der Querrichtung, waagerechte Kräfte und mußten daher verankert werden. Dieses geschieht durch waagerecht angeordnete Eisenbetonstreben, die mit einem, im Fels liegenden bewehrten Betonblock verbunden sind. Eine abweichende Ausbildung erhielt der Endquerrahmen Nr. 1, sie wird später noch beschrieben werden.

V. Bauausführung.

a) Gründung.

1. Allgemeines.

Wie bereits eingangs erwähnt, mußte der Bauplatz bis zu seiner endgültigen Festlegung zweimal gewechselt werden. Der ursprünglich vorgesehene Platz am Kalteil *H—I* im Hafenbecken „Alon“ wurde aus rein

verkehrstechnischen Überlegungen verlassen. Nachdem aber für das Anlegen der Getreideschiffe endgültig die 141 m lange Kaimauer *C—D* neben den Trockendocks bestimmt wurde, war der Geländestreifen unmittelbar neben der Kaimauer der gegebene Platz für die Unterbringung der Speicheranlage einschließlich der Bandbrücke. Bei dieser Anordnung hätte man die kürzesten Förderwege des Getreides erzielt.

Vor der Bauausführung vorgenommene Baugrunduntersuchungen ergaben aber, daß der tragfähige, aus Kalkmergel bestehende Untergrund hier größtenteils erst in größerer Tiefe ansteht und außerdem zur Kaimauer hin steil einfällt, entsprechend dem, bei dem Bau der Kaimauer ausgeführten Felsaushub in geböschtem Profil. Andererseits konnte der sich ungenügend gesetzten Auffüllung aus Geröll und Baggergut keinesfalls die hohe Belastung durch das Speicherbauwerk zugemutet werden. Bei dieser Anordnung der Anlage hätte man also die Bandbrücke völlig, das eigentliche Speicherbauwerk einschließlich Anbau bis auf den von der Kalkante am weitesten entfernten Streifen, auf Pfähle gründen müssen. Probebohrungen und die Ausführung von Versuchspfählen ließen erhebliche Schwierigkeiten für eine umfangreiche Pfahlgründung erkennen. Auch hätte die allgemeine Pfahlgründung hohe Kosten und eine bedeutende Verlängerung der Bauzeit verursacht. Diese Umstände bewogen den Bauherrn, einen zweiten Wechsel des Bauplatzes vorzunehmen und das Speichergebäude einschließlich Anbau, gleichlaufend zur Kaimauer *C—D* nach der nordöstlichen Richtung soweit zu verschieben, daß es vollständig auf den dort höher anstehenden gewachsenen Felsen zu liegen kommt. Es verblieb also neben der Kaimauer *C—D* nur die leichte Bandbrücke, die selbstverständlich nunmehr verlängert und bis auf einen kurzen Teil nach wie vor auf Pfähle gesetzt werden mußte. Die Mehrkosten der Bandbrücke infolge ihrer Verlängerung, sowie die Nachteile aus den verlängerten Förderwegen des Getreides sind aber reichlich aufgewogen durch das Wegfallen des größten Teiles der Pfahlgründung.

2. Gründung des Speichergebäudes einschließlich Anbau.

Maßgebend für die konstruktive Ausgestaltung der Fundamente war die von der Behörde vorgeschriebene höchstzulässige Bodenpressung. Eine weitere Bedingung wurde dadurch gestellt, daß zur Vermeidung einer umfangreichen Wasserhaltung die Fundamente möglichst nicht in das Grundwasser hineinreichen sollten, das, entsprechend dem Wasserspiegel im Hafenbecken in 2,50 m Tiefe unter O. K. Kaimauer liegt, jedoch unter dem Einfluß der Westwinde häufig, wenn auch vorübergehend, um 20 bis 30 cm ansteigt. Da andererseits die statischen Rücksichten Fundamente bis zu 2,40 m Höhe zuzüglich 0,10 m Mindest-Erdüberdeckung erforderten, wurde der für die Unterbringung der Fundamente benötigte Raum zwischen O. K. höchster Wasserstand und O. K. Gelände dadurch gewonnen, daß das Gelände im Bereich der Bauwerke durch Auffüllung um 30 cm gehoben wurde. Die Auffüllung ist dann durch ein schwaches Gefälle bis zur Kalkante ausgeglichen worden. Eine Ausnahme bilden die zwei Säulendamente *eIII* und *eV* im Bereiche des Elevatorenkellers, die wegen der erforderlichen lichten Höhe des Kellers tiefer gegründet werden mußten und beim höchsten Grundwasserstand um 0,57 bzw. 0,77 m ins Wasser hereinreichen. Durch Einschränkung der Kellerhöhe auf das Mindestmaß, sowie möglichst flache Ausbildung der Säulenfüße ist es auch hier gelungen, die Gründung mit einfacher offener Wasserhaltung auszuführen. Die Kellersohle selbst liegt bereits über dem höchsten Wasserstand.

Alle Fundamente ruhen auf einer Ausgleichschicht aus Magerbeton mit etwa 150 kg/m³ Zement. Ursprünglich sollte die Ausgleichschicht nur in der statisch erforderlichen Breite unter den Einzel- und Bandfundamenten ausgeführt werden. Da aber infolge der kleinen Säulenabstände bzw. der durch die Belastung bedingten großen Abmessungen der Säulendamente zwischen den Fundamenten nur noch wenig freier Raum verblieb, zog der Bauherr vor, eine durchgehende Ausgleichschicht unter dem ganzen eigentlichen Speicherbauwerk ausführen zu lassen. Nur unter den kleineren Einzelfundamenten des Anbaues ist die Ausgleichschicht in Einzelflächen aufgelöst worden. Die Dicke der Ausgleichschicht beträgt 30 bis 50 cm.

Die Gründung des Speichergebäudes einschließlich Anbau als einfache Flachgründung auf dem gewachsenen Fels ohne erhebliche Wasserhaltung bot keine besonderen Schwierigkeiten.

3. Gründung der Bandbrücke.

Im Gegensatz zu dem Speichergebäude gestaltete sich die Gründung der Bandbrücke — mit Ausnahme des dem Speicher nächst gelegenen Blocks *V* von etwa 30 m Länge, der noch auf dem hoch gelegenen Fels steht — besonders schwierig. Wie bereits erwähnt, steht der gewachsene Fels der Kaimauer entlang erst in größerer Tiefe an, da beim Bau der Kaimauer der Felsboden in geböschtem Querschnitt ausgehoben werden mußte und die Landzunge ursprünglich gegen *D—E* abfiel (s. Abb. 14). Der tragfähige Untergrund unter der Bandbrücke verläuft also in der Querrichtung gegen die Kalkante *C—D* und in Längsrichtung gegen *D—E* abfallend. Für die Steinschüttung hinter der Kaimauer wurden

Geröll, Steinblöcke und Steinstücke von den verschiedensten Abmessungen verwendet. Die über der Steinschüttung eingebrachte Auffüllung besteht aus dem stark verunreinigten, schlammartigen Baggergut, das bei der Vertiefung bzw. Reinigung der Hafenbecken gewonnen wurde. Zudem hatte sich die Steinschüttung und die Verfüllung nur ungenügend gesetzt.

Unter diesen Umständen bot eine Flachgründung trotz der verhältnismäßig leichten Konstruktion der Bandbrücke von vornherein keine genügende Sicherheit, und es mußte eine Pfahlgründung gewählt werden. Sie wurde in Subunternehmung von der Firma Erika AG, Athen, ausgeführt.

Der Felsaushub bei dem Bau der KaImauer geschah mittels Unterwasser-Sprengungen. Anschließend wurden die gesprengten Steinblöcke mit der eisernen Schwerstange zertrümmert und die zertrümmerten Steine ausgebagert. Hierbei entstand eine Felslinie, die naturgemäß sehr unregelmäßig, stellenweise

steil abfallend und mit verschiedenen Absätzen verläuft. Von den verschiedenen möglichen Pfahlarten schied man aus diesem Grunde Rammpfähle aus, die, abgesehen von der Schwierigkeit der Durchdringung der Steinschüttung, als Spitzpfähle kein sicheres Auflager auf dem schräg anstehenden Fels gefunden hätten. Für eingerammte Reibungspfähle eignete sich der Untergrund ebenfalls nicht. Es blieb nur die Wahl von Ortspfählen übrig, von denen die Bohrpfähle die größten Sicherheiten boten, da sie auch im steilen Fels bei genügend tief geführter Bohrung einwandfrei sitzen. Die Bohrpfähle mußten von einer Bauart sein, bei der keine Gefahr bestand, daß

während des Betonierens des Pfahles das Hafenwasser mit dem Beton in Berührung kommt. Die Ausführung geschah deshalb, in Anlehnung an frühere Ausführungen der Siemens-Bauunion, unter Verwendung von Blechrohren zum Schutze des frischen Betons, zumal die mit der Pfahlgründung beauftragte Firma keine Preßluft-, Druckwasser- oder sonstige Sondergeräte zur Verfügung hatte. Der mit Asphalt innen und außen angestrichene Blechmantel gewährt zugleich einen zusätzlichen Schutz gegen den Angriff von Meerwasser. Abb. 19 gibt Aufschluß über die Einzelheiten der Ausbildung der Bohrpfähle. Auffüllung und Steinschüttung wurden mit Bohrröhren von 350 mm Durchm. durchdrungen. Nachdem die Felslinie erreicht war, wurde mit dem Bohrmeißel frei, ohne Mitnehmen des Bohrröhres im Fels weitergebohrt, bis das Bohrloch eine Tiefe von etwa 2 m im festen Fels erreichte. In das fertige Bohrloch und unter dem Schutze des Bohrröhres ist dann ein Blechrohr mit einem Durchmesser von 310 mm und mit 1,5 mm Wanddicke eingeführt worden bis auf etwa 30 cm über U. K. Bohrloch. Hierauf wurde die Eisenbewehrung eingesetzt und mit dem Unterwasser-Betoniergerät ein Betonpfropfen eingebracht, der den Raum unter und neben dem Blechrohr im Fels aus-

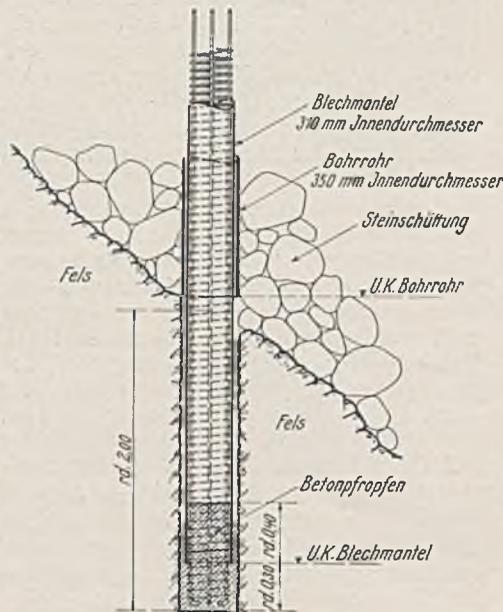


Abb. 19. Bohrpfahl.

füllte und im Blechrohr selbst noch eine Dicke von etwa 40 cm hatte. Der Betonpfropfen gewährt ein sicheres Verankern des Pfahles im Fels und schließt außerdem das Blechrohr von unten dicht ab. Nach Erhärtung des Betonpfropfens konnte das Bohrröhr gezogen, das von unten dicht abgeschlossene Blechrohr leergespumpt und der Pfahl im Trockenen ausbetoniert werden.

Die Pfähle erhielten eine, ihrer anteiligen Belastung entsprechende Längs- und Spiralbewehrung. Die Längsbewehrung bestand aus 4 bis 8 Rundseilen Durchm. 20 mm, für die Spiralbewehrung wurden Rundseile Durchm. 8 mm mit 4 bis 6 cm Ganghöhe verwendet. Bei der statischen Berechnung wurde angenommen, daß der Pfahl oben in das Fundamentbankett eingespannt ist und unten geführt wird. Je nach Länge und Bewehrung wurde den Pfählen eine Belastung von 20 bis 45 t zugewiesen.

Wie aus Abb. 13 hervorgeht, werden die Hauptfundamente, die auch waagerechte Kräfte aufzunehmen haben, durch waagerechte Eisenbetonstreben nach der Landseite zu in dem dort höher anstehenden Fels verankert. Da der genügend hoch anstehende Fels dem Anfang der Bandbrücke zu immer weiter landeinwärts gelegen ist, nimmt die Länge der Streben von rd. 10 m am Fundament Nr. 17 auf rd. 22,7 m am Fundament Nr. 5 zu. Bei der großen Länge mußten die Streben Zwischenunterstützungen erhalten, die so angeordnet sind, daß die Stützweite zwischen den Unterstützungen nicht über rd. 8 m hinausgeht. Die Zwischenunterstützung besteht aus je zwei Bohrpfählen, die unter der Strebe durch einen Eisenbetonholm zusammengefaßt sind. Die Pfähle sind hier wegen der geringeren Belastung schwächer bewehrt. Sie erhielten eine Längsbewehrung von 6 Rundseilen Durchm. 16 mm und eine Spiralbewehrung mit 6 cm Ganghöhe aus Rundseilen Durchm. 6 mm.

Das am Beginn der Bandbrücke gelegene Hauptfundament Nr. 1 konnte nicht durch Streben im Fels verankert werden, da hier in erreichbarer Nähe kein hoch anstehender Fels mehr vorhanden ist. Die waagerechten Kräfte mußten daher von der Gründung selbst aufgenommen werden. Zu diesem Zwecke ist das Fundament Nr. 1 mit dem Nachbarfundament Nr. 2 zu einem kräftigen und steifen waagrecht liegenden Rahmen zusammengefaßt, und außerdem sind auch die aufgehenden Rahmen über Fundament 1 und 2 verstärkt worden. Die Anzahl der Pfähle an diesen zwei Fundamenten wurde soweit vergrößert, daß die Pfähle selbst die waagerechten Kräfte aufnehmen vermögen. Da außerdem noch an dieser Stelle der tragfähige Fels in größerer Tiefe als an den übrigen Stellen liegt, mußten für die Verankerung des Fundaments insgesamt 22 Pfähle ausgeführt werden.

Der Fortschritt der Pfahlgründung wurde durch den schlechten Untergrund stark gehemmt. Insbesondere bot die Durchdringung der Steinschüttung Schwierigkeiten, die dadurch noch wesentlich erhöht wurden, daß beim Bohren verschiedentlich Eisenstücke, alte Drahtseile usw. angetroffen wurden, die im Bohrloch durchgeschnitten oder gehoben werden mußten. Auch haben sich die Bohrwerkzeuge, insbesondere der Fallmeißel, wiederholt in der losen Steinschüttung festgeklemmt und konnten manchmal nur mit äußerster Mühe freigemacht werden. Diese Schwierigkeiten zwangen in mehreren Fällen zur Aufgabe des Bohrloches und zum oft wiederholten Versetzen des Pfahles nach einer benachbarten Stelle.

Für die Bohrungen (Abb. 20 u. 21) wurden ein Freifallbohrapparat und mehrere Bohrböcke mit Hand- und elektrisch angetriebener Winde benutzt. Die Auffüllung ist mit dem Löffel- bzw. Spiralbohrer ausgebohrt worden. In der Steinschüttung und im Fels konnte nur mit dem Bohrmeißel gebohrt werden.



Abb. 20. Freifallbohrapparat für die Pfahlgründung.

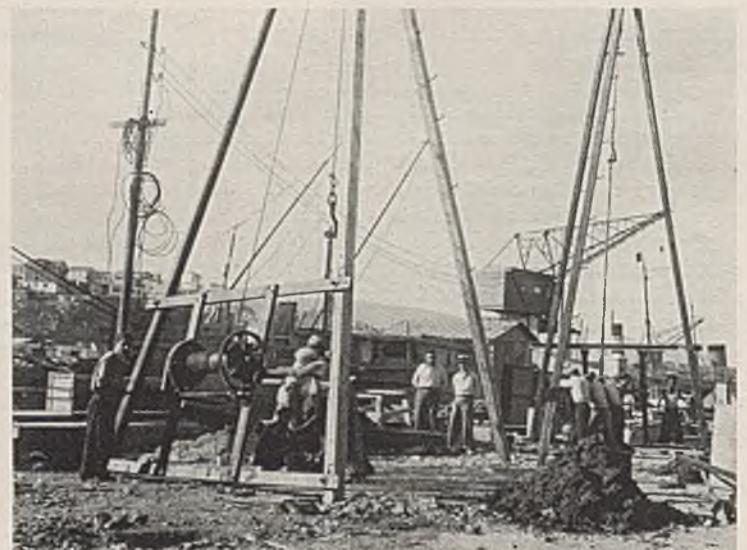


Abb. 21. Bohrböcke bei der Pfahlgründung.

b) Aufgehender Teil.

Bei der Bauausführung des Speichers, der mit Ausnahme der Gründung der Bandbrücke keine besonderen Schwierigkeiten bot, ist die äußerst einfache Art der Bauausführung bemerkenswert, die durch die örtlichen Verhältnisse und das Zusammenarbeiten mit der griechischen Baufirma bedingt war. Es mußten die im Lande üblichen Bauverfahren angewendet werden, für die charakteristisch ist, daß infolge der niedrigen Löhne, sowie der, an deutschen Verhältnissen gemessen, langen Baufristen ausgiebig mit behelfmäßigen Mitteln und mit geringen maschinellen und mechanischen Einrichtungen gearbeitet wird, was jedoch in den meisten Fällen nicht auf Kosten der Güte der Bauausführung geschieht. So waren beim Speicherbau, außer den Apparaten für die Pfahlgründung, an Baumaschinen lediglich eine 200-l-Betonmischmaschine sowie ein elektrisch angetriebener Kùbelaufzug vorhanden. Weder eine Betonaufbereitungsanlage, noch maschinelle Mittel für das Schneiden und Biegen der Eiseneinlagen, Turmkrane für das Hochziehen der Baustoffe und Schalungen, Betonverteilungsanlagen und dgl. wurden verwendet. Auch die ursprünglich vorgesehene Gleitbauweise für die Silozellen fiel schließlich fort, nachdem die gewöhnliche Holzschalung infolge der niedrigen Löhne sich billiger stellte und auch der Bauherr keinen besonderen Wert auf eine sehr schnelle Bauausführung legte.

Die neben der Betonmischmaschine aufgestapelten Zuschlagstoffe wurden in Holzkasten an die Mischmaschine herangebracht. Der mit dem Kùbelaufzug hochgezogene Beton wurde auf Eisenbleche geschüttet und von dort in Benzinkanister (ein in Griechenland und allgemein im Orient für die verschiedensten Zwecke verwendetes Gerät) geschaufelt, die von den Arbeitern auf den Schultern an die Verwendungsstelle getragen und dort in die Schalungen geleert wurden. So einfach auch diese, nur bei niedrigen Löhnen denkbare Arbeitsweise erscheinen mag, sie gibt einen ausgezeichneten Beton durch das häufige Umschaukeln und das Einbringen des Betons in ganz kleinen Mengen, wobei auch die Gefahr des Entmischens weitgehend eingeschränkt wird. Hierbei können ganz beträchtliche Leistungen erzielt werden, wenn genügend Leute zur Verfügung stehen.

Auch das Einschalen des Speichers geschah mit sehr einfachen Mitteln. Abb. 22 zeigt das Einschalen der Silotrichter. Für die Silozellen wurden 2 m hohe Holztafeln hergestellt. Das gleiche Holz wurde bis oben vielfach wieder verwendet. Das Bewehren und Betonieren der Zellenwände wurde in Zonen von 2 m Höhe ausgeführt. Wegen der rauen Oberfläche des Betons mußte das Bauwerk von innen und außen verputzt werden. Die Silozellen wurden mit einem Innenputz von 2,5 m Dicke aus reinem Zementmörtel versehen. Die äußeren Sichtflächen des Speichers erhielten auf einer Zementmörtelunterlage einen rauen Spritzputz aus verlängertem Zementmörtel.

c) Baustoffe, Baustoff- und Betonprüfungen.

Für den Beton wurden die ortsüblichen Zuschlagstoffe Meersand und Kalksteinschotter verwendet. Letzterer wurde in Korngrößen bis 25 mm angeliefert. Da eine getrennte Anlieferung von mehreren Körnungen nicht zu erlangen war, mußte bei der Bestimmung des geeignetsten Gemenges auf das Zusetzen von besonderen Körnungen zur Verbesserung der Sieblinie verzichtet werden. Es hat sich die Mischung 1 R.-T. Meer-sand zu 2 R.-T. Kalksteinschotter als die geeignetste ergeben; dabei enthielt auch der Schotter einen gewissen Anteil an feineren Körnungen. Die aus wiederholten Prüfungen gemittelte Siebkurve ist auf Abb. 23 dargestellt und zeigt, daß sie in der Fläche „besonders gut“ verbleibt.



Abb. 22. Einschalen der Siloausläufe.

An Zement mußten die einheimischen Erzeugnisse verwendet werden. Zur Verfügung stand ein gewöhnlicher und ein höherwertiger Portlandzement aus derselben Fabrik. Die Festigkeiten dieser Zemente erreichen nicht die Güte der deutschen Zemente, was durch eine höhere Menge (etwa 350 kg/m³, für die Bohrpfähle 400 kg/m³) ausgeglichen wurde.

Der höherwertige Zement wurde für die Säulen, Zellenwände und für die Pfähle verwendet.

Außer der Kornzusammensetzung wurde die Güte des Zements sowie des Betons laufend geprüft.

Auf der Baustelle selbst wurden die Prüfungen mit dem Vicat-Nadelgerät für die Ermittlung des im heißen Klima sehr wichtigen Erstarrungsbeginns und der Abbindezeit des Zements, sowie die üblichen Prüfungen der Raumbeständigkeit durchgeführt. Außerdem fanden vollständige Zementprüfungen in der Technischen Hochschule Athen, sowie im Laboratorium der Siemens-Bauunion in Berlin statt.

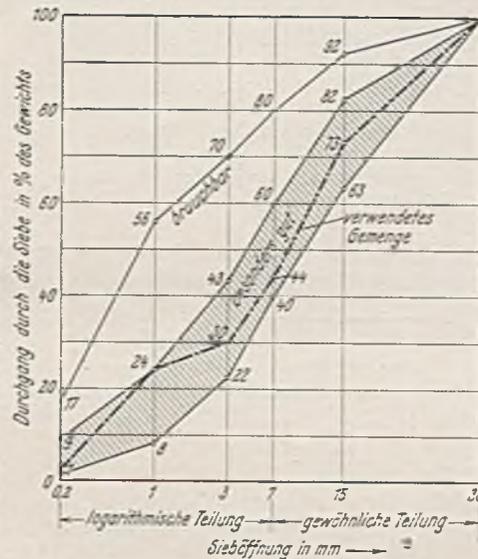


Abb. 23. Sieblinie.

Die Bauwerksfestigkeit des Betons wurde ebenfalls auf der Baustelle geprüft, und zwar durch Balkenprüfungen nach den Leitsätzen des Deutschen Beton-Vereins. Da eine Biegepresse zur Verfügung stand, konnten die Probek balken auf der Baustelle selbst abgedrückt werden.

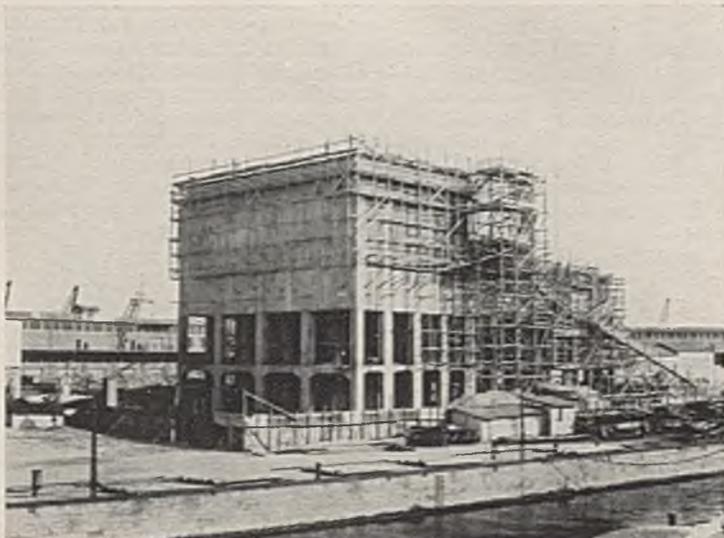


Abb. 24. Bauzustand im Juni 1935.



Abb. 25. Bau der Bandbrücke.

Die Balkenprüfungen für den mit gewöhnlichem Portlandzement hergestellten Beton ergaben mittlere 28-tägige Balkenfestigkeiten von 200 bis 220 kg/cm² (entspricht einer Würfelfestigkeit von 117 bis 130 kg/cm²). Mit dem höherwertigen Zement wurden zum Teil weit größere Festigkeiten erzielt, allerdings wurden auch größere Schwankungen beobachtet. Die Balkenfestigkeiten nach 28 Tagen schwankten hier zwischen 240 und 393 kg/cm², was Würfelfestigkeiten von 141 bis 231 kg/cm² entspricht. Jedenfalls überschreiten auch die niedrigsten Werte die in den deutschen Bestimmungen festgesetzten Mindestfestigkeiten.

d) Baufortschritte und eingebaute Mengen.

Wie schon erwähnt, verzögerten besondere Umstände die Bauzeit, so daß keine besonders bemerkenswerten Leistungen erzielt worden sind. Bei ungehindertem Baufortschritt sind immerhin Leistungen erreicht worden, die in Anbetracht der beim Bau verwendeten einfachen Mittel beachtenswert sind. So z. B. sind die Silozellen im Bereiche eines

Blocks um rd. 2 m je Woche höher geführt worden. Wegen der Erdbebensicherung erhielten die Konstruktionsteile eine sehr kräftige Eisenbewehrung, was selbstverständlich einen Einfluß auf die Bauzeit hatte. Abb. 24 zeigt den Speicher, Abb. 25 die Bandbrücke während der Bauausführung.

Stark verzögernd auf die Fertigstellung der Arbeiten der Bandbrücke wirkten die bei der Pfahlgründung angetroffenen Schwierigkeiten. Die Ausführung der Pfahlgründung nahm etwa 10 Monate in Anspruch.

Über die Größe der geleisteten Mengen geben die nachfolgenden Zahlen einen Aufschluß:

Erd- und Felsaushub	13 200 m ³
Ausgleichbeton	1 100 m ³
Eisenbeton	8 800 m ³
Eisenbewehrung	1 580 t
Verputz	57 000 m ²
Bohrpfähle, 142 Stück	= 1 114 lfdm Gesamtlänge.

Vermischtes.

Brücke über die Galveston-Meerenge. Eng. News-Rec. 1938, Bd. 121, Nr. 11 vom 15. September, S. 327, berichtet über die neue Straßenbrücke über die Galveston-Meerenge in Texas. Sie führt in gerader Richtung über das offene Wasser und ist besonders starken Angriffen durch Sturmfluten ausgesetzt. Eine ältere Brücke wurde im Jahre 1900 zum Teil zerstört, soweit sie aus Holzkonstruktionen bestand. Die an dieser Stelle in den Jahren 1911 und 1912 errichtete neuere Konstruktion bestand aus einem mittleren Teile von etwa 600 m Länge, der sich aus 21 m weitgespannten Betonbogen zusammensetzte und aus daran anschließenden Erdschüttungen zwischen Betonspundwänden. Man hoffte, durch diese Schwergewichtskonstruktionen dem Wasser widerstehen zu können. Jedoch bereits im Jahre 1915 wurde gerade dieser Teil der Dammschüttungen durch eine Sturmflut bis auf den Grund ausgespült, während die Betonbogenkonstruktion bis auf einige Beschädigungen der Pfeiler erhalten blieb. Auch die Betonspundwände hatten sich erhalten können, wohin gegen die Erdfüllung vollständig fortgespült war. Diese Brücke wurde dann unter Verlängerung der Betonbogenkonstruktion bis auf eine mittlere Strecke von etwa 1700 m wiederhergestellt und auch die Erdschüttung zwischen den Spundwänden der Seitenrampen erneuert.



Abb. 1.

Im Jahre 1935 ergab sich infolge des gewachsenen Verkehrs die Notwendigkeit, eine weitere Straßenbrücke zur Verbindung der Insel mit dem Festlande zu errichten. Auf Grund der gemachten Erfahrungen wählte man, wie aus Abb. 1 u. 2 ersichtlich, eine offene Betonbalkenkonstruktion auf zylindrischen Betonsockeln mit Pfahlgründung, um dem Wellengang möglichst freien Durchgang zu gestatten. Die Straßoberkante liegt 7,6 m über MW und etwa 2,50 m höher als die Fahrbahn der alten Brücke.

Mit Ausnahme einiger besonders gestalteten Teile besteht diese neue Eisenbetonbalkenbrücke aus einzelnen, je über drei Öffnungen durchlaufenden Tragwerken von 61,5 m Länge. Die Form der beiden mittleren Pfeiler ist aus Abb. 2 ersichtlich. Die Pfeiler unter den Enden der Durchlaufbalken sind schwerer gehalten. Insgesamt sind von diesen Durchlaufträgern 39 Stück vorhanden. Die Gesamtlänge der Brücke ist 2500 m. An diese Eisenbetonkonstruktion des mittleren Teiles schließen an den Enden Rampen von 214 und 1280 m Länge aus Dammschüttungen zwischen Betonspundwänden an.

Die zylindrischen Betonsockel der mittleren Pfeiler unter den Durchlaufbalken liegen etwa 2,50 m im lehmigen Untergrund und stützen sich unten auf 13 bis 19 Pfählen ab. Durch Verbindung der oberen Teile der zylindrischen Pfeiler durch einen Betonbalken und durch die Wahl eines schweren Quertägers unterhalb der Brückenfahrbahn sind steife Pfeilerrahmen gebildet, die dem Andrang der Sturmflut Widerstand bieten sollen.

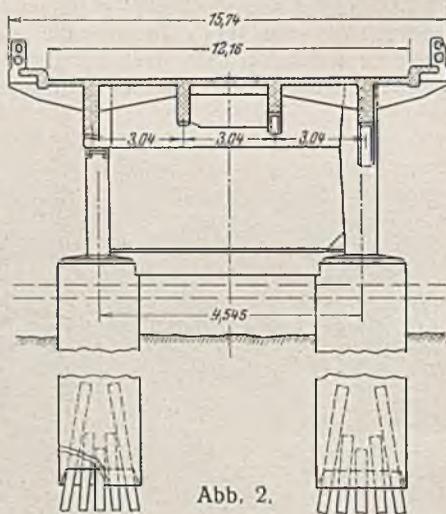
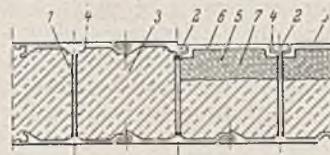


Abb. 2.

Patentschau.

Verfahren zur Wiederherstellung von Kastenspundwänden. (Kl. 84c, Nr. 634 804, vom 8. 10. 1935, von Iseder Hütte in Peine.) Zum Schutze der an der Luft- oder Wasserseite liegenden Flanschen der Bohlen werden an Stelle der abgerosteten Flanschen Ersatzplatten eingesetzt, die hinter Verdickungen an der Übergangsstelle vom Steg zum Flansch der Bohlen ihren Halt finden.



Von den nahezu abgerosteten Flanschen der Spundbohlen 1 werden die restlichen Flanschteile in den Schnittlinien 4 von den Verdickungen 2 der Stege abgetrennt. Um Raum für die weiteren Arbeiten zu schaffen, wird ein Teil des Füllbetons 3 weggebrochen, dann werden die Ersatzplatten 6 eingesetzt, und durch Hintergießen der Ersatzplatten mit Beton wird die feste Verbindung aller Teile hergestellt.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn.

b) Betriebsverwaltung: Ernann: zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbauassessoren Hermann Weise, Vorstand des Betriebsamts Dortmund 3, Heinz-Werner Rathke, Vorstand des Betriebsamts Schneidemühl 1, Lacmann, Vorstand des Betriebsamts Bad Kreuznach 1, Selzer bei der RBD Saarbrücken, Craney bei der RBD Berlin, Neeb, Vorstand des Betriebsamts Göttingen 1, Regierungsbaumeister a. D. Nadoll, Dezerent bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Stettin.

Versetzt: Abteilungspräsident Netzsch bei der RBD München zur RBD Augsburg, Oberbaudirektor bei den Reichsautobahnen Rukwied, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Halle (Saale), als Leiter zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Linz, — die Oberreichsbahnräte Wohlschläger, Dezerent der RBD Nürnberg, als Abteilungsleiter zur RBD München, Mangold, Dezerent der RBD Stuttgart, als Dezerent zur RBD Nürnberg, Karl Koch, Dezerent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Frankfurt (Main), als Leiter zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Halle (Saale), Daub, Dezerent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Stettin, als Dezerent zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Halle (Saale), Rechenberg, Vorstand des Betriebsamts Chemnitz 3, als Dezerent zur RBD Oppeln, Baudirektor bei den Reichsautobahnen Johannes Neumann, Leiter der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Breslau, als Leiter zur Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Wien; — die Reichsbahnräte Hans Böttcher, Vorstand des Betriebsamts Berlin 10, nach Weis als Dezerent der RBD Linz, Curt Winter, Vorstand des Betriebsamts Donauwörth, als Dezerent zur RBD Oppeln, Weckmann, Vorstand des Betriebsamts Krefeld, als Vorstand zum Neubauamt Köln, Jeßberger beim Reichsbahn-Zentralamt Berlin als Dezerent zur RBD Wien, Riepl bei der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen München als Vorstand zum Betriebsamt Donauwörth; — die Reichsbahnbauassessoren Zahn, bisher abgeordnet, Vorstand des Betriebsamts Chemnitz 3, du Bois-Reymond bei der Reichsbahnbauverwaltung Berlin als Vorstand zum Betriebsamt Reutlingen, Ruffler bei der RBD Oppeln zur RBD Breslau.

Übertragen: den Oberreichsbahnräten Mau, Dezerent der RBD Königsberg (Pr.), die Geschäfte eines Abteilungsleiters, Schenkelberg, Dezerent der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen Breslau, die Geschäfte des Leiters mit der Amtsbezeichnung Baudirektor bei den Reichsautobahnen.

INHALT: Dr.-Ing. Schaechtere 60 Jahre alt. — Betrachtungen über geschweißte Brücken. — Die Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1938. (Fortsetzung) — Der Getreidespeicher im Hafen von Piräus in Griechenland. (Schluß.) — Vermischtes: Brücke über die Galveston-Meerenge. — Patentschau. — Personalmeldungen.