

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

27. JAHRGANG

NOVEMBER 1952

HEFT 11

INHALT:

Der Neubau der Bürgermeister-Smidt-Brücke in
Bremen. Von Baurat H. Meyer-Larssen, Bremen .. 389

Allgemeine Beulgleichungen des versteiften recht-
eckigen Stegblechfeldes. Von Dr.-Ing. R. Heilig,
Dortmund 398

Die Stahlschalung für die Limbergssperre des Tauern-
kraftwerkes Kaprun. Probleme der Anwendung.

Von Dipl.-Ing. Friedrich Meschan, in Arbeits-
gemeinschaft Kraftwerk Kaprun 405

Kurze Technische Berichte:

Die Kafr el Zayat-Brücke 410

Neuartige Ausbildung von Gleisschalungen 414

(Fortsetzung des Inhaltsverzeichnisses auf Seite 11.)

STAHLBRÜCKEN • STAHLHOCHBAUTEN
STAHLWASSERBAUTEN • WEICHEN UND
KREUZUNGEN • STAHLFENSTER
GROSSROHRLEITUNGEN • TANKE
BEHALTER • APPARATE • KRAN-
UND TRANSPORTANLAGEN



DORTMUNDER UNION BRÜCKENBAU-
AKTIENGESELLSCHAFT
WERK DORTMUND / WERK GELSENKIRCHEN

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund, Plauener Straße 44,
Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. für die Schriftleitung werden erbeten an die Schriftleitung „D E R B A U I N G E N I E U R“, Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, (21b) Dortmund, Plauener Straße 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet. Erscheinungsweise: Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 bis 40 Seiten.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 9,— (Einzelheft DM 3,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 7,20 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, im Bundesgebiet auch jedes Postamt, entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heldelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 und 54 30.

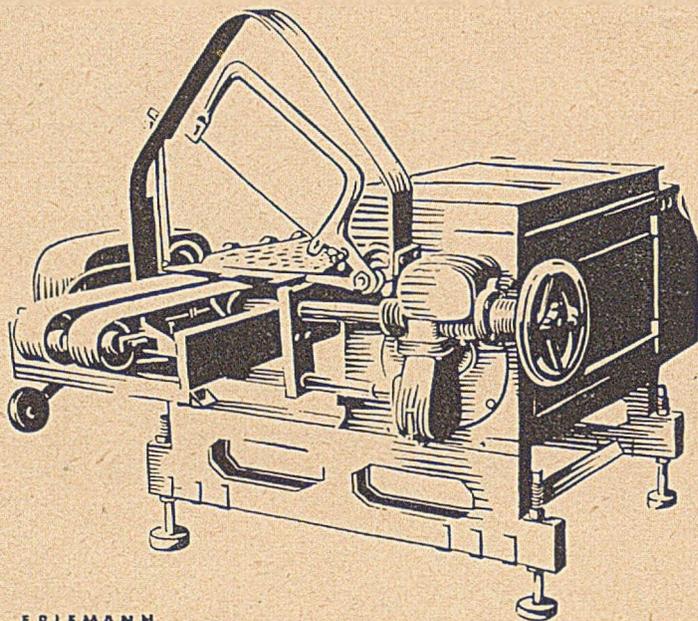
Vertriebs-Vertretung im Ausland:

Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41—45 Neal Street,
London, W. C. 2.

Fortsetzung des Inhaltsverzeichnisses von Seite I.

Geschweißte oder genietete Eisenbahnbrücken? .. 415
Die Wasserkraftanlagen von Clunie und Pitlochry
in Schottland 416

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen 418
Verschiedenes 418
Mitteilungen aus der Industrie 424



ERLEMANN

NEU ENTWICKELTER
ZIEGELSCHNEIDAUTOMAT

für Voll- und Hohlziegel im Normalformat für 2-, 4- und 6-fachen Schnitt. Er dient zum Abschneiden von Formlingen aus aufbereitetem keramischen Stoff, der strangförmig aus der Presse tritt. Der Apparat arbeitet vollständig automatisch und wird durch einen Elektromotor angetrieben. In der Stunde werden 2000 bis 5000 Vollziegel, je nach Stranggeschwindigkeit zerschnitten und ausgestoßen.

Sauberer Schnitt, hohe Leistung
geringer Verschleiß
Zuverlässigkeit

DEUTSCHER INNEN- UND AUSSENHANDEL · TRANSPORTMASCHINEN

BERLIN W8, MOHRENSTR 61





PFAHL-GRÜNDUNG

SYSTEM BRECHTEL

JOHANNES BRECHTEL

LUDWIGSHAFEN AM RHEIN · TEL. 62828/29

Großfabrikation VON

Bleimennige
für Grundanstrich

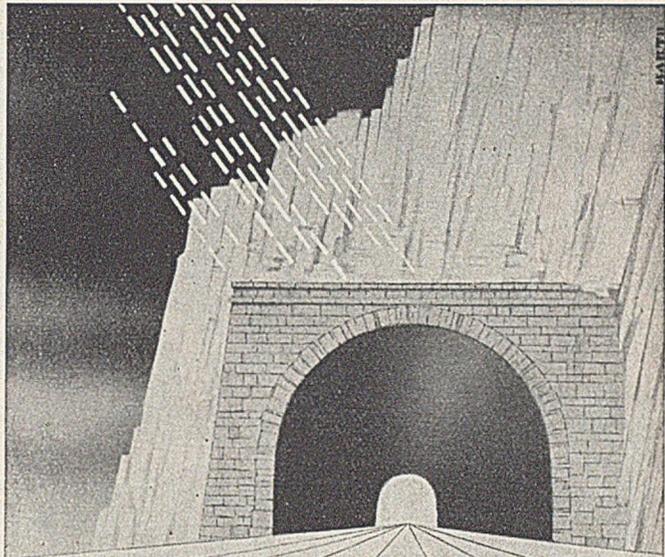
Bleiweiß „Marke Wartburg“
in gar. reinem Leinöl anger.
für Deckanstrich

Alle **Buntfarben** trocken
für Innen und Außen

G. SIEGLE & CO GM
BH.



Farbenfabriken · Stuttgart-Feuerbach 363



Neuzeitliche Isolierung

Die landläufigen Isolierverfahren sind jedem Baufachmann vertraut. Weit weniger bekannt ist, daß die moderne Chemie ein Material entwickelt hat, von dem wir nach über einem Jahrzehnt Bewährung heute sagen dürfen, daß es den höchsten Anforderungen genügt: Die Oppanol-Folien! Bei Tunnel- und Stollenbauten, Brückenisolierungen, Baugründungen, Kellern, Terrassen, Balkonen, Bädern, Waschküchen erwiesen sich die Oppanol-Folien als absolut zuverlässig. Sie kennen kein Verrotten und keine Ribbildung durch Temperaturwechsel oder Setzungen. Unser Technischer Dienst teilt auf Wunsch gern weitere Einzelheiten mit über

Oppanol ORG-Folien
Oppanol BA-Folien



Badische Anilin- & Soda-Fabrik

LUDWIGSHAFEN A. RHEIN

BRÜCKEN

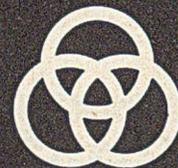
ALLER ART



HOHENZOLLERNBRÜCKE KÖLN

Montage des 168 m weit gespannten Bogens · Freivorbau von beiden Seiten · Gewicht 2100 t
Montagedauer 5 Monate

plant und baut



STAHLBAU RHEINHAUSEN

Der Neubau der Bürgermeister-Smidt-Brücke in Bremen.

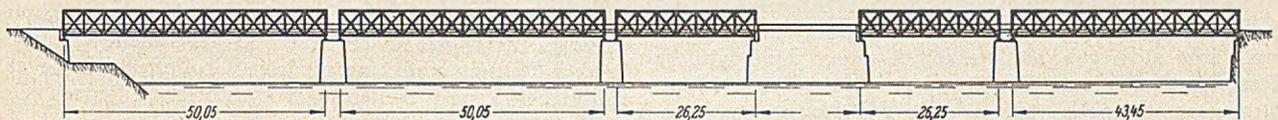
Von Baurat H. Meyer-Larssen, Bremen.

Übersicht. Dieser Brückenbau beansprucht Aufmerksamkeit nicht nur wegen der Ausbildung der gepflasterten Fahrbahndecke auf einer orthotropen Platte, sondern auch wegen der Eigenart seiner Lage am Ende der Halbinsel zwischen den beiden Weserarmen. Ein Brückenbau mit drei Abfahrten.

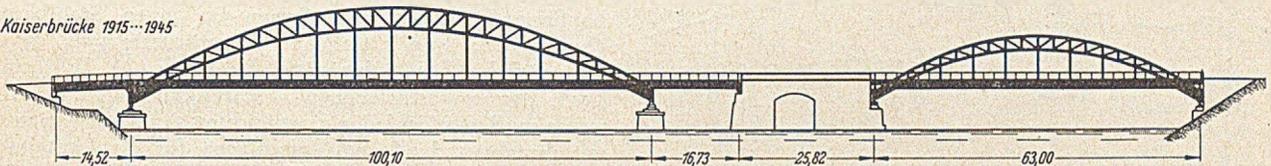
Geschichte. Diese Situation ist historisch bedingt. Die erste Brücke, Kaiserbrücke genannt, war von Sch wedler 1871 mit einem Drehbrückenteil über beide Weserarme geplant, dessen Drehpfeiler in Verlängerung der 23 m breiten Teerhofhalbinsel lag. Ein Zugang mußte geschaffen werden. Es lag nahe, die Halbinsel bis zur Brücke zu verlängern. Die Brücke war im Bau, als die Gründerjahre die Kostenanschläge verteuerten. Die ein-

Fundamente waren nach russischen Vorschriften für einen Eisdruck von 30 t/m^2 getroffener Fläche bemessen. Zunächst hielten sie den Eisbergen von 6 bis 7 m Höhe stand, zu denen sich die Schollen unterhalb des zerstörten Wehres getürmt hatten. Trotz des Hochwassers hatten die Eisberge Grundberührung und wälzten sich nach der Zerstörung aller oberhalb errichteten Notbrücken heran. Wie durch eine Wurstmachine quetschte sich das Eis zwischen den Pfählen und durch die Konstruktion der Sichelbogen. Als sich damit der Ansturm der vom Eise losgerissenen Kähne vereinte, die durch Flakbeschuß durchlöchert und vollgelaufen, aber nicht versenkt waren, gaben sie nach. Die Bogen wurden bei- seite gedrückt, zwei Kähne luden sich ein Hubportal auf

Kaiserbrücke 1874...1913



Kaiserbrücke 1915...1945



Bürgermeister Smidt-Brücke 1952

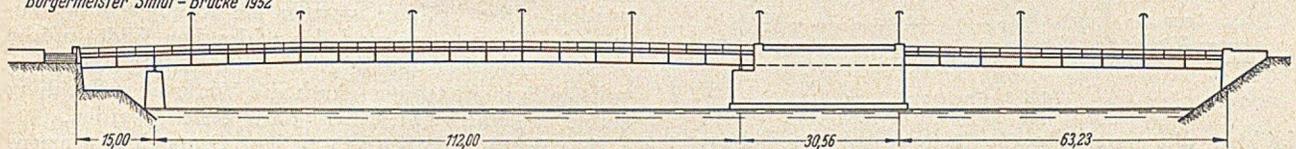


Abb. 1 Systeme im Zeitwandel.

flußreiche Handelskammer erkannte, daß der aufblühende Bahnverkehr die Schifffahrt von den Bollwerken der Stadt zu den neuen Häfen abzog und setzte den Fortfall des teuren Drehbrückenteiles durch. Die Abfahrt zur Halbinsel aber blieb.

Die Quersteifigkeit dieser alten Parallelträgerbrücke war völlig unzureichend, so daß die Brücke bald für Schwerlasten gesperrt wurde. Außerdem gefährdete die Weservertiefung die eiserne Senkkastengründung, so daß 1911 ein Ideenwettbewerb ausgeschrieben wurde. Den Sieg errang ein Entwurf von Krupp (Lieferung durch Hein, Lehmann & Co.), der beide Weserarme durch Sichelbogen mit hochliegendem Zugband von 100,1 und 63 m Spannweite überbrückte. Sie waren auf Senkkästen gegründet, am kleinen Weserarm vor den alten Widerlagern, am Strom auf besonderen Pfeilern in etwa 15 m Abstand von den umgestalteten Widerlagern. Sämtliche Senkkästen blieben bei der Sprengung 1945 erhalten.

Eiskatastrophe. Zwei Hubportale von Stahlbau Rheinhäusen waren auf Stahlpfählen mit je 8 Blockfundamenten gegründet, um den abgestürzten Bogen zu heben, als am 18. März 1947 die Hochwasser- und Eiskatastrophe einbrach. Die ersten Hubversuche waren an den zugefrorenen Pressenleitungen oder daran gescheitert, daß die mühsam beschafften Kohlen auf ihren nächtlichen Wegen vom Lager bis hinauf zu den Pressen, verschwanden. Die

und entführten einen Überbau der stromab liegenden Eisenbahnbrücke. Es blieb ein Trümmerhaufen. Bremen war ohne Brücken.

Die Räumungsarbeiten waren schwierig. Es waren Werte zu retten. Sie dauerten bis Ende 1949. Der Überbau war verloren, die Widerlager am Strom waren unterspült und in tiefen Kolken versunken.

Planung. Bremen hatte noch im Katastrophenjahre zwei Weserbrücken für die Bundesstraßen 6 und 75 eingeweiht. Aber sie waren schmal, bei der sprunghaften Zunahme der Kraftwagen kam der innerstädtische Verkehr zu kurz. Bremen entschloß sich zu einem großzügigen Neubau, dem auch der erhalten gebliebene schmale Überbau über der Kleinen Weser zum Opfer fallen sollte. 1950 wurden die Mittel bewilligt und die Verbreiterung der Fahrbahn von 9,50 m auf 18 m beschlossen. Damit konnte die Gradienten festgelegt werden. Eine Bauhöhe von 2,73 m war bei dieser Fahrbahnbreite nicht allzu reichlich, ließ aber andererseits die Möglichkeit einer Deckbrücke gerade noch offen. Dem Wunsche, nach der Zerstörung der alten Packhäuser, durch Uferwege und Anlagen zu einer neuen, offeneren Beziehung zum Strom zu kommen, entspricht am besten die Deckbrücke, die den Blick nach allen Seiten und besonders auf den Strom freigibt. Immerhin bedeutet diese Bauhöhe eine Hebung der alten Gradienten um 1,2 m. Den Bremer Verhältnissen entsprechend war eine mittlere Stei-

gung der Rampen von 2% vorgeschrieben, die sich an der Altstadtseite bis zur nächsten Hauptkreuzung erstreckte. Alle Nebenstraßen mußten gehoben, erhaltene Gebäude umgebaut werden. Eine Aufgabe, die ohne Kriegszerstörungen nicht durchführbar wäre.



Abb. 2. Der Trümmerhaufen nach der Eiskatastrophe. Hubportale, Bogen und Kähne sind ineinandergeschoben.

Das schwierigste Problem bot die Abfahrt zur Teerhofhalbinsel, die innerhalb der Packhäuser überbaut ist und dort nicht gehoben werden konnte. Eine mittlere Rampensteigung von 3,8% erschien für diese Nebenstraße gerade noch tragbar. An der Neustadtseite er-

mußte daher vorgeschrieben werden, daß für den Fall der Einbeziehung der alten Senkkästen in die neue Gründung eine Spundwandsicherung bis 3 m unterhalb der alten Sohle geschaffen werden müsse.

Auf eine eigene Planung des Überbaues wurde verzichtet. Da die Fahrbahn der alten Brücke im Flußgrund versandet belassen war, wurde die Wirtschaftlichkeit von Stahlbetontwürfen in Frage gestellt. Es war offensichtlich, daß ein Stabbogen für die Stromöffnung am wirtschaftlichsten war, aber sich bei der Größe und Breite der Brücke schwer ins Stadtbild einfügen ließ. Es wurden daher Rahmenperspektiven mit Fluchtpunkten und Maßstäben angefertigt, in die sich die Brücke leicht einzeichnen ließ.

Ein besonderes Studium wurde der Fahrbahnausbildung gewidmet. Die Straßenbahnschiene unterliegt, unter Sonne und Räderhämmern, anderen Bedingungen, als die Tragkonstruktion. Verschweißt man beide, so sind Riefenbildung an der Blockschiene und Dröhnen der Konstruktion zu befürchten. Die Auswechslung ist erschwert. Die damals vorliegenden Erfahrungen und Versuche mit Asphaltbelägen befriedigten nicht. Das Problem der Temperatureinwirkung von beiden Seiten, weitergeleitet durch Haftseisen, schien nicht gelöst. Schließlich hatte das Fahrbahngewicht bei dieser Brücke nicht die Bedeutung wie bei einer beweglichen oder Rheinbrücke. Es wurde daher eine 130-mm-Schiene auf elastischer Bettung und eine niedrige Großpflasterdecke auf Schutzbeton und Isolierung vorgeschrieben, jedoch Gegenanschläge zugelassen.

Ausschreibung. Am 10. Juni 1950 wurden 10 Stahlbauunternehmen und 7 Tiefbauunternehmen für einen Stahlbetonüberbau zur Angebotsabgabe aufgefordert; zwei davon nachträglich. Die Submission fand am 24. Juli statt. Trotz der vorgeschriebenen Beschränkung auf zwei Entwürfe mußte die Zahl der eingereichten Angebotsvarianten mit ihren verschiedenen Vorschlägen für die Gestaltung der Unterbauten und der Fahrbahn auf 200 geschätzt werden. Ihre Prüfung umfaßte die Richtigstellung täuschender Perspektiven und der zahlreichen Widersprüche zwischen Angebot und Entwurf sowie die Ergänzung unvollständiger Angebote. Auch die Werksteinverkleidung mußte auf eine vergleichbare Basis gestellt werden.

Die Entwürfe ließen sich zu fünf Gruppen zusammenfassen. Da die Tiefbauentwürfe verschiedenwertig waren, und ein Austausch in der Ausschreibung ausdrücklich vorgesehen war, wurden für jede Systemgruppe die Durchschnittskosten aller Tiefbauangebote ermittelt.

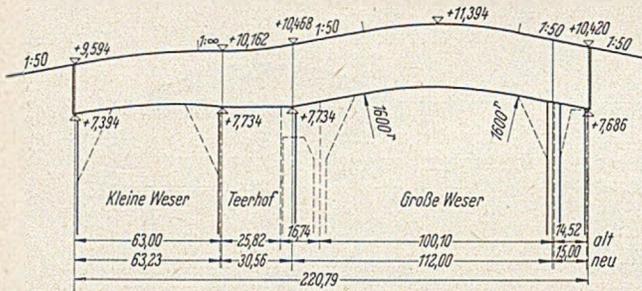


Abb. 3. Gradiente.

laubten die ohnehin steile Rampe und die Bebauung keine nennenswerte Hebung, so daß hier die Bauhöhe auf 2,2 m verringert werden mußte. Im flachen Bogen schließt die Gradiente über der Kleinen Weser waagrecht an den Teerhof an. Die dritte Abfahrt zum Teerhof bedingte also eine Doppelwölbung der Gradiente, die durch einen Vorkopf aufgefangen und verdeckt werden sollte, der gleichzeitig den Abschluß der Halbinsel und den Zugang zu den Anlegern für 25 Schlepper bildete, die in Verlängerung der Halbinsel geplant waren.

Der Launburger Ton, Bremens Untergrund, ist an der Baustelle durch mächtige Sandschichten überlagert. Nur an der Teerhofhalbinsel steigt er steil an und ist durch Sandadern durchfeuchtet. Tatsächlich hatte das Rollenlager der alten Brücke auf dem linken Strompfeiler Wärmedehnungen nicht mitgemacht. Der Pfeiler hatte gependelt. Hier war Vorsicht geboten. Es war daher sehr erwünscht, daß die Wasserstraßenverwaltung bei Fortfall des Pfeilers einen Widerlagervorsprung am Teerhof um 5,3 m zuließ. Hier konnte eine Flachgründung in genügender Höhe über dem Ton angestrebt werden. Im übrigen sollten die Lichtweiten der alten Brücke beibehalten werden.

Die Kolke der Katastrophe von 1947 reichten tiefer als die Gründungssohle der benachbarten Pfeiler. Es

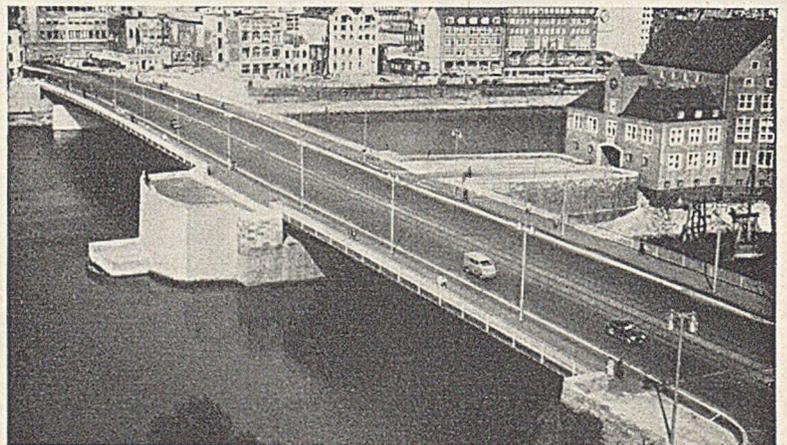


Abb. 4. Die Draufsicht zeigt die Schwierigkeit der Gradientenführung.

Ebenso wurden für die Kosten der Fahrbahn Mittelwerte gebildet. Diese Grundlagen sollten einen möglichst objektiven Kostenvergleich ergeben, bei dem Garantiegewicht und Einheitspreise des Überbaues den Ausschlag gaben.

Die erste Gruppe der Stahlbetonbrücken schied aus finanziellen und ästhetischen Gründen aus. Wegen der ungünstigen Verhältnisse hatten die vier größeren Tiefbaufirmen auf einen eigenen Entwurf verzichtet. Nur eine von ihnen hatte eine Spannbetonbrücke über dem kleinen Weserarm angeboten.

Die Entwürfe der zweiten Gruppe überspannten die Große Weser mit einem Stabbogen, und zwar fünf Entwürfe ohne Zwischenpfeiler und zwei mit rechtem Strompfeiler, so daß der Bogenanfang von der nahen Uferbebauung abgerückt und die Übersicht auf die Uferstraßen freigegeben wurde. Die große Fahrbahnbreite von 18 m bedingte schwere Verbände im Stabbogen, die in der Durchsicht häßlich wirken. Der Entwurf der GHH. hatte daher auf Verbände ganz verzichtet und Bögen von 125 m Spannweite mit einer Scheitelbreite von 2 m vorgesehen, die am Kämpfer auf 2,8 m zunahm. Hier war für die Radwege ein 1,6 m breiter Durchbruch durch die Bögen vorgesehen. Der Entwurf war der billigste und ästhetisch befriedigendste dieser Gruppe. Der gewaltige, etwa 17 m hohe Bogen fügt sich jedoch nicht in das verhältnismäßig zierliche Stadtbild ein. Trotz einer Kostenersparnis von 400 000 DM fand er keine Stimme in den begutachtenden und entscheidenden Gremien.

Die dritte Gruppe umfaßte verschiedene Vorschläge für Hängebrücken. Das Verhältnis der Spannweiten und ihre Größe sind ungünstig, der Kostenaufwand erheblich. Die Wirkung über dem schmalen Strom mit seiner nahen Uferbebauung war unbefriedigend.

In der vierten Gruppe waren neun Entwürfe von Deckbrücken zusammengefaßt, die beide Strompfeiler in der Großen Weser beibehalten hatten. An die Hauptöffnungen von rund 100 m schlossen sich beiderseits kurze Seitenarme von etwa je 15 m Länge mit und ohne Vouten an. Teilweise waren diese Seitenarme um 3 m verlängert, aber für den entfernteren Beschauer in Nischen verborgen. Diese kurze Einspannung ist empfindlich gegen Setzungen und war am Teerhof nicht unbedenklich. Dazu kommt, daß bei der Länge der Pfeiler diese schmale Seitenöffnung wie ein Kanal wirkt und die Übersicht der Schifffahrt im Weserbogen behindert.

Die sechs Entwürfe der fünften Gruppe verzichteten auf den linken Strompfeiler und vermieden damit diese Nachteile. Davon entfiel bei zwei Entwürfen auch der rechte Pfeiler. Einmal wurde dies durch eine kurze Einspannung in den Widerlagern erreicht, die wegen des Untergrundes bedenklich erschien. Außerdem entsprach

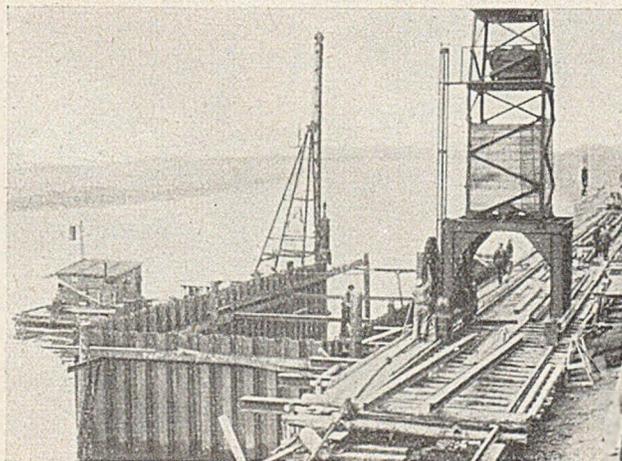


Abb. 5. Pfeilerbaugrube mit Schwimmramme und Turmdrehkran.

die angebotene Art der Verbundkonstruktion nicht den Vorschriften. Die übrigen fünf Entwürfe führten den Überbau in großzügiger Lösung über den Teerhof hinweg in einem Zuge von Ufer zu Ufer durch. Die Kosten der billigsten dieser sehr verschiedenartigen Entwürfe waren

etwas geringer als die vergleichbaren der vierten Gruppe. Doch waren es vor allem die geschilderten technischen und ästhetischen Gesichtspunkte, welche sie in die engere Wahl brachten.

Nach Ausscheidung der Entwürfe mit Blockschienen für die Straßenbahn, der Trogrückenentwürfe, mit der Variante einer Asphaltbahn auf einer Fahrbahnplatte aus Larssenbohlen, und des zweiten Pfeilerlosen Entwurfes



Abb. 6. Der alte Senkkastenbe'on in der Pfeilerbaugrube wird abgebrochen. Der vom Turmkran beförderte Kübel diente auch zum Betonieren.

einer Verbundbrücke, dessen Angebot nicht den Bedingungen entsprach, war zwischen dem Verbundträgerentwurf von Hein, Lehmann & Co. und dem Entwurf der GHH. mit einer Pflasterdecke auf orthotropen Platte zu wählen. So kamen die beiden Firmen in die engste Wahl, die auch die Vorgängerinnen der Brücke gebaut hatten. Die Entscheidung war nicht leicht, da auch die Durchbiegung, die Schwingung, deren Nachweis verlangt war, die Termine und die Liefermöglichkeit zur Debatte standen. Daß die Entscheidung gegen den Verbund fiel, ist nicht allein auf die Einheitspreise der GHH. zurückzuführen, sondern vor allem darauf, daß sich der Vorteil der Verbundplatte, gleichzeitig Brückentafel und Druckgurt zu sein, infolge der großen Ausdehnung der negativen Momente bei dem Stützweitenverhältnis $15,0 + 112,0 + 30,56 + 63,23 = 220,79$ m nicht voll auswirken konnte. Vier Wochen nach der Submission entschied sich die Baudeputation für den Entwurf der GHH.

Beide Entwürfe hatten den Überbau sichtbar über eine niedrig gehaltene Plattform am Teerhof geführt. Hiergegen wurde Einspruch erhoben. Das zierliche Stadtbild verlange einen kleineren Maßstab; das lange Trägerband müsse durch einen Vorkopf am Teerhof verdeckt werden. Gemeinsam mit der am Entwurf der GHH. beteiligten Firma Philipp Holzmann und den Architekten Brandt und Schumacher wurde für den Vorkopf eine wirtschaftliche Lösung gefunden, die durch das frei und weit vorspringende Widerlager neben dem Vorkopf die Durchlaufwirkung des Überbaues zur Geltung bringt und ein Gegengewicht gegen den Strompfeiler am anderen Ufer bietet.

Die Firma Holzmann hatte das technisch anspruchendste und nahezu billigste Angebot für die Tiefbauten dieser Gruppe gemacht. Sie erhielt den Auftrag in Arbeitsgemeinschaft mit den Firmen Carl Brandt, Bremen, und Rogge, Bremerhaven. Auch die GHH. mußte die bremische Stahlbauanstalt Schellhass & Druckenmüller für die Lieferung von Randträger und Geländer und für etwa 40 % der Montage hinzuziehen. Später wurde noch die MAN. zur Lieferung der mittleren orthotropen Platte herangezogen.

Tiefbau. Am 20. September 1950 begannen die Tiefbauarbeiten am Altstadtufer. Das Widerlager mit den

beiderseits anschließenden Treppenniedergängen zum Uferweg hat eine Länge von 79 m. Es ist auf 11 bis 12 m langen Stahlpählen der Ilseder Hütte, Peine, Profil PSp 30, gegründet und an der Stromseite auf ganze Länge durch eine 11 m hohe Larssenwand, Profil III, gegen Unterkolkung geschützt. Die Spundwand wird durch den Uferweg verdeckt. Ihre Oberkante liegt 1,3 m über MHW. und sollte die Baugrube gegen Springflut und Flutwellen sichern. Der mittlere Tidehub, der täglich zweimal auftritt, beträgt an der Baustelle 3,10 m und erschwert die Bauausführung. Das Fundament wurde auf einer Sauberkeitsschicht 0,2 m über MHW. angeordnet und ohne Wasserhaltung hergestellt. Sie war mit der Spundwand beweglich verankert.

Auf diesem Fundament wurde das Widerlager im Brückenbereich mit 28,25 m Länge als Schwergewichtsmauer ausgeführt. Es erhält aus dem Überbau nur negative Auflagerdrücke. Die Ankerkonstruktion hat eine Zugkraft von maximal 1625 t aufzunehmen und wurde vor dem Betonieren des Widerlagers auf das Fundament montiert. Von den 24,62 bzw. 25,90 m langen Anschlußmauern, die zur Aufnahme der Treppen als

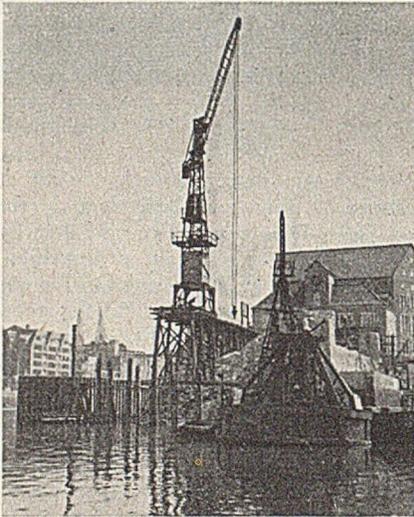


Abb. 7. Turmdrehkran und Schwimmmramme beginnen den Bau des Vorkopfes an der Teerhofhalbinsel.

Winkelstützmauern ausgebildet wurden, ist das Widerlager durch Dehnungsfugen getrennt.

Der 28,46 m lange Pfeiler wurde an alter Stelle auf einer 4,22 m starken Kontraktorbetonsohle gegründet, die 0,78 m über der Schneide der alten Senkkästen liegt. In der $9,52 \times 31,92$ m großen Baugrube, die ausschreibungsgemäß durch eine 16,5 m hohe Larssenwand, Profil III neu, eingefasst war, blieben die beiden, an der Schneide 8×9 m großen und 5 m hohen Senkkästen der alten Brücke innerhalb des Kontraktorbetons erhalten. Die Spundbohlen erhielten zusätzlich angeschweißte Ankerkonsolen, da die Sicherheit gegen Auftrieb nach dem Leerpumpen nicht ausreichend erschien. Es wurde von uns befürchtet, daß der Wasserdruck auf die 8,38 m über OK-Kontraktorbeton ragenden Spundbohlen diese trotz Aussteifung vom Beton abwölben und lösen könnte. Daß die Bohlen auf Ankerzug beansprucht wurden, haben die Setzungsmessungen bewiesen, die eine Hebung der Spundwände um 1 bis 2 mm ergaben.

Nach dem Auspumpen zeigte sich, daß ein Senkkasten durch Sprengung beschädigt war und daß sein Beton sich mit der Hacke lösen ließ. Dazwischen lagen reine Zementschichten. Auch Werkzeuge wurden gefunden. Offensichtlich waren beim Bau der alten Brücke Wasser-einbrüche erfolgt, die den Beton entmischten. Er wurde auf 0,5 m Tiefe ausgehoben und durch eine Stahlbetonplatte ersetzt. Hierauf wurde der 12 m hohe Pfeiler-

schaft, dessen obere Breite 2,5 m beträgt, betoniert und so kräftig bewehrt, daß das Zusammenwirken von Kontraktorbeton und Senkkasten gesichert war.

Rund 4 m höher, etwa 6 m über dem Ton, liegt die Kontraktorbetonsohle des Widerlagers, das dem Teerhof vorgelagert ist. Die $6,32 \times 27,12$ m große Baugrube

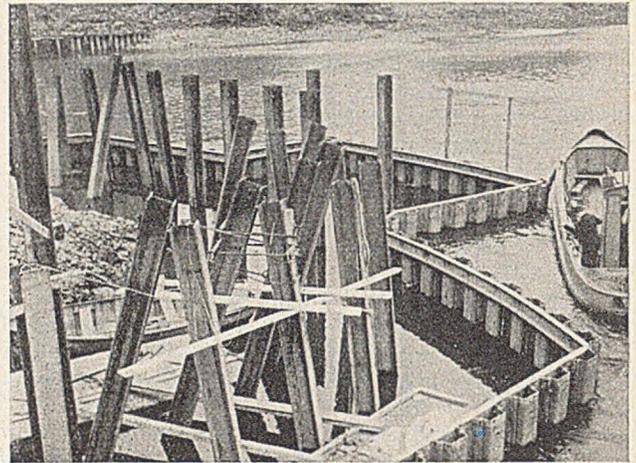


Abb. 8. Spundwandschürze und Stahlpähle des Vorkopfes.

wurde gleichfalls durch eine Larssenwand, Profil III, von 13,5 m Höhe eingefasst. Dies verhältnismäßig starke Profil wurde mit Rücksicht auf die zu erwartenden Trümmerhindernisse gewählt. Auf dies 3,7 bis 4,6 m starke Fundament wurde nach dem Leerpumpen der Baugrube das 7,7 m hohe Widerlager betoniert, das von dem Vorkopf und der alten Teerhofmauer durch Dehnungsfugen getrennt ist.

Der Vorkopf wurde als leichte Winkelstützmauer auf Stahlpählen PSp 30 S, die mit Rücksicht auf Trümmer und alte Pfahlreste gewählt wurden, und auf eine den Vorkopf rings umschließende 9,5 m hohe Larssenwand, Profil III, die 0,4 m über MNW. abschneidet, gegründet. Auf die Spundwand setzt sich eine Stahlbetonschürze, die von 1,4 m Höhe ab mit Werkstein verkleidet ist. Bis zu dieser Höhe ist der Vorkopf durch eine Steinschüttung umgeben, die bei MNW. also 1,8 m freifällt. Dies ist jedoch kein Nachteil, da der schwärzliche Bewuchs im Bereich des Niedrigwassers fortfällt und nur der grünlige Bewuchs der Steinverkleidung im oberen Bereich verbleibt. Der Vorkopf ist hochbaumäßig ausgebaut und

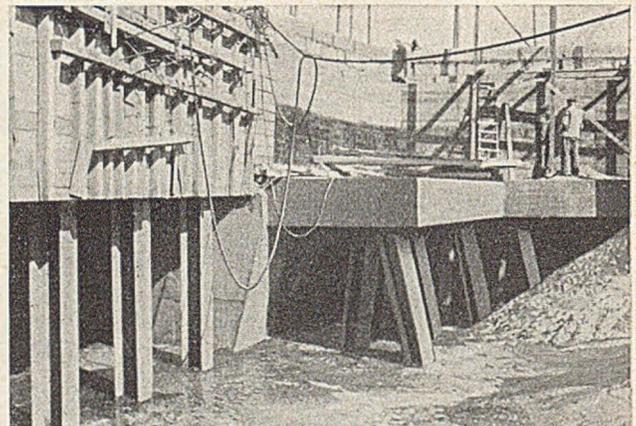


Abb. 9. Winkelstützmauer des Vorkopfes von der Rückseite.

nimmt die Dienststellen des Hafenkapitäns und des Schlepperbetriebes auf, der sich an den Anlegern in Verlängerung des Vorkopfes entwickeln soll.

Als Widerlager an der Kleinen Weser konnten die erhalten gebliebenen Baukörper verwendet werden. Am Teerhof war das Widerlager und seine Seitenhöfe auf

drei Senkkästen gegründet. Da die neue Brückenachse zur alten in einer Neigung von 2,0‰ verläuft, also außermittig liegt, wurde die Oberstromseite überlastet. Zwischen den Senkkästen dieses Teiles war eine Verstärkung der Fundierung durch Rammen von Stahlflügelpfählen erforderlich. Zur Erzwingung einer gleichmäßigen Kraftverteilung und Setzung dient ein stark bemessener und bewehrter Auflagerbalken, der wegen der höheren Lage der neuen Brückenaufleger auf die vorhandene Auflagerbank betoniert werden konnte. Der Balken ist, wie auch der Auflagerbalken am Neustadtufer, 34 m lang. Beide zeigten bald nach dem Betonieren einen feinen Riß in der Brückenachse, der sich in der Folgezeit, auch nach der Belastung durch den Überbau, nicht veränderte, also offensichtlich auf Schwinden zurückzuführen ist. Die Länge des Balkens war konstruktiv bedingt, der Riß trotz der starken Bewehrung wohl unvermeidlich und unbedenklich, da er im Bereich von Zugspannung und kleinen Schubspannungen liegt und die Funktion des Auflagerbalkens nicht beeinträchtigt.

Das Neustadtwiderlager wird trotz größerer Brückenbreite als nachträglich gesenktes Endauflager des Durchlaufbalkens geringer belastet als beim alten Überbau. Nur in dessen Bereich ist das Widerlager auf einem Senkkasten gegründet, während die Seitenhöfe auf Holzpfehlen ruhen. Das alte Mauerwerk zeigte keine wesentlichen Risse. Es bestanden also keine Bedenken, auch hier durch einen aufbetonierten Auflagerbalken das Zusammenwirken der verschiedenen Fundierungen auf ganze Länge zu erzwingen. In der Berechnung wurden verschiedene Setzungsdifferenzen untersucht und der Balken entsprechend bewehrt.

Diese Widerlager und die alte Teerhofmauer sind mit Portasandstein verkleidet. Dieser Stein mit seiner lebendigen Färbung wird nicht mehr gebrochen. Aus der Räumung und aus dem Abbruch konnten genügend Blöcke gewonnen werden, um die Ergänzungen auf einem Werkplatz am Teerhof herzustellen. Für das Altstadtwiderlager mit seinen Treppenniedergängen und für den Teerhofvorkopf war Obernkirchener Sandstein vorgesehen, der als „Bremer Stein“ in Nordeuropa viel verwandt wurde. Der Winter stand vor der Tür, die rechtzeitige Liefermöglichkeit war in Frage gestellt. Für die am Strom stehenden Baukörper, die dem Eisschliff und Schiffsstößen besonders ausgesetzt sind, erschien der Granit zweckmäßiger. Der Fichtelgebirgsgranit, für den ein besonders günstiges Angebot vorlag, kann auch im Winter gebrochen und bearbeitet werden. Sein Bewuchs ist geringer und gleichmäßiger. Da ohnehin mehrere Steinsorten verwendet wurden, erschien es unbedenklich, diese beiden Bauteile unter der Brücke mit Granit zu verkleiden.

Die Lage der einzelnen Bauwerke führte zu zwei Baustellenbereichen, die jede von einem Turmdrehkran, zwischen Widerlager und Pfeiler der Altstadtseite und in Teerhofachse, bedient wurden. Jeder Kran konnte, auf Holzgerüsten fahrend, seinen gesamten Baustellenbereich bestreichen und leistete auch bei den Rammarbeiten durch Abladen, Anfahren, Ansetzen und Einfädeln der Spundbohlen wertvolle Hilfe. Die Einbringung des Betons bewirkten sie im Kübelbetrieb. Nur am Neustadtufer war noch zusätzlich ein kleiner Kran erforderlich. Für die Rammarbeiten des Altstadtwiderlagers wurde eine Rohrgerüststramme Typ MR 27 eingesetzt, die übrigen Rammarbeiten wurden nacheinander durch eine Schwimmramme ausgeführt. Die Bauarbeiten machten trotz der Behinderung durch die umfangreiche Räumung der Trümmer schnelle Fortschritte. Als sich die Stahlbeschaffung immer mehr verzögerte, bestand keine Veranlassung, den Fortgang der Arbeiten über das wirtschaftlich zweckmäßige Maß hinaus zu forcieren.

Stahlüberbau. Der Querschnitt besteht auf zwei Hohlkästen von 7,1 m Breite und 7,0 m Abstand, die durch Querverbände und durch die 28,2 m breite orthotrope Platte verbunden sind. Diese Platte trägt die 18 m breite Fahrbahn und die beiderseits anschließenden Rad- und Fußwege von je 1,6 und 3,5 m Breite. Das obere Deckblech ist unter der Fahrbahn 12 bis 18 mm stark, unter dem Radweg 10 bis 16 mm und unter den Fußwegen 10 mm stark und besteht bis auf einen Teilbereich über der Kleinen Weser aus St 52. Die Längsrippen aus Flachwulststählen 160 × 7 bestehen aus dem gleichen Material und sind unter der Fahrbahn in 294 bis 314 mm Abstand, unter den Fußwegen in 500 mm Abstand angeordnet und mit dem Blech und den Querträgern verschweißt. Die Querträger sind über der Großen Weser in 1750 mm Abstand angeordnet. Jede vierte Konsole des Gehweges ist als Hauptkonsole ausgebildet, die somit in 7,0 m Abstand stehen. In diesem Abstand sind auch die Aussteifungen angeordnet, die im Innern durch

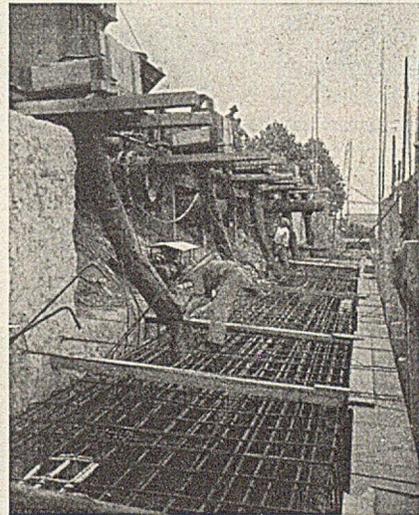


Abb. 10. Die Auflagerbank der Neustadtwiderlager wird betoniert. Die starke Bewehrung konnte einen Schwindriß nicht verhindern.

Längssteifen ergänzt sind. Die Querverbände aus St 37 sind an jeder 3. Steife, also vorwiegend in 21 m Abstand angeordnet und nur im Stützenbereich enger gesetzt. Der Hauptträgersteg besteht durchweg aus St 52 und ist 10 bis 20 mm stark. Er ist mit einer Obergurtplatte von 360 mm Breite und 16 bis 20 mm Stärke und mit einer Untergurtplatte 730 · 30 bzw. 650 · 15 verschweißt. Über den Stützen sind Beilagen angeordnet. Das untere Deckblech schwankt von 10 bis 28 mm Stärke und ist durch Querriegel und Längsrippen 1/2 I 40 ausgesteift. Strom- und Fernspreitleitungen sind getrennt auf Kabelstegen in den Hohlkästen untergebracht. Die Gas- und Wasserrohre wurden in dem Raum zwischen den Hohlkästen angeordnet, da ein Rohrbruch im Hohlkasten verhängnisvolle Folgen haben konnte. Ein Besichtigungssteg sorgt für die Möglichkeit der Unterhaltungsarbeiten.

Das Trägheitsmoment des Überbaues zwischen Altstadtufer und Teerhofmitte wechselt nur im Verhältnis 2 : 3. Ein so weitgehender Momentenausgleich konnte nur durch erzwungene Stützensenkungen bewirkt werden, am Altstadtufer über der Verankerung um 131 mm und am Neustadtufer um 1385 mm, die der Auflagerpunkt Widerlager Teerhof an der Kleinen Weser um 355 mm mitmachte. Die Hauptauflager am Strom, auf Pfeiler und Widerlager, blieben hierbei unberührt. Die Durchbiegung unter der Verkehrslast der Brückenklasse IA und unter der Straßenbahn beträgt über beiden Weserarmen etwa 1/500 der Spannweite.

Die Schwingungen der Straßenfahrzeuge entsprechen nach Auskunft der Waggonfabriken 1,5 bis 2,0

Hertz. Die Grundschiwingung der Brücke liegt bei 1,0 Hertz. Für einen Versuch fehlt bei der Größe der Brücke eine entsprechende Erregerkraft. Die erste Gegen-schiwingung liegt bei 2,5 Hertz und wird durch den Ver-kehr wenig angesprochen. Bei Vollbelastung sinkt die Schwi-ngungszahl. In diesem Falle überlagern sich die Impulse aus der Verkehrs-last. Tatsächlich konnten nach der Verkehrsübergabe trotz der Schlankheit und Weich-heit der Brücke keine lästigen Schwi-ngungen festgestellt werden. Die Werte sind einer Vorberechnung entnommen.

Die bezogene Hauptspannung im Deckblech wurde auf 2600 kg/cm² bei St 52 beschränkt.

Die Berechnung ergab nur in Auflagernähe eine un-gleichmäßige Verteilung der Hauptträgerspannungen in der Platte, so daß sie auf volle Breite mittragend ge-rechnet wurde. Nur die Fußwegrandträger wurden zu-sätzlich angeordnet. Der überhöhten Hauptträgerspan-nung am Deckblechrand ist eine entsprechende Verfor-mung des Hauptträgers zugeordnet. Es ist notwendig, dies auch bei der Montage zu berücksichtigen. Beim

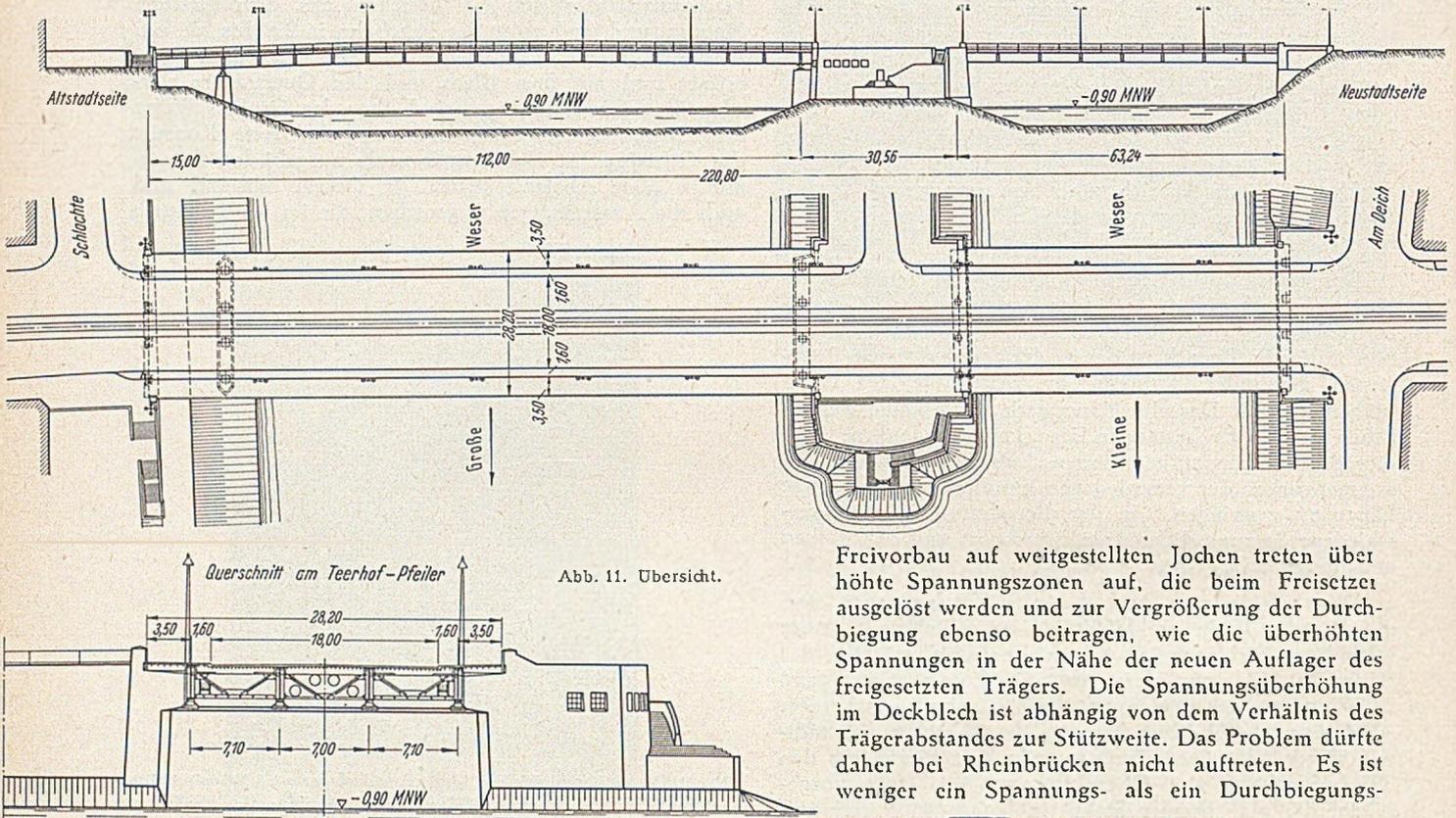


Abb. 11. Übersicht.

Freivorbau auf weitgestellten Jochen treten über höhte Spannungszonen auf, die beim Freisetzen ausgelöst werden und zur Vergrößerung der Durchbiegung ebenso beitragen, wie die überhöhten Spannungen in der Nähe der neuen Auflager des freigesetzten Trägers. Die Spannungsüberhöhung im Deckblech ist abhängig von dem Verhältnis des Trägerabstandes zur Stützweite. Das Problem dürfte daher bei Rheinbrücken nicht auftreten. Es ist weniger ein Spannungs- als ein Durchbiegungs-

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion beträgt rund 2400 t, von denen fast 65 % Grobbleche sind. 85 % bestehen aus St 52 und nur 15 % aus St 37. Bezogen auf die Grundrißfläche der Brücke beträgt das Stahlgewicht 390 kg/m². Das ist die Hälfte des Flächengewichtes der alten Brücke. Als Vergleich seien die Gewichte der Rheinbrücken Bonn mit 640 kg/m², Köln-Deutz mit 630 kg/m² und Düsseldorf-Neuß bei Abdeckung der Gleiszone mit Gitterrosten mit 510 kg/m² genannt. Das Gewicht der Brückendecke beträgt auf die ganze Breite bezogen 260 kg/m², wozu noch 70 kg/m² für die Leitungen kommen. Insgesamt beträgt das Eigengewicht demnach 720 kg/m² Brückenfläche. Das mittlere Gewicht der 15 bis 17,6 cm hohen Fahrbahn einschließlich Isolierung und Schienen errechnet sich zu 360 kg/m². Die ganze Konstruktion ist demnach trotz der Pflasterdecke sehr leicht.

Berechnung und Messung. Die Berechnung der orthotropen Platte wurde als Flächentragwerk nach einem von Dr. Fischer GHH. entwickelten Verfahren, das mit den Spannungsmessungen an einer Versuchsplatte gut übereinstimmen soll, von ihm durchgeführt.

Wie gefordert, blieben die Verdrehungssteifigkeit der Längs- und Querrippen und die Membranwirkung der Bleche dabei außer Ansatz. Damit sollte der Streit um die Berechnung der orthotropen Platte, die bei den Angebotsverhandlungen eine Rolle gespielt hatte, ausgeschaltet werden. Für den seltenen Belastungsfall des Zusammentreffens größter Hauptträger- und Fahrbahnspannung wurde eine Überschreitung um 1/7 zugelassen.

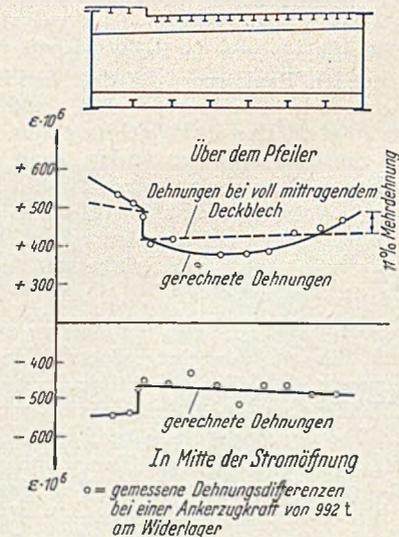


Abb. 11 a.

problem, das nur bei so schlanken Trägern bedeutsam werden kann. Konstruktiv ergab sich aus der ungleichmäßigen Spannungsverteilung im Deckblech die Folge-rung, daß erforderliche Verstärkungen über den Stützen als Beilagen über dem Steg und nicht durch ein stärkeres Deckblech angestrebt wurden.

Um Größe und Verteilung der Spannungen über die Brückenbreite zu prüfen, wurden Spannungsmessungen durchgeführt, mit denen die Forschungsstelle der GHH.

beauftragt war; sie wurden mit einem Setzdehnungsmesser durchgeführt. Bereits in der Werkstatt wurden an 190 Stellen je 2 Kugeln von $\frac{1}{16}$ " befestigt, um die Spannungen in der Längsrichtung des oberen und unteren Deckbleches innerhalb der Hohlkasten zu messen. An 130 Stellen waren auch unter 60° Kugeln eingeschlagen, so daß insgesamt 450 Messungen erforderlich waren. Trotz der Schutzmaßnahmen mußte mit einem größeren Ausfall gerechnet werden. Die 5 Meßebenen befanden sich in Mitte und über den Auflagern der Stromöffnung, sowie in etwa 5 m Abstand von ihnen. Der Abstand der Kugeln, die Meßstrecke, betrug etwa 100 mm, die mit einer Genauigkeit von $\frac{1}{1000}$ mm, also von 21 kg/cm^2 vermessen wurden. Nach der Grundmessung in der Werkstatt wurden fünf verschiedene Montagezustände eingemessen, drei davon allein nach Fertigstellung des Teilüberbaues über der Großen Weser. Um die Transport- und Montagegedehnungen auszuschalten, wurden die Messungen mit und ohne eine Ankerzugkraft von 992 t am Altstadtufer gemessen und die Differenz der berechneten Spannung gegenübergestellt. Die Übereinstimmung war zufriedenstellend. Die gleichzeitig durchgeführten Durchbiegungsmessungen gaben jedoch Anlaß zu einer Korrektur der endgültigen Pressenkraft, für welche die Dehnungsmessungen nochmals wiederholt wurden.

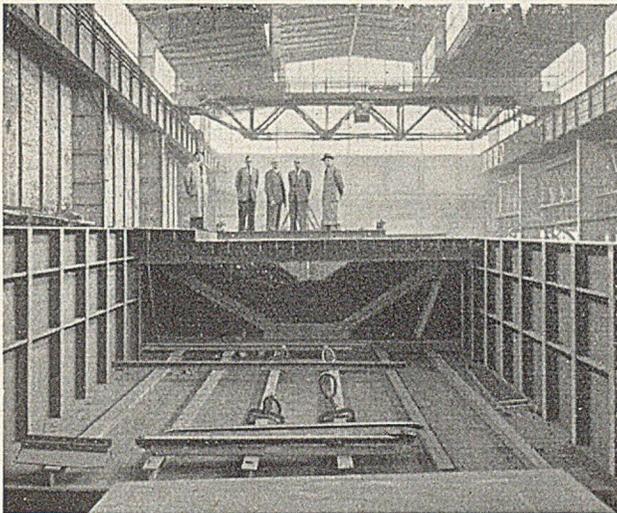


Abb. 12. Die Konstruktion wurde in der Werkstatt zusammengebaut.

Die Messungen wurden nach Beendigung der Montage und nach Aufbringung der Fahrbahnlast wiederholt und ergaben Übereinstimmung mit den Rechnungsergebnissen im Rahmen der Meßgenauigkeit. Damit war eine Probelastung, die bei der Breite der Brücke schwierig war, entbehrlich. Gleichzeitig wurden die Messungen auf die örtlichen Spannungen im Deckblech und in den Rippen unter einer Dampfwalze ausgedehnt. Soweit die Auswertung vorliegt, war die Übereinstimmung zufriedenstellend (Abb. 11 a).

Die gleichzeitig durchgeführten Setzungsmessungen ergaben nach Aufbringen des Überbaues 3 bzw. 4 mm für Widerlager und Pfeiler der Altstadt, 6 bzw. 2 mm für die beiden Teerhofwiderlager. Diese Differenzen von 1 bzw. 4 mm sind ohne Einfluß auf die Momente des schlanken Trägers.

Werkstatt. Die Konstruktionsteile wurden zu versandfertigen Stücken zusammengeschweißt und die Brücke in der Werkstatt räumlich aufgestellt, wobei die Löcher für die Baustellenniete auf Sollmaß aufgerieben wurden. Eine Ausnahme machten die Anschlußlöcher für die zugelieferten Teile. Dadurch sollte jede Baustellenschweißung vermieden werden.

Die Hauptträger wurden in Stücken von 21 bis 25,7 m Länge angefertigt, wobei die Stegbleche und die unteren Gurtplatten einmal gestoßen und in der Werkstatt zu-

sammengeschweißt wurden. Die obere Deckplatte und die untere Platte, die aus Blechbreiten von etwa je 2 m Breite zusammengeschweißt sind, wurden aus Transportgründen nur in halber Länge hergestellt. Zuerst wurden durch die Schlitze der Querrippen gezogen und durch die Querrippen aufgeschweißt, dann die Längsrippen laufend angeschweißt, wobei die Enden erst nach Werkmontage zu schweißen waren. Die oberen Kehlnähte der Querrippen sind demnach unterbrochen, während die

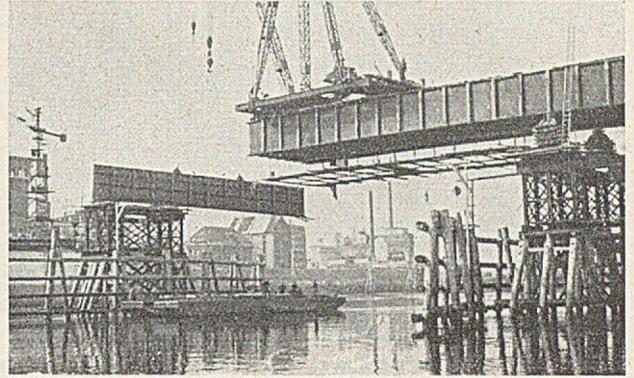


Abb. 13. Hauptträgerstück wird unter den Derrick geschwommen und vo gebaut.

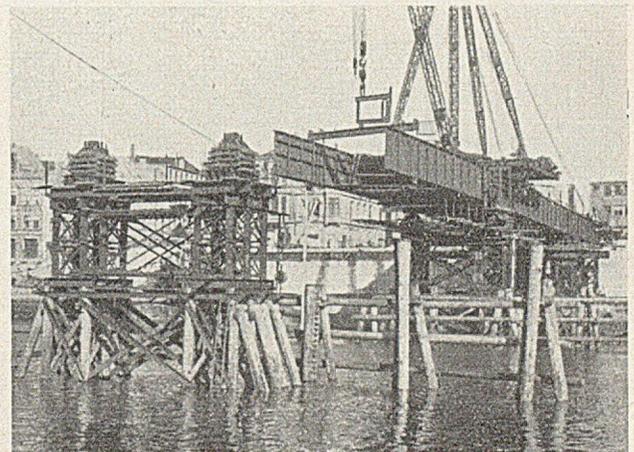


Abb. 14. Die Feinmeßvorrichtung soll den spannungsfreien Einbau über der Schiffsfahrtsöffnung bewirken.

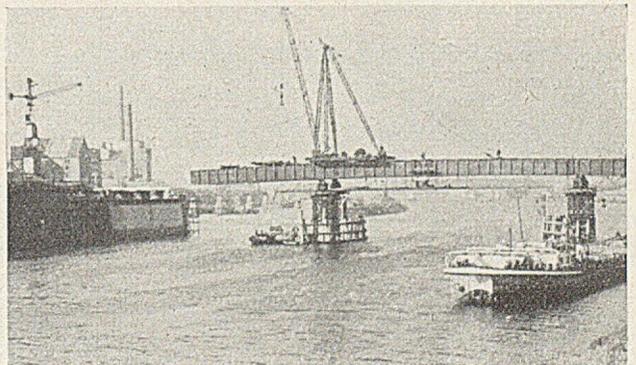


Abb. 15. Die Montage erfolgt in 22 m Abstand von der Brückenachse und zeigt die Schlankheit des Überbaues.

Längsrippen a's Hauptträgererteil ohne Kerbwirkung bleiben sollten.

Die Stoßnähte der Bleche wurden nach dem Ellira-Verfahren, die Kehlnähte der Rippen mit Elin-Hafergut oder von Hand geschweißt. Die Nähte wurden im üblichen Umfang geröntgt.

Die Stahlknappheit zwang zu besonderen Maßnahmen. Trotz der ungenügenden Anlieferung ließ sich die GHH.

bewegen, noch im Frühjahr 1951 die Brücke in die Werkstatt zu nehmen. Breitflachstahl mußte aus Blechen geschnitten, Bleche ausgetauscht, zugeschnitten, gestoßen und nachbestellt oder aus dem Vorrat entnommen und untersucht werden. Wenn kein Ausweg mehr blieb, mußte auf dem Walzwerk ein Block geeigneter Güte und Größe

ausfindig gemacht und seine Walzung durchgesetzt werden.

Die Beförderung der etwa 2400 t schweren Konstruktion zur Baustelle war auf den Wassertransport abgestellt. Für den Fall des Zufrierens der Kanäle war der Landtransport von Sterkrade nach Bremen zwar möglich, aber sehr aufwendig. Wegen des Streiks bei der MAN. mußte für einen Teil der dort gefertigten mittleren Fahrtafel aus Termingründen der Eisenbahntransport gewählt werden. Im übrigen erfolgte der Transport auf dem Wasserwege von dem werkseigenen Hafen Walsum in 13 Reisen zur Baustelle. Die Mehrzahl der Transporte wurde durch ein 1256 t großes MS. „Haniel Kurrier 37“ von 80 m Länge und 9,5 m Breite im Pendelverkehr durchgeführt.

Montage. Die Montage begann mit dem Überbau über der Großen Weser. Wegen der Hindernisse im Strombett war eine Jochreihe in 22 m Achsabstand nach Oberstrom mit Spannweiten von 11,25 + 24,5 + 42,0 + 45,5 m geschlagen worden. In Strommitte war eine Schiffahrtsöffnung von 31 m Lichtweite zwischen den Leitwerken freigelassen worden. Die Joche, auf denen die Verschubbahnen lagen, waren in Verlängerung des Pfeilers und des Widerlagers am Teerhof angeordnet und wegen der Trümmerschüttung auf Stahlpfehlern gegründet. Die Stromjoche standen auf Holzpfählen. Die Montage erfolgte halbseitig im Freivorbau, wobei zur Entlastung der Hauptträgerstege beim Einbau der Platten, wie schon bei der Montage der Rheinbrücke Düsseldorf-Neuß, eine Federmeßvorrichtung angewandt wurde. Durch Pressen auf den Jochen wurden die Setzungen und die vorberechneten Durchbiegungen ausgeglichen.

Die Entladung der Konstruktionsteile aus dem Schiff erfolgte am Altstadtufer durch einen besonderen Entladekran. Auch die Eisenbahntransporte wurden im Hafen umgeschlagen und auf gleiche Weise schwimmend entladen. Da sich die Montage über der Kleinen Weser zeitlich nachordnete, wurden auch diese Teile hier entladen und auf Doppelpontons unter den Derricks geschwommen. Der Zusammenbau und das Abnieten mußte auf das Werkstatt- und Transporttempo abgestimmt werden. Überstunden bei der Montage wechselten mit 3-Schichten-Betrieb in der Werkstatt, wenn fehlendes Material erst in letzter Stunde beschafft werden konnte. Auch der Lauf des Schiffes mußte überwacht und Nachfahrgenehmigung und Vorschleusung beantragt werden.

In der Ausschreibung war festgelegt, daß die Weser wegen der Hochwasser- und Eisganggefahr am Jahresende von Einbauten freizumachen war. Es wurden daher alle Anstrengungen auf die Erreichung dieses Zieles gerichtet. Am 18. November 1951 konnte die erste Überbauhälfte von 130 m Länge von den Jochen abgesetzt und in ihre endgültige Lage verschoben werden. Noch vor Weihnachten, also innerhalb von fünf Wochen, war auch die zweite Hälfte montiert. Am 30. Dezember waren die Joche frei. Ein Eisgang konnte der Brücke nicht mehr schaden.

Der zunächst zurückgestellte Überbauteil über der Kleinen Weser wurde durch die Bremer Firma Schellhass & Druckenmüller montiert. Die Joche, die zum Abbruch des alten Überbaues benutzt worden waren, wurden in der Breite der neuen Brücke so geschlagen, daß ein Freivorbau entbehrlich wurde. Die Montage begann am 29. Januar 1952 von der Neustadtseite. Am 10. April 1952, nachdem die Brückenteile über beide Weserarme verbunden waren, fand das Richtfest statt.

Fahrbahn. Die unbedingt erforderliche Isolierung liegt unmittelbar auf dem Blech. Sie muß auch bei größter Kälte rissfrei bleiben. Für eine Kälteabdichtung fehlte es an Konstruktionshöhe. Es bleibt zu beweisen, ob und wie lange Bitumen unter diesen Umständen seine Funktion als Isolierung oder als Trenn-



Abb. 16. Die erste Überbauhälfte wird am 18. November 1951 seitlich verschoben.

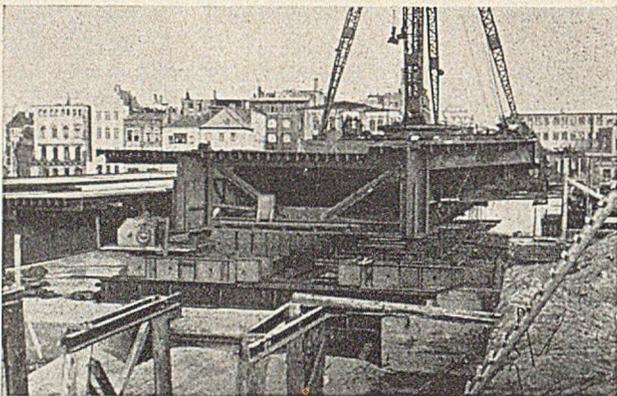


Abb. 17. Die zweite Brückenhälfte sitzt auf dem Verschwabwagen, die erste Hälfte ist bereits auf ihre Lager abgesenkt.

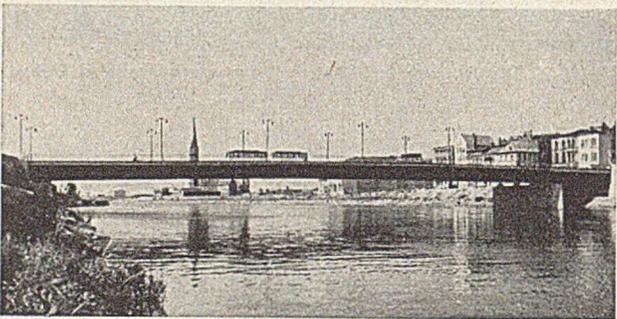


Abb. 18. Der Überbau über der Großen Weser.

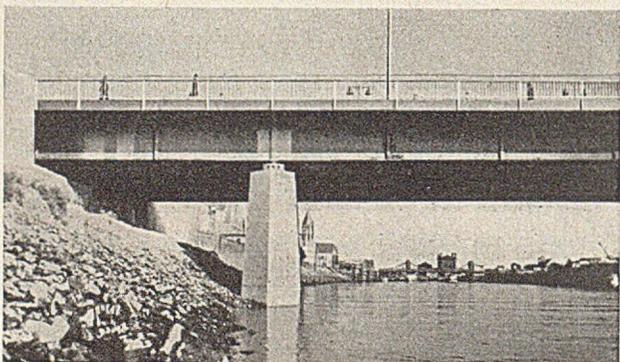


Abb. 19. Teilansicht mit Probeanstrichen.

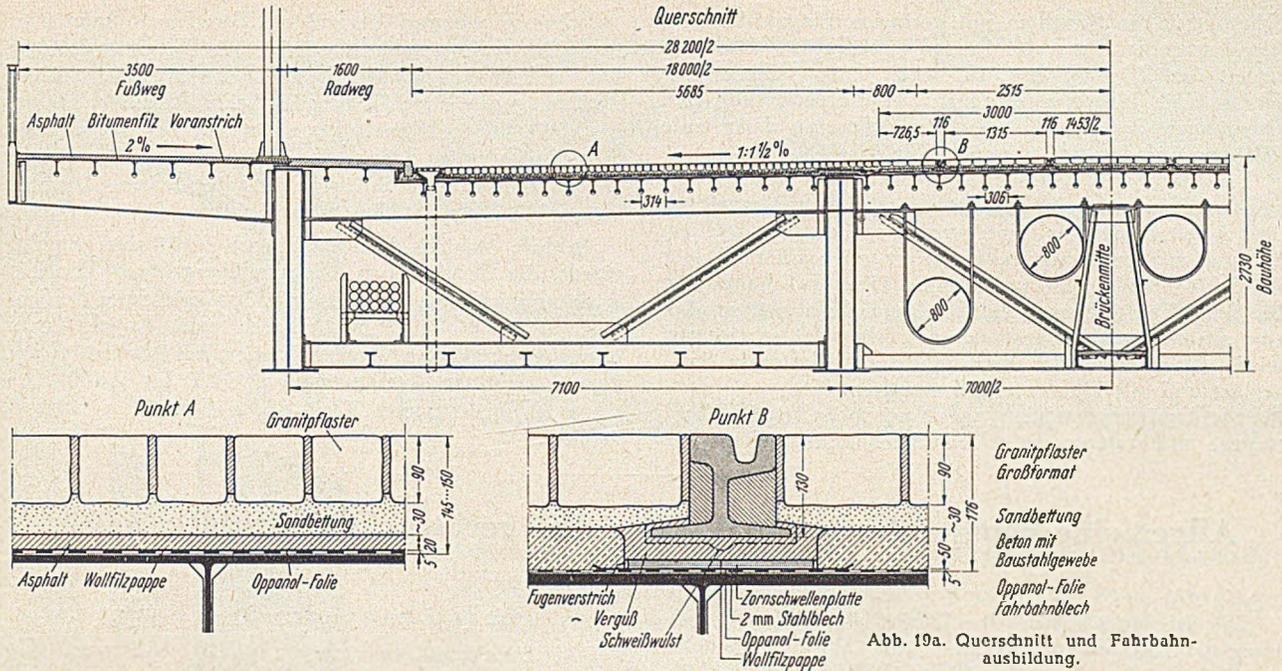


Abb. 19a. Querschnitt und Fahrbahn-ausbildung.

sicht zum Schutz von Metallfolien erfüllt. Es wurde daher eine Kunststoffolie, Oppanol 1,5 mm stark, gewählt. Um etwaig auftretende Undichtigkeit zu lokalisieren, wurde es für zweckmäßig gehalten, die Folien mit Bitumen aufzukleben. Bei Versuchen stellte sich die Notwen-

digkeit eines kalten Voranstrichs mit Bitumen heraus, da die Klebemasse am kalten Eisen nicht haftete. Die „Quellschweißung“, mit der die 1,0 m breiten Folien an der Überlappung verbunden waren, ließ sich einwandfrei ausführen und kontrollieren. Am Schrammbordblech und an den Brückenenden wurden die Folien hochgeführt und mit dem blank entrosteten und vorgestrichenen Blech durch einen Polymerisationsprozeß fest verbunden. Dies Verfahren führte bei den Gegebenheiten der Baustelle (Sand, Wind, feuchte Luft) nicht zu dem erwarteten Ergebnis. Es wurde daher zwischen dem Bordstein und dem Schrammbordblech unter dem Radwegasphalt ein Fugenverguß aus Biguma-Rab-Spezial als zusätzlicher Abschluß ausgeführt. Ölhaltige Spachtelmassen greifen Oppanol an.



Abb. 20. Über die Oppanolfolie wird Schutzasphalt aufgebracht.

Der ursprünglich vorgesehene Schutzbeton ist bei der Oppanolfolie, die keinen Einpreßdruck fordert, unnötig. Entsprechend dem Verhältnis $d_b \cdot E_e / d_e E_b$ (d_b = Betonstärke, d_e = Blechstärke) erhält er, den Formänderungen des Deckbleches folgend, Spannungen, die zu zahlreichen Rissen führen müssen. Dazu kam, daß das 7 cm hohe Großpflaster aus bayrischem Granit schwerer als erwartet herzustellen war, so daß die rechtzeitige Lieferung fraglich war. Die 2 · 6 m breiten Seitenfahrbahnen wurden daher auf vorrätiges, 9 cm hohes Granitkleinpflaster umgestellt, das in Sand versetzt und mit einer besonders weichen Pflastervergußmasse ausgegossen wurde. Die Höhendifferenz wurde an der Schutzschicht eingespart. Auf die gegen Beschädigungen mit nackter Bitumenpappe abgedeckte Folie wurde eine Rohpappe gelegt und eine 2 cm Asphaltsschicht aufgebracht. Damit war die ursprünglich steife Fahrbahndecke, mit Pflaster in Mörtel auf

Die Nachtaufnahme zeigt die blendungsfreie Ausleuchtung der Brücke durch Tiefstrahler. Der Vorkopf ist angestrahlt.

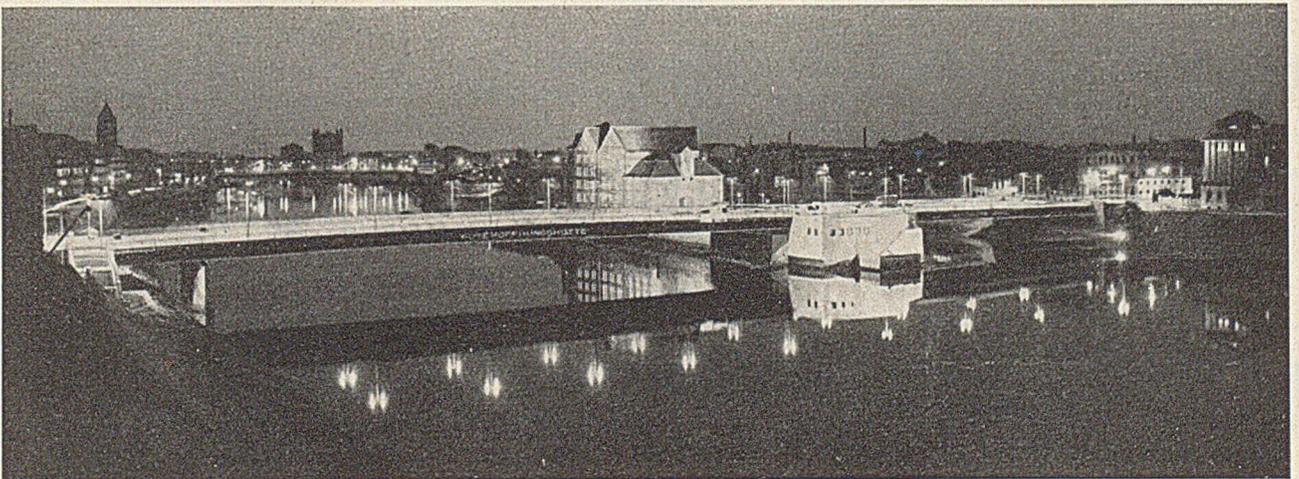


Abb. 21. Die Nachtaufnahme zeigt die blendungsfreie Ausleuchtung der Brücke durch Tiefstrahler. Der Vorkopf ist angestrahlt.

Schutzbeton, in Schichten mit geringem Biege- und entsprechend geringer Reißgefahr aufgelöst. Das Versetzen des Pflasters in Sand ergibt ein weiches Befahren. Die Unabhängigkeit der Pflasterdecke von den Dehnungen des Deckbleches verspricht eine dämpfende Wirkung auf den Schwingungsablauf.

Innerhalb der Gleiszone mußten die Schutzbetonstreifen zwischen den Schienen zur seitlichen Aussteifung und Abgrenzung des Untergusses beibehalten werden. Sie sind mit Baustahlgewebe armiert und stärker, da hier die Schienenhöhe eine um 26 mm höhere Fahrbahndecke bedingt. Die Gleiszone wird seltener befahren, so daß eine ausreichende Lebensdauer des Schutzbetons erwartet wird. Darüber ist das 9 cm hohe Großpflaster in Sand verlegt und mit Pflasterverguß versehen.

Die Schienen wurden auf Antivibrationsplatten (Zorn) verlegt und untergossen. Versuche hatten ergeben, daß

zwischen Platte und Verguß ein Streifen Rohpappe erforderlich war, um die Elastizität der Platte zu erhalten. Die Isolierung wird durch einen 2 mm starken Blechstreifen gegen Beschädigungen bei Gleisumschaltung geschützt. Diese Konstruktion hat sich bei den anderen Weserbrücken in Bremen bewährt. Unter der Brücke, ebenso wie in den Hohlkästen, ist kein stärkeres Dröhnen festzustellen als bei den alten Brücken.

Schluß. Am 28. Juni 1952, nach 1 1/2-jähriger Bauzeit, wurde die Brücke dem Verkehr übergeben. Die Einweihung wurde als Volksfest mit Spalierbildung der Vereine und Verbände, mit Chören und Kapellen, mit blumengeschmückten Wagenkolonnen, mit Bootskorso und Feuerwerk unter Beteiligung von 40 000 bis 50 000 Menschen als bedeutsamer Tag in der Geschichte Bremens gefeiert.

Allgemeine Beugleichungen des versteiften, rechteckigen Stegblechfeldes.

Von Dr.-Ing. R. Heilig, Dortmund.

Die Beulvorschriften der DIN 4114 für die Berechnung von Rechteckplatten unter der Wirkung beliebig verteilter, an den Rändern angreifender Längs- und Schubspannungen sind durch Interpolation zwischen den Lösungskurven der beiden Grenzfälle

a) der gleichzeitig durch gleichförmig verteilte Schubspannungen und reine Biegespannungen beanspruchten Platte, und

b) der gleichzeitig auf gleichmäßigen Schub und gleichmäßigen Druck beanspruchten Platte entstanden.

Die Abhängigkeit

$$\frac{\sigma_{1k}^a}{\sigma_{1k}} = f\left(\frac{\tau_k^a}{\tau_k}\right)$$

(σ_{1k}^a = kritischer Kennwert der Normalspannung, σ_{1k} = kritischer Kennwert für $\tau = 0$, entsprechend τ_k^a, τ_k) kann im ersten Fall näherungsweise durch einen Kreisbogen vom Radius 1, im zweiten Fall durch eine Parabel mit den Achsabschnitten 1 dargestellt werden. Auf dieser Grundlage lassen sich einfache Näherungsformeln entwickeln, die die Berechnung der Beulwerte für alle vorkommenden Fälle ermöglichen.

Unabhängig davon entsteht aber häufig das Bedürfnis, Formeln bereit zu haben, die es gestatten, Beuluntersuchungen auf strenger Grundlage durchzuführen. (Vor allem werden ausländische Auftraggeber fast immer auf Untersuchungen bestehen, die sich nicht auf die deutschen Normen stützen.) Aus diesem Grunde sollen im folgenden die Beugleichungen für rechteckige Stegblechfelder unter dem Angriff beliebig verteilter Randspannungen entwickelt werden. Die Ableitungen schließen an E. Chwalla* an, sind aber allgemeiner als diese, da sie für das ausgesteifte Stegblech bei beliebiger Schwerpunktlage und beliebiger Lage des untersuchten Feldes gelten. Die von Chwalla mitgeteilten Ergebnisse sind als Sonderfall in unseren Gleichungen enthalten.

Behandelt werden die beiden Fälle: a) über die Plattenlänge a linearer Verlauf der Normalspannungen im Stegblech (Trägheitsmoment des Trägers $I = \text{const.}$), b) über die Plattenlänge a konstanter Verlauf der Normalspannungen (Trägheitsmoment dem $\max M$ -Verlauf angepaßt). Der Einfluß von horizontalen und vertikalen Stegblechsaussteifungen wird mitberücksichtigt. Dem Ziel der Arbeit entsprechend werden als Ergebnis die Elemente der Beuldeterminante in allgemeiner dimensionsloser Form angegeben. Die Berechnung der Beulwerte ist danach eine rein numerische Aufgabe, die von Fall zu Fall zu leisten ist.

1. Bezeichnungen; Spannungen.

Die Bezeichnungen gehen aus Abb. 1 hervor. Der Koordinatennullpunkt liegt in der linken oberen Ecke, z zählt nach unten positiv. Der Schnitt an der Stelle $x = 0$ sei mit 1, der Schnitt an der Stelle $x = a$ mit 2 bezeichnet; M_1, M_2, I_1, I_2 sind dann die diesen Schnitten zugehörigen Biegemomente und Trägheitsmomente usw.

Es seien ferner $\xi = \frac{x}{a}, \zeta = \frac{z}{b}$ die dimensionslosen Koordinaten, sowie

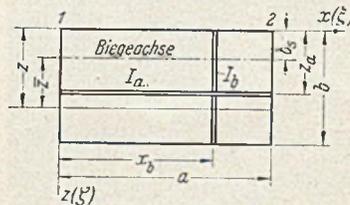


Abb. 1. Koordinatensystem und Bezeichnungen.

$$\left. \begin{aligned} \beta &= \frac{a}{b} \\ a &= \frac{b_s}{b} \\ \psi &= \frac{M_2}{M_1} \end{aligned} \right\} (1)$$

ferner gilt (Abb. 1):

$$\bar{z} = z - b_s = b_s (a\zeta - 1), \quad (2)$$

t ist die Stegblechdicke. Damit wird für die Biegespannung an der Stelle x bei linearer Zunahme des Momentes M_1 auf M_2 , $M_x = M_1 + (M_2 - M_1) \frac{x}{a}$, und $I_x = I_1 = \text{const.}$ erhalten:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{M_x}{I_1} \bar{z} = -\frac{M_1}{I_1} b_s (1 - a\zeta) [1 + (\psi - 1)\xi] = \\ &= -\frac{D}{a b t} \left\{ \mu (1 - a\zeta) [1 + (\psi - 1)\xi] \right\}. \end{aligned} \quad (3)$$

Hieraus folgen die Schubspannungen

$$\tau = - \int \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} ds$$

zu:

$$\tau = \frac{D}{a b t} \left\{ \frac{\mu}{2\beta} (\psi - 1) [a\Phi + \zeta(2 - a\zeta)] \right\}. \quad (4)$$

Zur Abkürzung wurde gesetzt

$$\left. \begin{aligned} \mu &= \frac{M_1}{D} \frac{a b t b_s}{I_1} \\ \Phi &= \frac{2 \mathcal{E}_0}{b^2 t} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

D ist die Plattensteifigkeit

$$D = \frac{E t^3}{12 (1 - \nu^2)}, \quad (6)$$

* Bauingenieur 17 (1936) S. 81.

sowie \mathcal{C}_0 das statische Moment (um die Schwerachse) der oberhalb $\bar{z}=0$ gelegenen Flächenteile des Gesamtquerschnitts (Gurte und evtl. Teile des Stegbleches). μ bezeichnet den Beulwert.

Bezüglich der Längssteifen setzen wir voraus, daß diese sich schon in der ebenen Gleichgewichtslage des Stegblechs entsprechend ihrem Abstand von der Biegeachse an der Aufnahme des äußeren Biegemomentes beteiligen; die Quersteifen seien in dieser Lage spannungslos. Für die Normalkraft N_x in den Längssteifen, die wir durch den Index a kennzeichnen, gilt dann

$$N_x = -\frac{D}{a} \left\{ \mu \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) [1 + (\psi - 1) \xi] \right\}, \quad (7)$$

wobei

$$\delta_a = \frac{F_{St}}{b t}. \quad (8)$$

F_{St} ist der Steifenquerschnitt und ζ_a bezeichnet den Ort der Längssteife, I_a sei das Trägheitsmoment. Entsprechend bezeichnen ξ_b und I_b Ort und Trägheitsmoment der Quersteifen.

2. Energieausdrücke.

Das Potential Π der ausgebeulten Platte mit Längs- und Quersteifen ist, wenn mit w die Verschiebungen normal zur Plattenebene bezeichnet werden

$$\begin{aligned} \Pi &= \Pi_i + \Pi_a = \\ &= \frac{D}{2} \int_0^a \int_0^b \left\{ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right)^2 - 2(1-\nu) \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} \right)^2 \right] \right\} dx dz + \\ &+ \frac{\sigma_x t}{D} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + 2 \frac{\tau t}{D} \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial z} \\ &+ \frac{1}{2} \int_0^a \left\{ E I_a \left(\frac{\partial^2 w_a}{\partial x^2} \right)^2 + N_x \left(\frac{\partial w_a}{\partial x} \right)^2 \right\} dx + \frac{1}{2} \int_0^b E I_b \left(\frac{\partial^2 w_b}{\partial z^2} \right)^2 dz. \end{aligned}$$

In diese Beziehung führen wir Gl. (3), (4) und (7) ein und erhalten dann in dimensionsloser Schreibweise mit $w = \frac{w}{a}$:

$$\begin{aligned} \hat{\Pi} = \frac{\Pi}{D} &= \frac{1}{2} \int_0^1 \int_0^1 \left\{ \frac{1}{\beta} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} + \beta^2 \frac{\partial^2 w}{\partial \zeta^2} \right)^2 - 2(1-\nu) \beta \cdot \right. \\ &\cdot \left[\frac{\partial^2 w}{\partial \xi^2} \frac{\partial^2 w}{\partial \zeta^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial \xi \partial \zeta} \right)^2 \right] - \mu (1 - \alpha \zeta) [1 + (\psi - 1) \xi] \cdot \\ &\cdot \left. \left(\frac{\partial w}{\partial \xi} \right)^2 + \mu (\psi - 1) [\psi \alpha + \zeta (2 - \alpha \zeta)] \frac{\partial w}{\partial \xi} \frac{\partial w}{\partial \zeta} \right\} d\xi d\zeta + \\ &+ \frac{1}{2} \int_0^1 \left\{ \gamma_a \left(\frac{\partial^2 w_a}{\partial \xi^2} \right)^2 - \mu \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) [1 + (\psi - 1) \xi] \cdot \right. \\ &\cdot \left. \left(\frac{\partial w_a}{\partial \xi} \right)^2 \right\} d\xi + \frac{1}{2} \int_0^1 \gamma_b \left(\frac{\partial^2 w_b}{\partial \zeta^2} \right)^2 d\zeta. \end{aligned} \quad (9)$$

Hierbei wurden noch die Abkürzungen benutzt:

$$\left. \begin{aligned} \gamma_a &= \frac{E I_a}{a D}, \\ \gamma_b &= \frac{E I_b}{b D}. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

3. Lösungsansatz.

Gl. (9) bildet den Ausgangspunkt für die näherungsweise Lösung unserer Aufgabe. Das Prinzip der virtuellen Verrückungen fordert für das Gleichgewicht in der unendlich wenig ausgebeulten Platte

$$\delta \hat{\Pi} = 0. \quad (11)$$

Die richtigen Funktionen w erfüllen diese Aussage streng; Näherungsfunktionen von Hause aus nicht mehr. Man hat es aber (nach Ritz) in der Hand, in den Näherungsansätzen enthaltene Parameter so zu bestimmen, daß die Näherungsfunktionen den strengen Lösungen möglichst nahe kommen. Gl. (11) drückt dann die Bedingung aus, die freien Parameter so zu wählen, daß sie das Potential der ausgebeulten Platte zu einem Minimum machen.

Für die allseitig frei drehbar gelagerte Platte machen wir wie üblich einen Sinusansatz

$$w = \sum_{m=1}^i \sum_{n=1}^j a_{mn} \sin m \pi \xi \sin n \pi \zeta, \quad (12)$$

wobei wir für die Rechnung $i = j = 3$ wählen, das sind insgesamt 9 Glieder der Reihe.

Durch Einsetzen von Gl. (12) in (9) wird $\hat{\Pi}$ nach umfangreicher Rechnung als quadratische Funktion (in der natürlich auch gemischte Glieder vorkommen) der a_{mn} erhalten. Wir verzichten darauf, das Ergebnis der Integrationen anzuschreiben.

4. Beulgleichungen

Fall a) $I = \text{konst.}$

Die freien Parameter des Ansatzes (12) sind die Amplituden a_{mn} ; sie bestimmen sich nach (11) aus

$$\delta \hat{\Pi} = \frac{\partial \hat{\Pi}}{\partial a_{mn}} \delta a_{mn} = 0. \quad (13)$$

Dies ergibt 9 in den a_{mn} homogene Gleichungen mit der trivialen Lösung $a_{mn} = 0$ ($m = 1, 2, 3$; $n = 1, 2, 3$). Eine von Null verschiedene Lösung hat das Gleichungssystem nur dann, wenn seine Koeffizientendeterminante verschwindet. Die Beulwerte berechnen sich so jeweils aus einer 9gliedrigen Determinante. Die Elemente dieser „Beuldeterminante“, die unmittelbar aus der Variationsvorschrift Gl. (13) hervorgehen, geben wir in allgemeiner Form an, Tabelle 1.

In vielen Sonderfällen kann die 9gliedrige Determinante noch auf Grund von Annahmen über die wahrscheinliche, niedrigste Beulform, an Hand der Ergebnisse bereits bekannter, benachbarter Grenzfälle, reduziert werden, so daß sehr oft die Wurzeln einer 3-, 4- oder 5gliedrigen Determinante schon gute Näherungen für die Beulwerte liefern.

Fall b) $I = I(x)$.

Ist das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts über die Stegblechlänge fein abgestuft (Stützenbereich), dann sind die Normalspannungen σ_x über die Plattenlänge a annähernd konstant. Aus der Bedingung gleicher Längsspannungen in allen Schnitten folgt

$$\frac{M_1}{I_1} = \frac{M_x}{I_x} = \frac{M_2}{I_2}, \quad (14)$$

so daß (3) übergeht in

$$\sigma_x = -\frac{M_1 b_s}{I_1} (1 - \alpha \zeta) = -\frac{D}{a b t} \left\{ \mu (1 - \alpha \zeta) \right\}. \quad (15)$$

Entsprechend wird die Normalkraft in den Längsteifen

$$N_x = -\frac{D}{a} \left\{ \mu \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \right\}.$$

Die Schubspannungen $\tau = \frac{Q}{I_x t} \left[\mathcal{C}_{0x} + \frac{1}{2} (b_s^2 - \bar{z}^2) t \right]$ sind wegen der Veränderlichkeit von I_x und \mathcal{C}_{0x} über x nicht mehr konstant. Dieser Einfluß ist i. a. aber gering-

Tabelle 1. Beugleichungen (a).

	a_{11}	a_{12}	a_{13}
δa_{11}	$\frac{\pi^2}{4\beta}(1+\beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2}(\gamma_a \sin^2 \pi \zeta_a + \gamma_b \sin^2 \pi \xi_b) +$ $-\mu(1+\psi) \left[\frac{1}{16}(\alpha-2) - \frac{1}{4}\delta_a(1-\alpha\zeta_a) \sin^2 \pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2}\gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a -$ $-\mu(1+\psi) \left[\frac{2}{9\pi^2}\alpha + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{1}{4} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2}\gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $-\mu(1+\psi) \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{1}{4} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a$
δa_{12}	$\frac{\pi^2}{2}\gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a -$ $-\mu(1+\psi) \left[\frac{2}{9\pi^2}\alpha + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{1}{4} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{4\beta}(1+4\beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2}(\gamma_a \sin^2 2\pi \zeta_a + 16\gamma_b \sin^2 \pi \xi_b) +$ $+\mu(1+\psi) \left[\frac{1}{16}(\alpha-2) - \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{1}{4} \sin^2 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2}\gamma_a \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $-\mu(1+\psi) \left[\frac{6}{25\pi^2}\alpha + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{1}{4} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{13}	$\frac{\pi^2}{2}\gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $-\mu(1+\psi) \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{1}{4} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a$	$\frac{\pi^2}{2}\gamma_a \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $-\mu(1+\psi) \left[\frac{6}{25\pi^2}\alpha + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{1}{4} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{4\beta}(1+9\beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2}(\gamma_a \sin^2 3\pi \zeta_a + 81\gamma_b \sin^2 3\pi \xi_b) +$ $+\mu(1+\psi) \left[\frac{1}{16}(\alpha-2) - \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{1}{4} \sin^2 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{21}	$\frac{\pi^2}{2}\gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2\pi \xi_b -$ $-\mu(\psi-1) \left[\frac{5}{9\pi^2}(\alpha-2) - \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin^2 \pi \zeta_a \right]$	$\mu(\psi-1) \left[\frac{480}{81\pi^4}\alpha + \frac{16}{9\pi^2}\phi\alpha + \frac{8}{9\pi^2}(2-\alpha) + \right.$ $\left. + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\mu(\psi-1) \left[\frac{1}{2\pi^2}(\alpha-2) + \right.$ $\left. + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{22}	$\mu(\psi-1) \left[-\frac{160}{81\pi^4}\alpha - \frac{16}{9\pi^2}\phi\alpha - \frac{8}{9\pi^2}(2-\alpha) + \right.$ $\left. + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2}16\gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2\pi \xi_b -$ $-\mu(\psi-1) \left[\frac{5}{9\pi^2}(\alpha-2) - \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin^2 2\pi \zeta_a \right]$	$\mu(\psi-1) \left[\frac{3296}{375\pi^4}\alpha + \frac{16}{5\pi^2}\phi\alpha + \frac{8}{5\pi^2}(2-\alpha) + \right.$ $\left. + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{23}	$\mu(\psi-1) \left[\frac{1}{2\pi^2}(2-\alpha) + \right.$ $\left. + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\mu(\psi-1) \left[-\frac{1696}{375\pi^4}\alpha - \frac{16}{5\pi^2}\phi\alpha - \frac{8}{5\pi^2}(2-\alpha) + \right.$ $\left. + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2}81\gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2\pi \xi_b -$ $-\mu(\psi-1) \left[\frac{5}{9\pi^2}(\alpha-2) - \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin^2 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{31}	$\frac{\pi^2}{2}\gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b$	0	0
δa_{32}	0	$\frac{\pi^2}{2}16\gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b$	0
δa_{33}	0	0	$\frac{\pi^2}{2}81\gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b$

	a_{21}	a_{22}	a_{23}
δa_{11}	$\frac{\pi^2}{2}\gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2\pi \xi_b -$ $-\mu(\psi-1) \left[\frac{5}{9\pi^2}(\alpha-2) - \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin^2 \pi \zeta_a \right]$	$\mu(\psi-1) \left[-\frac{160}{81\pi^4}\alpha - \frac{16}{9\pi^2}\phi\alpha - \frac{8}{9\pi^2}(2-\alpha) + \right.$ $\left. + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\mu(\psi-1) \left[\frac{1}{2\pi^2}(2-\alpha) + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \cdot \right.$ $\left. \cdot \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{12}	$\mu(\psi-1) \left[\frac{480}{81\pi^4}\alpha + \frac{16}{9\pi^2}\phi\alpha + \frac{8}{9\pi^2}(2-\alpha) + \right.$ $\left. + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2}16\gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2\pi \xi_b -$ $-\mu(\psi-1) \left[\frac{5}{9\pi^2}(\alpha-2) - \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin^2 2\pi \zeta_a \right]$	$\mu(\psi-1) \left[-\frac{1696}{375\pi^4}\alpha - \frac{16}{5\pi^2}\phi\alpha - \frac{8}{5\pi^2}(2-\alpha) + \right.$ $\left. + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{13}	$\mu(\psi-1) \left[\frac{1}{2\pi^2}(\alpha-2) + \right.$ $\left. + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\mu(\psi-1) \left[\frac{3296}{375\pi^4}\alpha + \frac{16}{5\pi^2}\phi\alpha + \frac{8}{5\pi^2}(2-\alpha) + \right.$ $\left. + \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2}81\gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2\pi \xi_b -$ $-\mu(\psi-1) \left[\frac{5}{9\pi^2}(\alpha-2) - \delta_a(1-\alpha\zeta_a) \frac{40}{9\pi^2} \sin^2 3\pi \zeta_a \right]$

Tabelle 1. Beulgleichungen (a). (Fortsetzung)

	a_{21}	a_{22}	a_{23}
δa_{21}	$\frac{\pi^2}{4\beta} (4 + \beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2} (16 \gamma_a \sin^2 \pi \zeta_a + \gamma_b \sin^2 2\pi \xi_b) + \mu (1 + \psi) \left[\frac{1}{4} (\alpha - 2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \sin^2 \pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a - \mu (1 + \psi) \left[\frac{8}{9\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a - \mu (1 + \psi) \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a$
δa_{22}	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a - \mu (\psi + 1) \left[\frac{8}{9\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{4\beta} (4 + 4\beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2} (16 \gamma_a \sin^2 2\pi \zeta_a + 16 \gamma_b \sin^2 2\pi \xi_b) + \mu (\psi + 1) \left[\frac{1}{4} (\alpha - 2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \sin^2 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a - \mu (1 + \psi) \left[\frac{24}{25\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{25}	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a - \mu (\psi + 1) \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a - \mu (\psi + 1) \left[\frac{24}{25\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{4\beta} (4 + 9\beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2} (16 \gamma_a \sin^2 3\pi \zeta_a + 81 \gamma_b \sin^2 2\pi \xi_b) + \mu (1 + \psi) \left[\frac{1}{4} (\alpha - 2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \sin^2 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{31}	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_b \sin 2\pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b - \mu (\psi - 1) \left[\frac{39}{25\pi^2} (\alpha - 2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin^2 \pi \zeta_a \right]$	$\mu (\psi - 1) \left[\frac{2848}{225\pi^4} \alpha + \frac{16}{5\pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{5\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\mu (\psi - 1) \left[-\frac{9}{10\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{32}	$\mu (\psi - 1) \left[-\frac{352}{225\pi^4} \alpha - \frac{16}{5\pi^2} \phi \alpha - \frac{8}{5\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_b \sin 2\pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b - \mu (\psi - 1) \left[\frac{39}{25\pi^2} (\alpha - 2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin^2 2\pi \zeta_a \right]$	$\mu (\psi - 1) \left[\frac{11232}{625\pi^4} \alpha + \frac{144}{25\pi^2} \phi \alpha + \frac{72}{25\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{33}	$\mu (\psi - 1) \left[\frac{9}{10\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\mu (\psi - 1) \left[-\frac{3744}{625\pi^4} \alpha - \frac{144}{25\pi^2} \phi \alpha - \frac{72}{25\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_b \sin 2\pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b - \mu (\psi - 1) \left[\frac{39}{25\pi^2} (\alpha - 2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin^2 3\pi \zeta_a \right]$
	a_{31}	a_{32}	a_{33}
δa_{11}	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b$	0	0
δa_{12}	0	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b$	0
δa_{13}	0	0	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b$
δa_{21}	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_b \sin 2\pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b - \mu (\psi - 1) \left[\frac{39}{25\pi^2} (\alpha - 2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin^2 \pi \zeta_a \right]$	$\mu (\psi - 1) \left[-\frac{352}{225\pi^4} \alpha - \frac{16}{5\pi^2} \phi \alpha - \frac{8}{5\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\mu (\psi - 1) \left[\frac{9}{10\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{22}	$\mu (\psi - 1) \left[\frac{2848}{225\pi^4} \alpha + \frac{16}{5\pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{5\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_b \sin 2\pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b - \mu (\psi - 1) \left[\frac{39}{25\pi^2} (\alpha - 2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin^2 2\pi \zeta_a \right]$	$\mu (\psi - 1) \left[-\frac{3744}{625\pi^4} \alpha - \frac{144}{25\pi^2} \phi \alpha - \frac{72}{25\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin^2 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{23}	$\mu (\psi - 1) \left[-\frac{9}{10\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\mu (\psi - 1) \left[\frac{11232}{625\pi^4} \alpha + \frac{144}{25\pi^2} \phi \alpha + \frac{72}{25\pi^2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_b \sin 2\pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b - \mu (\psi - 1) \left[\frac{39}{25\pi^2} (\alpha - 2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{312}{25\pi^2} \sin^2 3\pi \zeta_a \right]$

Tabelle 1. Beulgleichungen (a) (Fortsetzung).

	a_{31}	a_{32}	a_{33}
δa_{31}	$\frac{\pi^2}{4\beta} (9 + \beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2} (81 \gamma_a \sin^2 \pi \zeta_a + \gamma_b \sin^2 3\pi \xi_b) +$ $+ \mu (\nu + 1) \left[\frac{9}{16} (a-2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{9}{4} \sin^2 \pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a -$ $- \mu (\nu + 1) \left[\frac{2}{\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{9}{4} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $- \mu (\nu + 1) \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{9}{4} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a$
δa_{32}	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a -$ $- \mu (\nu + 1) \left[\frac{2}{\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{9}{4} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{4\beta} (9 + 4\beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2} (81 \gamma_a \sin^2 2\pi \zeta_a + 16 \gamma_b \sin^2 3\pi \xi_b) +$ $+ \mu (\nu + 1) \left[\frac{9}{16} (a-2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{9}{4} \sin^2 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $- \mu (\nu + 1) \left[\frac{54}{25\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{9}{4} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{33}	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $- \mu (\nu + 1) \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{9}{4} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $- \mu (\nu + 1) \left[\frac{54}{25\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{9}{4} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{4\beta} (9 + 9\beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2} (81 \gamma_a \sin^2 3\pi \zeta_a + 81 \gamma_b \sin^2 3\pi \xi_b) +$ $+ \mu (\nu + 1) \left[\frac{9}{16} (a-2) - \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{9}{4} \sin^2 3\pi \zeta_a \right]$

Tabelle 2. Beulgleichungen (b).

	a_{11}	a_{12}	a_{13}
δa_{11}	$\frac{\pi^2}{4\beta} (1 + \beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2} (\gamma_a \sin^2 \pi \zeta_a + \gamma_b \sin^2 \pi \xi_b -$ $- \mu \left[\frac{1}{8} (2 - a) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{1}{2} \sin^2 \pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a -$ $- \mu \left[\frac{4}{9\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{1}{2} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $- \mu \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{1}{2} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a$
δa_{12}	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a -$ $- \mu \left[\frac{4}{9\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{1}{2} \sin \pi \zeta_a \sin 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{4\beta} (1 + 4\beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2} (\gamma_a \sin^2 2\pi \zeta_a + 16 \gamma_b \sin^2 \pi \xi_b) -$ $- \mu \left[\frac{1}{8} (2 - a) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{1}{2} \sin^2 2\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_a \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $- \mu \left[\frac{12}{25\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{1}{2} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{13}	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $- \mu \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{1}{2} \sin \pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a$	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_a \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a -$ $- \mu \left[\frac{12}{25\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{1}{2} \sin 2\pi \zeta_a \sin 3\pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{4\beta} (1 + 9\beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2} (\gamma_a \sin^2 3\pi \zeta_a + 81 \gamma_b \sin^2 \pi \xi_b) -$ $- \mu \left[\frac{1}{8} (2 - a) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) \frac{1}{2} \sin^2 3\pi \zeta_a \right]$
δa_{21}	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2\pi \xi_b$	$\mu (\nu - 1) \left[\frac{320}{81\pi^4} \alpha + \frac{16}{9\pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{9\pi^2} (2 - a) \right] \epsilon$	$\mu (\nu - 1) \frac{1}{2\pi^2} (a - 2) \epsilon$
δa_{22}	$- \mu (\nu - 1) \left[\frac{320}{81\pi^4} \alpha + \frac{16}{9\pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{9\pi^2} (2 - a) \right] \epsilon$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2\pi \xi_b$	$\mu (\nu - 1) \left[\frac{832}{125\pi^4} \alpha + \frac{16}{5\pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{5\pi^2} (2 - a) \right] \epsilon$
δa_{23}	$\mu (\nu - 1) \frac{1}{2\pi^2} (2 - a) \epsilon$	$- \mu (\nu - 1) \left[\frac{832}{125\pi^4} \alpha + \frac{16}{5\pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{5\pi^2} (2 - a) \right] \epsilon$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2\pi \xi_b$
δa_{31}	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b$	0	0
δa_{32}	0	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b$	0
δa_{33}	0	0	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3\pi \xi_b$

Tabelle 2. Beulgleichungen (b) (Fortsetzung).

	a_{21}	a_{22}	a_{23}
δa_{11}	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2 \pi \xi_b$	$-\mu (\nu - 1) \left[\frac{320}{81 \pi^4} \alpha + \frac{16}{9 \pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{9 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$	$\mu (\nu - 1) \frac{1}{2 \pi^2} (2 - \alpha) \epsilon$
δa_{12}	$\mu (\nu - 1) \left[\frac{320}{81 \pi^4} \alpha + \frac{16}{9 \pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{9 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2 \pi \xi_b$	$-\mu (\nu - 1) \left[\frac{832}{125 \pi^4} \alpha + \frac{16}{5 \pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{5 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$
δa_{13}	$-\mu (\nu - 1) \frac{1}{2 \pi^2} (2 - \alpha) \epsilon$	$\mu (\nu - 1) \left[\frac{832}{125 \pi^4} \alpha + \frac{16}{5 \pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{5 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 2 \pi \xi_b$
δa_{21}	$\frac{\pi^2}{4 \beta} (4 + \beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2} (16 \gamma_a \sin^2 \pi \zeta_a + \gamma_b \sin^2 2 \pi \xi_b) -$ $-\mu \left[\frac{1}{2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) 2 \sin^2 \pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 2 \pi \zeta_a -$ $-\mu \left[\frac{16}{9 \pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) 2 \sin \pi \zeta_a \sin 2 \pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 3 \pi \zeta_a -$ $-\mu \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) 2 \sin \pi \zeta_a \sin 3 \pi \zeta_a$
δa_{22}	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 2 \pi \zeta_a -$ $-\mu \left[\frac{16}{9 \pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) 2 \sin \pi \zeta_a \sin 2 \pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{4 \beta} (4 + 4 \beta)^2 + \frac{\pi^2}{2} (16 \gamma_a \sin^2 2 \pi \zeta_a + 16 \gamma_b \sin^2 2 \pi \xi_b) -$ $-\mu \left[\frac{1}{2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) 2 \sin^2 2 \pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin 2 \pi \zeta_a \sin 3 \pi \zeta_a -$ $-\mu \left[\frac{48}{25 \pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) 2 \sin 2 \pi \zeta_a \sin 3 \pi \zeta_a \right]$
δa_{23}	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin \pi \zeta_a \sin 3 \pi \zeta_a -$ $-\mu \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) 2 \sin \pi \zeta_a \sin 3 \pi \zeta_a$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_a \sin 2 \pi \zeta_a \sin 3 \pi \zeta_a -$ $-\mu \left[\frac{48}{25 \pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) 2 \sin 2 \pi \zeta_a \sin 3 \pi \zeta_a \right]$	$\frac{\pi^2}{4 \beta} (4 + 9 \beta^2)^2 + \frac{\pi^2}{2} (16 \gamma_a \sin^2 3 \pi \zeta_a + 81 \gamma_b \sin^2 2 \pi \xi_b) -$ $-\mu \left[\frac{1}{2} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \zeta_a) 2 \sin^2 3 \pi \zeta_a \right]$
δa_{31}	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_b \sin 2 \pi \xi_b \sin 3 \pi \xi_b$	$\mu (\nu - 1) \left[\frac{64}{9 \pi^4} \alpha + \frac{16}{5 \pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{5 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$	$-\mu (\nu - 1) \frac{9}{10 \pi^2} (2 - \alpha) \epsilon$
δa_{32}	$-\mu (\nu - 1) \left[\frac{64}{9 \pi^4} \alpha + \frac{16}{5 \pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{5 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_b \sin 2 \pi \xi_b \sin 3 \pi \xi_b$	$\mu (\nu - 1) \left[\frac{7488}{625 \pi^4} \alpha + \frac{144}{25 \pi^2} \phi \alpha + \frac{72}{25 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$
δa_{33}	$\mu (\nu - 1) \frac{9}{10 \pi^2} (2 - \alpha) \epsilon$	$-\mu (\nu - 1) \left[\frac{7488}{625 \pi^4} \alpha + \frac{144}{25 \pi^2} \phi \alpha + \frac{72}{25 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_b \sin 2 \pi \xi_b \sin 3 \pi \xi_b$
	a_{31}	a_{32}	a_{33}
δa_{11}	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3 \pi \xi_b$	0	0
δa_{12}	0	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3 \pi \xi_b$	0
δa_{13}	0	0	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_b \sin \pi \xi_b \sin 3 \pi \xi_b$

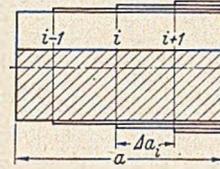
Tabelle 2. Beulgleichungen (b). (Fortsetzung)

	a_{31}	a_{32}	a_{33}
δ_{a21}	$\frac{\pi^2}{2} \gamma_b \sin 2 \pi \xi_b \sin 3 \pi \xi_b$	$-\mu (\psi - 1) \left[\frac{64}{9 \pi^4} \alpha + \frac{16}{5 \pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{5 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$	$\mu (\psi - 1) \frac{9}{10 \pi^2} (2 - \alpha) \epsilon$
δ_{a22}	$\mu (\psi - 1) \left[\frac{64}{9 \pi^4} \alpha + \frac{16}{5 \pi^2} \phi \alpha + \frac{8}{5 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$	$\frac{\pi^2}{2} 16 \gamma_b \sin 2 \pi \xi_b \sin 3 \pi \xi_b$	$-\mu (\psi - 1) \left[\frac{7488}{625 \pi^4} \alpha + \frac{144}{25 \pi^2} \phi \alpha + \frac{72}{25 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$
δ_{a23}	$-\mu (\psi - 1) \frac{9}{10 \pi^2} (2 - \alpha) \epsilon$	$\mu (\psi - 1) \left[\frac{7488}{625 \pi^4} \alpha + \frac{144}{25 \pi^2} \phi \alpha + \frac{72}{25 \pi^2} (2 - \alpha) \right] \epsilon$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_b \sin 2 \pi \xi_b \sin 3 \pi \xi_b$
δ_{a31}	$\frac{\pi^2}{4 \beta} (9 + \beta^2) + \frac{\pi^2}{2} (81 \gamma_a \sin^2 \pi \xi_a + 7b \sin^2 3 \pi \xi_b) - \mu \left[\frac{9}{\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \xi_a) \frac{9}{2} \sin^2 \pi \xi_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin \pi \xi_a \sin 2 \pi \xi_a - \mu \left[\frac{4}{\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \xi_a) \frac{9}{2} \sin \pi \xi_a \sin 2 \pi \xi_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin \pi \xi_a \sin 3 \pi \xi_a - \mu \delta_a (1 - \alpha \xi_a) \frac{9}{2} \sin \pi \xi_a \sin 3 \pi \xi_a$
δ_{a32}	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin \pi \xi_a \sin 2 \pi \xi_a - \mu \left[\frac{9}{\pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \xi_a) \frac{9}{2} \sin \pi \xi_a \sin 2 \pi \xi_a \right]$	$\frac{\pi^2}{4 \beta} (9 + 4 \beta^2) + \frac{\pi^2}{2} (81 \gamma_a \sin^2 2 \pi \xi_a + 16 \gamma_b \sin^2 3 \pi \xi_b) - \mu \left[\frac{9}{8} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \xi_a) \frac{9}{2} \sin^2 2 \pi \xi_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin 2 \pi \xi_a \sin 3 \pi \xi_a - \mu \left[\frac{108}{25 \pi^2} \alpha + \delta_a (1 - \alpha \xi_a) \frac{9}{2} \sin 2 \pi \xi_a \sin 3 \pi \xi_a \right]$
δ_{a33}	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin \pi \xi_a \sin 3 \pi \xi_a - \mu \delta_a (1 - \alpha \xi_a) \frac{9}{2} \sin \pi \xi_a \sin 3 \pi \xi_a$	$\frac{\pi^2}{4 \beta} (9 + 9 \beta^2) + \frac{\pi^2}{2} (81 \gamma_a \sin^2 3 \pi \xi_a + 81 \gamma_b \sin^2 3 \pi \xi_b) - \mu \left[\frac{9}{8} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \xi_a) \frac{9}{2} \sin^2 3 \pi \xi_a \right]$	$\frac{\pi^2}{2} 81 \gamma_a \sin^2 3 \pi \xi_a + 81 \gamma_b \sin^2 3 \pi \xi_b - \mu \left[\frac{9}{8} (2 - \alpha) + \delta_a (1 - \alpha \xi_a) \frac{9}{2} \sin^2 3 \pi \xi_a \right]$

fügig, so daß wir mit guter Annäherung mit einem mittleren I_m und $\frac{\mathcal{C}_{0m}}{I_m}$ rechnen dürfen:

$$\tau = \frac{Q}{I_m t} \left[\mathcal{C}_{0m} - \frac{1}{2} (b_s^2 - z^2) \right] = \frac{D}{a b t} \left\{ \frac{\mu}{2 \beta} (\psi - 1) \epsilon [\Phi \alpha + \zeta (2 - \alpha \xi)] \right\} \quad (16)$$

wobei sich I_m und \mathcal{C}_{0m} bestimmen aus (s. Abb. 2)



$$\left. \begin{aligned} I_m &= \frac{1}{a} \sum I_i \Delta a_i, \\ \frac{\mathcal{C}_{0m}}{I_m} &= \frac{1}{a} \sum \frac{\mathcal{C}_{0i}}{I_i} \Delta a_i; \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

Abb. 2. Zur Berechnung von I_m und \mathcal{C}_{0m}

es bedeuten also in Gl. (16):

$$\left. \begin{aligned} \Phi &= \frac{2 \mathcal{C}_{0m}}{b^2 t}, \\ \epsilon &= \frac{I_1}{I_m}. \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

Mit den Gl. (15) und (16) ändern sich die Ergebnisse von Fall (a) entsprechend ab. In den Biegeanteilen fallen wegen $\psi \equiv 1$ alle Glieder mit dem Faktor $(\psi - 1)$ weg. Die Schubanteile bleiben dagegen in ihrer Form (a) erhalten; geachtet werden muß dabei nur auf die etwas geänderte Bedeutung von Φ und auf den neu hinzutretenden Faktor ϵ . Die Beulgleichungen für Fall (b) sind in Tabelle 2 angeschrieben.

Fallen Biegeachse und Schwerachse des Stegblechfeldes zusammen ($b_s = \frac{b}{2}$), dann ist $\alpha = 2$, und dafür ergeben sich in den Beulgleichungen (a) und (b) weitgehende Vereinfachungen. Liegt die Biegeachse in Höhe des oberen Stegblechrandes ($b_s = 0$), dann wird $\alpha = \infty$ und nach (5) $\mu = 0$; es verschwinden also alle Produkte der Form μk außer

$$\mu \alpha = \mu_0 = \frac{M_1}{D} \frac{a b^2 t}{I_1},$$

das unabhängig von b_s ist. Als Beulwert erscheint also hier die Größe $\mu \alpha = \mu_0$.

Die max-Momente im Schnitt (1) des Stegblechs sind entweder positiv oder negativ. Der absolut kleinste Beulwert kann aber, unabhängig vom Vorzeichen des äußeren Biegemomentes, entweder einer positiven oder einer negativen Wurzel der Beulgleichung zugehören. Um in vielen Fällen deshalb nicht zu ungünstigen Beulwerten zu erhalten, ist es notwendig, nicht die absolut kleinste Wurzel, sondern, je nach dem Vorzeichen des äußeren Momentes, die kleinste positive oder die kleinste negative Wurzel zu bestimmen. Da in Gl. (9) die Spannungen für ein positives Moment M_1 eingeführt wurden, liefern die Wurzeln unmittelbar die richtigen Vorzeichen für die Beulmomente.

Für die numerische Rechnung empfiehlt es sich, als Beulwert die Größe $\kappa \equiv \frac{1}{\mu}$ einzuführen.

5. Beulen im plastischen Bereich.

Ist μ_k (bzw. κ_k) aus den Gl. (a) oder (b) bestimmt, dann lassen sich nach Gl. (3), (4) oder (15), (16) die Längs- und Schubspannungen σ_k, τ_k unter der Beullast in jedem beliebigen Plattenpunkt angeben. Die zugehörige ideelle Vergleichsspannung nach der Hypothese der konstanten Gestaltänderungsenergie ist

$$\sigma_{vki} = \sqrt{\sigma_k^2 + 3 \tau_k^2}. \quad (19)$$

Liegt σ_{vki} innerhalb des Gültigkeitsbereiches des Hookeschen Gesetzes ($\sigma_{vki} \leq \sigma_p$), dann kann mit Gl. (19) unmittelbar der Sicherheitskoeffizient ν angegeben werden. Er ist, wenn σ_1 die maximale Biegeandspannung, τ die zugehörige Schubspannung, σ_k , τ_k die der Beullast im gleichen Punkt zugehörigen Beulspannungen sind,

$$\nu = \frac{\sqrt{\sigma_k^2 + 3\tau_k^2}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} \quad (20)$$

Liefert σ_{vki} nach Gl. (19) Werte größer als σ_p , dann ist bei Zugrundelegung eines ideal-plastischen Werkstoffes ($\sigma_F = \sigma_p$) der Sicherheitskoeffizient einfach festgelegt durch

$$\nu = \frac{\sigma_F}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} \quad (21)$$

wo nun σ_F die Fließgrenze des Materials bedeutet. ν bezeichnet danach die Sicherheit gegen örtliche Plastizierung des Werkstoffes.

Soll der Einfluß der „abschrägenden Geraden“ des Knickspannungsdiagramms auf die Beulsicherheit berücksichtigt werden, dann wird wie üblich σ_{vki} entsprechend dem „Vergleichsschlankeitsgrad“

$$\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{vki}}} \approx \frac{4550}{\sqrt{\sigma_{vki}}}$$

auf σ_{vk} abgemindert und ν bestimmt aus

$$\nu = \frac{\sigma_{vk}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} \quad (22)$$

Die Abminderung kann auch unmittelbar nach DIN 4114, C, Tabelle 7, erfolgen.

Die Stahlschalung für die Limbergssperre des Tauernkraftwerkes Kaprun. Probleme der Anwendung.

Von Dipl.-Ing. Friedrich Meschan, in Arbeitsgemeinschaft Kraftwerk Kaprun.

Inhalt: Unter Voraussetzung der Kenntnis von Arbeitsvorgang und Zusammensetzung der Stahlschalung im allgemeinen wird berichtet, wie eine Schalung dieser Art am Fuße der Gewölbemauer anzusetzen ist, damit ihre durch das Aufsetzen zwangsläufig vorgeschriebene Gleitbahn als Tangente möglichst bald in den Blockmittelschnitt übergeht. Es ist dies die Ermittlung der „Ankerspurlinien“, welche zweckmäßig empirisch an Modellen der Sperrenblöcke festgestellt werden. Ferner wird gezeigt, wie die Stahlschalung auch an einer, stärker gekrümmten Mauer, z. B. an einer Kuppelmauer, verwendet werden kann.

Die Limbergssperre ist eine leicht doppelt gekrümmte, unsymmetrische Bogengewichtsmauer allgemeiner Form. Ihre größte Höhe beträgt fast 120 m, die Kronenlänge etwas über 350 m. Der Kronenbogen hat einen mittleren Radius von 187,80 m und einen halben Öffnungswinkel von 44,5°. Der Talquerschnitt gestattete keine symmetrische Ausbildung und die Form der Mauer wurde einzig den zulässigen Pressungen in Beton und Fels angepaßt, wobei auf eine günstige Verschneidung mit den Talflanken Bedacht genommen wurde. Die waagrecht Bogenlamellen sind im Mittelfeld konzentrische Kreisinge, denen schließen sich die Korbbogenansätze an, welche in anschließende Tangenten auslaufen, die die Mauer symmetrisch zur Bogenachse verbreitern.

Der kleinste mittlere Krümmungsradius beträgt an der Sohle 66,6 m, während die luftseitigen Korbogenausrundungen bis auf 30 m Krümmungsradius heruntergehen. Alle Mauerkonturen wurden analytisch erfaßt, in Plänen festgehalten und für die Absteckung koordinatenmäßig gegeben. Die Aufgabe für die bauausführenden Ingenieure bestand jetzt darin, die auf dem Papier angestrebte Form in die Wirklichkeit umzusetzen und eine flüssige und dem Auge wohlgefällige Oberfläche der Mauer durch Einhaltung der theoretisch vorgegebenen Konturlinien zu schaffen.

Wie bereits beschrieben, ist sowohl die Luft- als auch die Wasserseite eine doppelt gekrümmte Fläche, welche an den Randdrüchten Krümmungsunstetigkeiten durch Korbbögen und Tangentenanschlüsse enthält. Daher sind die beiden Oberflächen nicht abwickelbar.

Auch die Luft- oder Wasserseite eines einzelnen Blockes (die Limbergssperre wurde in einzelne Blöcke mit dazwischen liegenden Kühlspalten unterteilt) enthält diese Unstetigkeiten, welche sich dem Auge als Verwindung darbieten und sind keine abwickelbaren Flächen. Es ist daher nicht möglich, auf dem ebenen Reißbrett diejenige Anfangsstellung der Schalung herauszufinden, welche notwendig ist, damit die Bahn der Schalung innerhalb des Blockes verläuft und es nicht zum Hinausfahren der Schalung aus dem Blockbereich kommt oder sich übermäßig große Zwickel an den Blockkanten bilden.

In den von der Bauherrschaft ausgearbeiteten Plänen für die einzelnen Sperrenblöcke war der Blockgrundriß mit der ξ -Fläche, den linken und rechten Kühlspalten-

begrenzungen und mit der Blockachse, sowie die Ostseite, die Westseite und der Blockmittelschnitt in der Ansicht mit allen Konturmassen von 5 zu 5 m, bezogen auf die ξ -Fläche, angegeben. Die ξ -Fläche ist eine gedachte Zylinderfläche, welche durch das Gleiten einer lotrechten Erzeugenden längs der Sperrenkronen an der Wasserseite entsteht.

Die Begrenzungslinie der Ostseite, der Westseite und des Mittelschnittes wurden auf harte Pappe aufgetragen

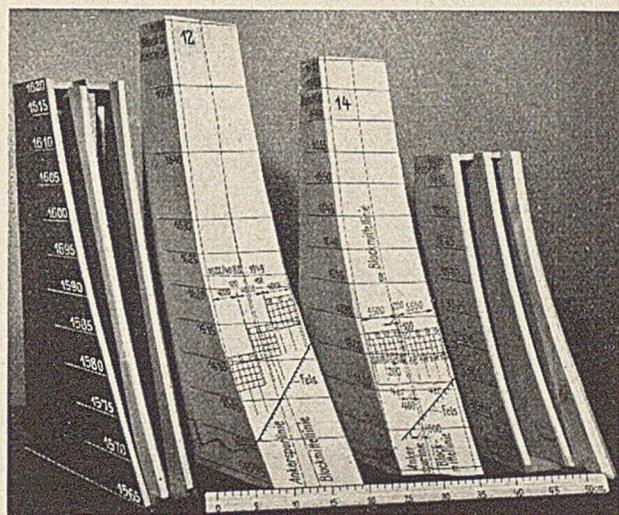


Abb. 1. Sperrenblockmodelle im Maßstab 1 : 100.

und diese drei Profile entsprechend auf dem Grundriß des Blockes aufgestellt, dadurch entstand ein einfaches Blockmodell mit 2 Begrenzungen und einer Mittelkante. Diese 3 Kanten wurden mit Zeichenpapier überspannt, am besten mit ziemlich schmalen horizontalen Streifen, dadurch traten in der Oberfläche keine Faltungen auf, und es kam die Form der Luftseite mit ihrer Verwindung (nur auf dieser Seite war die Untersuchung bei der Limbergssperre nötig) sehr schön zum Vorschein.

Die Modelle wurden im Maßstab 1:100 angefertigt und dann auf der Luftseite die Höhenschichtenlinien eingetragen sowie die Linie des Blockmittelschnittes eingezeichnet (Abb. 1).

Der Weg der Stahlschalung auf der Blockoberfläche ist durch das erstmalige Ansetzen der Schalung am untersten Teil des Blockes bereits zwangsläufig festgelegt, da Mittelanker, Vorlaufanker und Leitschienenanker durch den Senkrechtträger in eine gerade Linie gezwungen werden, welche die Richtung der Gleitbahn bestimmt. Diese Gleitbahn (die gedachte Spur der Anker, daher Ankerspurlinie genannt), soll im oberen Teil des Blockes in die Blockmittellinie tangentiell einmünden, weil damit die Gewähr gegeben ist, daß die Schalung nicht aus dem Block herausfährt und die Zwickel auf beiden Seiten nicht allzu groß werden.

Um diese Ankerspurlinie am Modell festzustellen und damit die günstigste Ausgangsstellung der Stahlschalung zu fixieren, preßt man eine elastische Reißschiene an die Oberfläche des Modells gut an. Die Reißschiene verformt sich, sowohl nach der Krümmung als auch nach der Verwindung der Mauer und stellt damit die Gleitbahn einer Schalungseinheit dar. Wenn man die Reißschiene so anpreßt, daß die eine Schienenkante im oberen Teil des Blockes sich mit der Blockmittellinie deckt, so wird diese Kante im unteren Teil des Blockes aus der Mittellinie abweichen. Man kann diese Kante am Modell

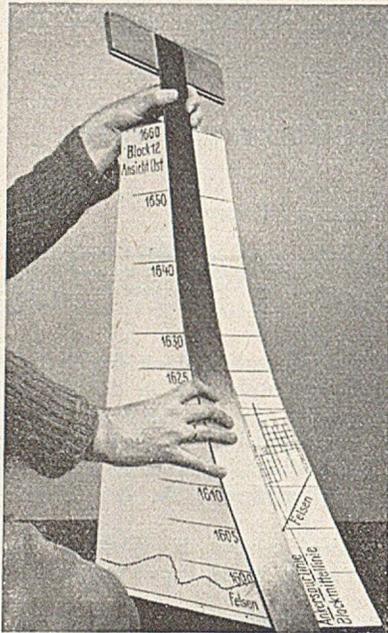


Abb. 2.
Ermittlung der Ankerspurlinie am Modell.

nachzeichnen und hat damit die gewünschte Ankerspurlinie gefunden. Die Abweichung der Ankerspurlinie vom Blockmittelschnitt kann direkt am Modell abgemessen werden (Abb. 2).

Die Papieroberfläche wird nun vom Modell abgenommen und „unmathematisch“ abgewickelt, d. h. sie

wird seitlich etwas mit der Schere aufgeschnitten und auf eine ebene Unterlage, also auf das Reißbrett aufgepreßt. Die Ankerspurlinie erscheint dann meist als eine gerade Linie, während die Blockmittellinie und die Blockbegrenzungen krumme Linien bilden.

Die auf dem Modell parallelen Höhenschichtenlinien sind natürlich auf der abgewickelten Fläche nicht mehr parallel. Unverändert ist aber der Abstand der Ankerspurlinie von der Blockmittellinie geblieben, da bei dem geringen Betrage dieses Abstandes (600 mm in der Natur = 6 mm auf der Zeichnung) eine allfällige Dehnung des Papiers, das die Blockoberfläche darstellt, nicht zur Geltung kommt.

Die nächste Aufgabe ist die Austeilung der Schalungstafeln. Dabei ist folgendes zu beachten: Die Schalungseinheit, welche eine Mindestbreite von 3500 mm und eine maximale Breite von 7500 mm haben kann, ist in ihrer Breite keiner Krümmung fähig und kann daher die Form der Mauer nur polygonal annähern. Je größer die Anzahl der Ecken des Polygons ist, oder je kleiner der Abstand a der durch die Schalung gebildeten Sehne gegen den Bogen ist, desto gleichmäßiger und wohlgerundeter wird die Betonoberfläche dem Beschauer erscheinen.

Bei der Limbergssperre wurde als der größte zulässige Stich $a = 6$ cm von der Bauherrschafft vorgeschrieben, und das Ergebnis zeigt, daß die entstandenen Winkel α an der Maueroberfläche infolge ihrer Stumpfheit dem menschlichen Auge nicht mehr sichtbar sind und die Mauer eine sehr flüssige, wohlgerundete Form ohne jede Ecken oder Kanten zeigt. Die Größe der Sperrmauer hätte vielleicht sogar noch ein etwas größeres Stichmaß, vielleicht 8 cm, zugelassen, ohne am Erscheinungsbild ihrer Oberfläche Schaden zu leiden (Abb. 2 a).

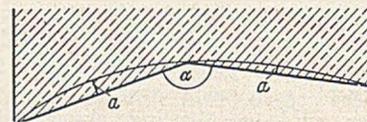


Abb. 2a.

Die nachstehende Tabelle zeigt für eine projektierte Mauer, in welcher Art die Schalungsbreite festgestellt wird, wobei der zulässige Stich ebenfalls mit 6 cm angenommen wurde.

Unterhalb des starken Striches in der Tabelle sind jene Stiche, die unter dem zulässigen Stichmaß von 6 cm liegen.

T a b e l l e 1. Berechnung der Stiche (cm) für horizontale Krümmungen.

See- höhe m	Radius m	Luftseite										See- höhe m	Radius m	Wasserseite									
		3er Einheit					4er Einheit							3er Einheit					4er Einheit				
		Breite der Schalung in Meter												Breite der Schalung in Meter									
		3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00			3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00
1930	15,0	12,0	11,7	13,3	15,0	16,9	20,8	23,0	25,0	27,0	30,0	1930	46,0	3,3	3,8	4,5	5,0	5,5	6,8	7,5	8,3	9,0	9,8
1940	25,0	6,1	7,1	8,0	9,0	10,1	12,5	13,7	15,0	16,5	18,0	1940	57,0	2,7	3,0	3,5	4,0	4,4	5,5	6,0	6,6	7,2	7,9
1950	37,0	4,1	4,7	5,4	6,1	6,8	8,5	9,3	10,2	11,2	12,2	1950	71,5	2,1	2,5	2,8	3,1	3,5	4,4	4,8	5,3	5,8	6,3
1960	52,0	2,9	3,4	3,9	4,3	4,9	6,0	6,6	7,3	8,0	8,6	1960	90,0		2,0	2,2	2,5	2,8	3,5	3,8	4,2	4,6	5,0
1970	72,0	2,1	2,5	2,8	3,1	3,5	4,4	4,8	5,2	5,7	6,2	1970	110,0			1,8	2,2	2,3	2,9	3,1	3,4	3,7	4,1
1980	93,0	1,6	1,9	2,1	2,4	2,7	3,3	3,6	4,0	4,4	4,8	1980	128,0				1,7	2,0	2,4	2,7	2,9	3,2	3,5
1990	110,5		1,6	1,8	2,0	2,3	2,8	3,1	3,4	3,7	4,0	1990	145,0					1,7	2,1	2,4	2,6	2,8	3,1
2000	125,0			1,6	1,8	2,0	2,5	2,7	3,0	3,3	3,6	2000	159,0						1,9	2,2	2,4	2,6	2,8
2010	135,7				1,7	1,8	2,3	2,5	2,8	3,2	3,3	2010	167,0							2,0	2,3	2,5	2,7
2020	142,5					1,7	2,2	2,4	2,6	2,9	3,2	2020	170,0								2,2	2,4	2,6
2027	142,5						2,2	2,4	2,6	2,9	3,2	2027	170,0								2,2	2,4	2,6

Annahme des zulässigen Stiches = 6 cm.

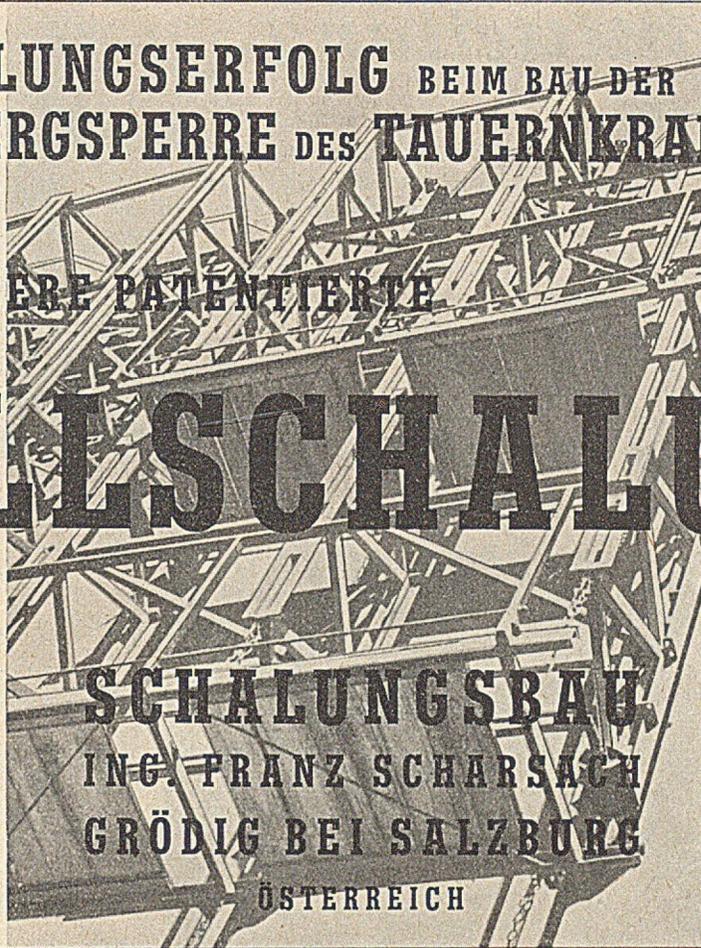
Im Vertikalschnitt 15 ist die luftseitige Krümmung angenähert $R = 41$ m, Schalungshöhe = 4 m, Stich bei $r = 41$ m. $S = 4,9$ cm < 6 cm

DER **SCHALUNGSERFOLG** BEIM BAU DER
LIMBERGSPERRE DES **TAUERNKRAFTWERKES**

DURCH UNSERE PATENTIERTE

ROLLSCHALUNG

SCHALUNGSBAU
ING. FRANZ SCHARSACH
GRÖDIG BEI SALZBURG
ÖSTERREICH



BERGHAUSEN

WOLFF KRANE
HEILBRONN/NECKAR

ÜBER 50 **STÖHR** JAHRE
TRANSPORTANLAGEN ALLER ART

FÜR ALLE INDUSTRIEZWEIGE
UND JEDES FÖRDERGUT

TRANSPORTANLAGEN

müssen zuverlässig arbeiten, denn die
reibunglose Produktion hängt davon ab

**WIRTSCHAFTLICHKEIT
DAUERHAFTIGKEIT
BETRIEBS-SICHERHEIT**

garantieren Ihnen Förderanlagen
von

WILHELM STÖHR OFFENBACH-M
SPEZIALFABRIK FÜR TRANSPORTANLAGEN UND AUFGÜGE

Brennlinger Landstraße 115 • Telefon: Sa.-Nr. 8 2141

MENCK - Mitteilung

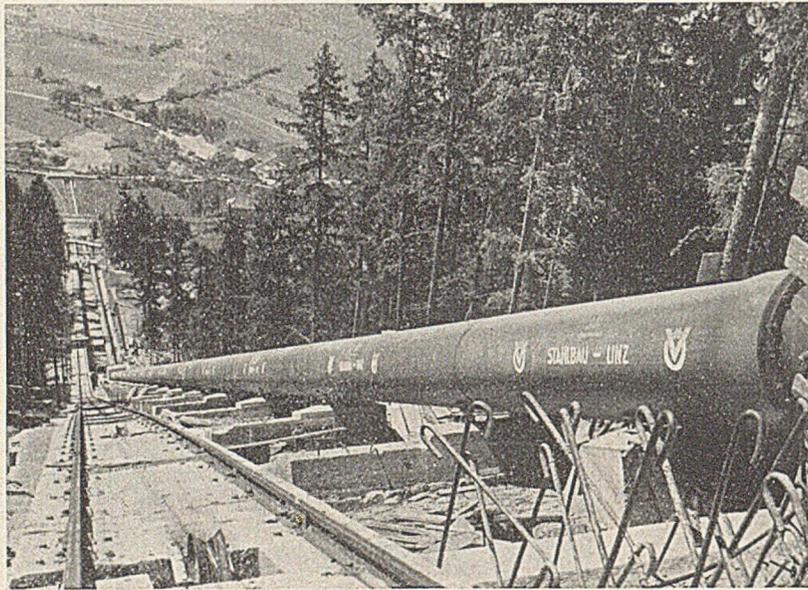
Hamburg-Altona, November 1952.

Die Hochlöffel der Menck-Bagger werden laufend auf besondere Anforderungen und Erfahrungen abgestimmt. Einer ihrer Vorzüge ist von jeher die gebremste Löffelklappe. Sie gewährleistet, daß der Löffel beliebig langsam oder auch nur teilweise entleert werden kann.

Vom $\frac{3}{4}$ cbm Löffel bis zu den großen $4\frac{1}{2}$ cbm Löffeln bewährt sich die gebremste Menck-Löffelklappe täglich. Auch der nebenstehende $1\frac{1}{2}$ cbm Löffelbagger kann durch diese Konstruktion sein schweres Baggergut so entladen, daß die Transportfahrzeuge geschont werden.

Ein Bagger von vielen der

MENCK & HAMBROCK GMBH



VOEST-STAHLBAU ROHRLEITUNGSBAU

Druckrohrleitungen für Wasserkraftanlagen · Formstücke · Krümmer und Verteilerstücke · Rohrleitungen aus Normal- und Spezialblechen für Hüttenbetriebe · Wasserwerke
Ferngasleitungen

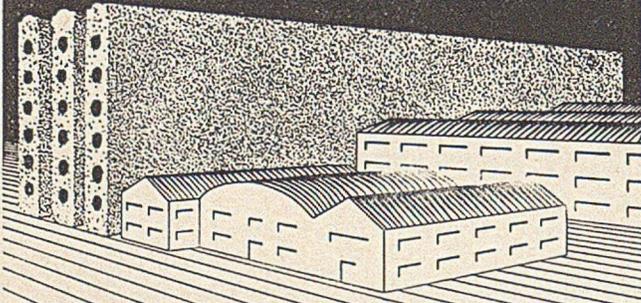
VEREINIGTE ÖSTERR. EISEN- UND STAHLWERKE, LINZ-DONAU

Generaldirektion: Linz-Donau, Muldenstraße 5 — Fernruf: 29111 — Ortsruf: 29121 — Telegramm-Adr.: „VOEST Linz“ — Fernschreiber: 0219

Geschäftsstelle Wien: Wien I, Rathausplatz 4/1 — Telephon: A 22 585 Serie — Telegramm-Adresse: „VOEST Wien“ — Fernschreiber: 01833

Alleinvertretung für Deutschland: Danubia Montan Eisenhandel G. m. b. H., 22 a) Duisburg, Postfach 431

DACHPLATTEN AUS NATURBIMS



HEIMBACHWERKE GEGR. 1898
BIMSBAUSTOFF-GESELLSCHAFT M. B. H. NEUWIED

ARISTO



TECHNICA

für den
erfolgsgewohnten Ingenieur

DENNERT & PAPE · HAMBURG-ALTONA

Ein Beispiel möge erläutern:

In der Schichtenlinie 1960 m beträgt der Krümmungsradius an der Luftseite 52 m, die größte verwendbare Schalungseinheit darf eine Breite von 5,00 m haben und ergibt einen noch zulässigen Stich von 6,0 cm. Es kann bereits eine Vierereinheit mit 4 Senkrechtträgern verwendet werden.

Die Breite der einzelnen Schalungseinheiten läßt sich von 3,50 bis 7,50 m in Abständen von 25 cm erweitern. Bis 4,50 m Breite müssen 3 Senkrechtträger verwendet werden, bis 6 m 4 Senkrechtträger und über 6 bis 7,50 m sind 5 Senkrechtträger zu verwenden. Eine größere

Wie aus Abb.3 zu ersehen ist, sind die Schalungseinheiten nicht mehr horizontal, sondern sind schief am Block gestaffelt und liegen natürlich nicht in einer Ebene, wie das auf der Zeichnung fälschlich zum Ausdruck kommt. Die richtige Lage der Schalung an den stark verwundenen Flächen zeigt sehr gut Abb.4.

Je höher die Schalung am Block steigt, desto flacher wird der Krümmungsradius der Blockoberfläche, der Stich a wird immer geringer und man kann die Breite der Schalungseinheiten erhöhen. So wurden z.B. die stark

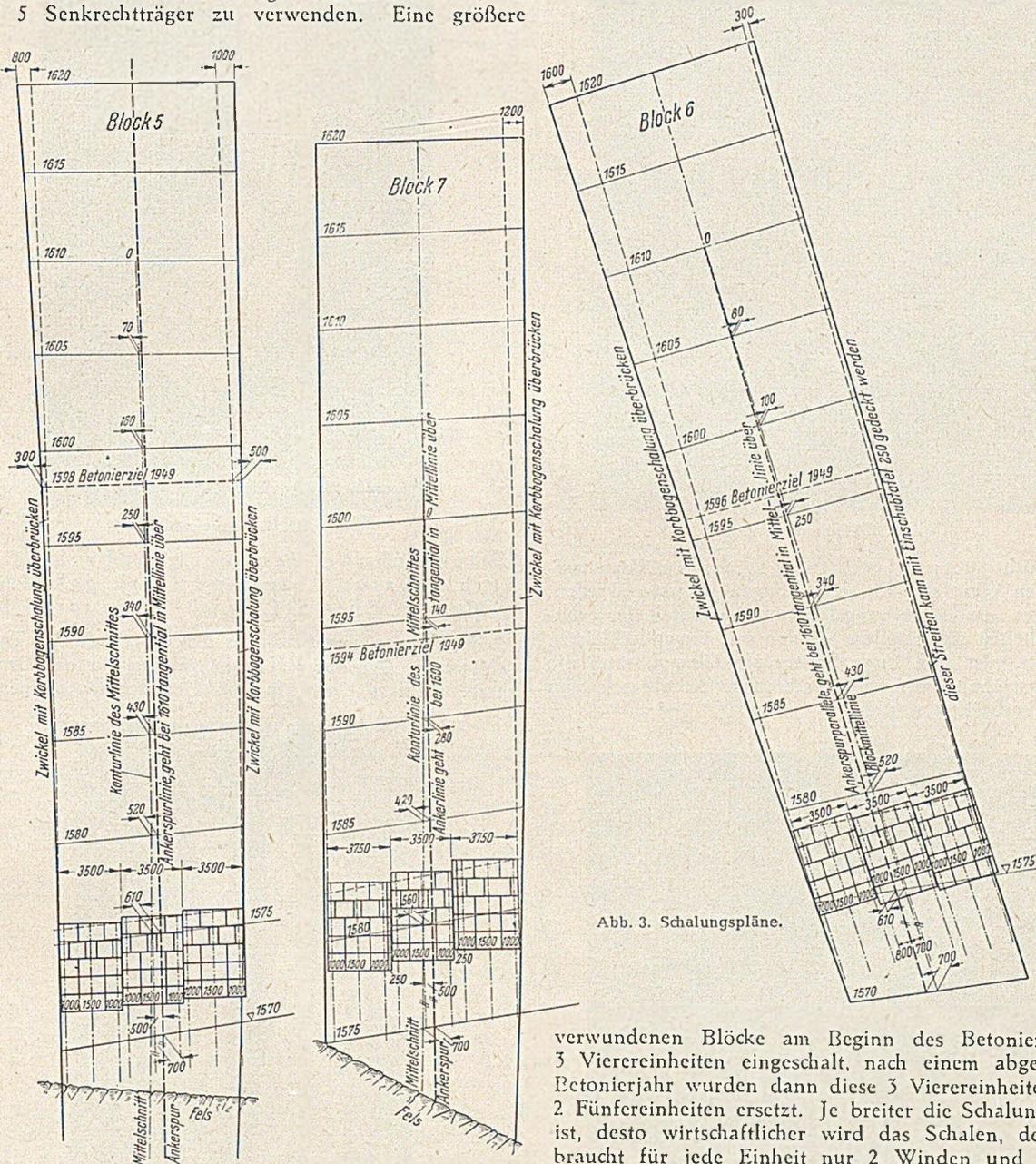


Abb. 3. Schalungspläne.

Breite der Einheiten ist dann nicht mehr zu empfehlen, da dieselben für die Winden zu schwer werden.

Hat man nun an Hand der Krümmungsberechnung festgestellt, wieviel Einheiten auf der Blockseite verwendet werden müssen, werden dieselben auf der abgewinkelten Luftseite aufgetragen, die Senkrechtträger parallel der Ankerspurlinie und die Tafelfugen normal zum Senkrechtträger. Parallel zur Ankerspurlinie ist dann die rechte und linke Begrenzung der Schalungsbahn, von dort bis zum Blockrand sind dann die noch zu überbrückenden Zwickel, welche mit der sogenannten Korbboogenschalung oder Zwickelschalung überdeckt werden.

verwundenen Blöcke am Beginn des Betonierens mit 3 Vierereinheiten eingeschalt, nach einem abgelaufenen Betonierjahr wurden dann diese 3 Vierereinheiten durch 2 Fünfeinheiten ersetzt. Je breiter die Schalungseinheit ist, desto wirtschaftlicher wird das Schalen, denn braucht für jede Einheit nur 2 Winden und für jede Winde 2 Mann zur Bedienung, wobei die Schalungszeit (das Hochwinden) unabhängig von der Breite der Schalung ist. Es sind daher bei der Planung immer möglichst breite Schalungseinheiten anzustreben, die Grenze der Breite ist allerdings durch das zulässige Maß des Stiches a gegeben. Je höher die Schalung am Block steigt, desto mehr nähern sich die Schalungseinheiten der horizontalen Lage, bis sie in der Nähe der Sperrmauer ein fast horizontales, lückenloses stählernes Band um die Sperrmauer bilden (Abb. 5).

Die Schalungspläne bzw. die Modelle wurden im Maßstab 1 : 100 angefertigt, ein Zeichen — oder Meßfehler von 1 mm geht daher in die Natur mit 100 mm =

10 cm ein. Solche Fehler können mit der Schalung ausgeglichen werden, da dieselbe Stellschrauben besitzt, die eine seitliche Verschiebung der Schalung am Senkrechtträger um rd. 15 cm gestatten. Die Schalungseinheiten

einheit mitgeschleppt wird, daher heißt dieser Senkrechtträger dann Schleppträger. Der Schleppträger kann nur an Einheiten angeschlossen werden, deren äußerster Senkrechtträger 250 mm vom Rand entfernt ist, sogenannte verkürzte Einheiten.

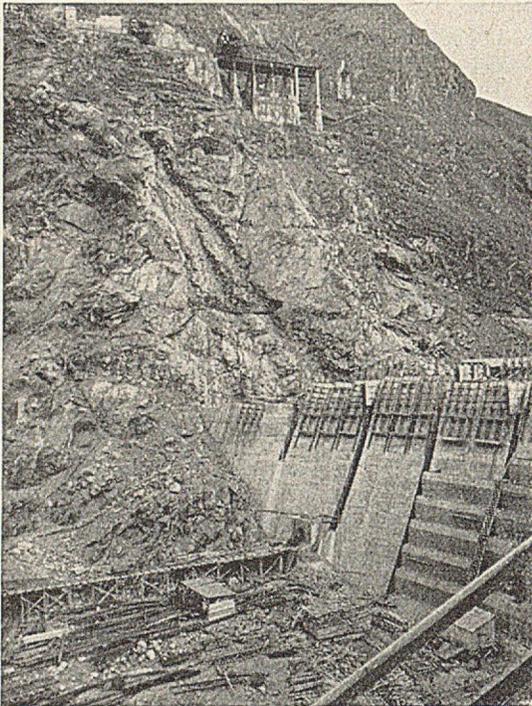


Abb. 4. Limbergsperrre.

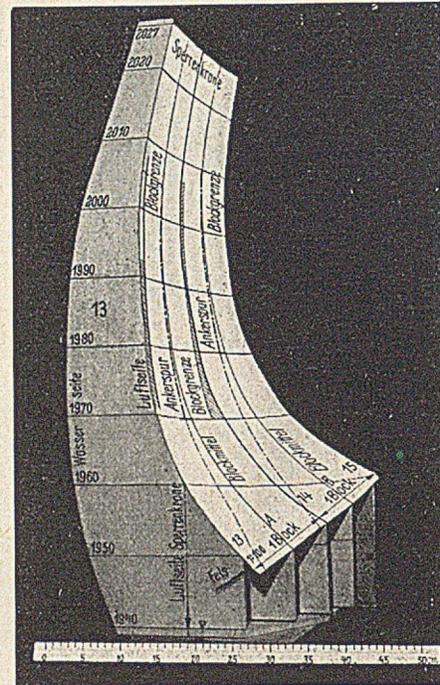


Abb. 6. Blockmodell.

dürfen nicht streng nebeneinander sitzen, es müssen zwischen den einzelnen Einheiten Fugen gelassen werden. Die Fugen, die ein reibungsloses Vorbeigleiten der Schalungseinheiten sicherstellen, werden mit Fugendekkleisten überdeckt. Ist eine Fuge breiter als 250 mm, muß die Schalungseinheit mit einer schmalen Schalttafel von 250 mm verbreitert werden.

Untersuchung der Verwendbarkeit der Stahlschalung für eine stark gekrümmte Mauer, Entwurf Gewölbemauer G 10.

Im Rahmen des Ausbaues der Oberstufe des Tauernkraftwerkes Glockner—Kaprun wurden für die Drossensperre mehrere Entwürfe von Gewölbemauern gemacht,

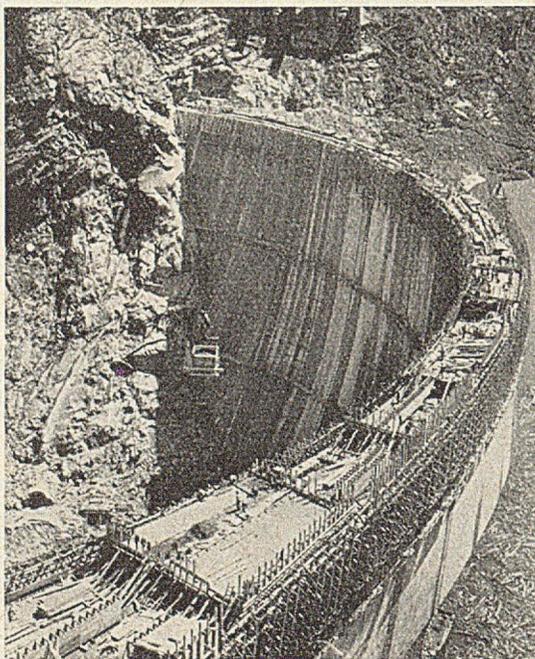


Abb. 5. Limbergsperrre.

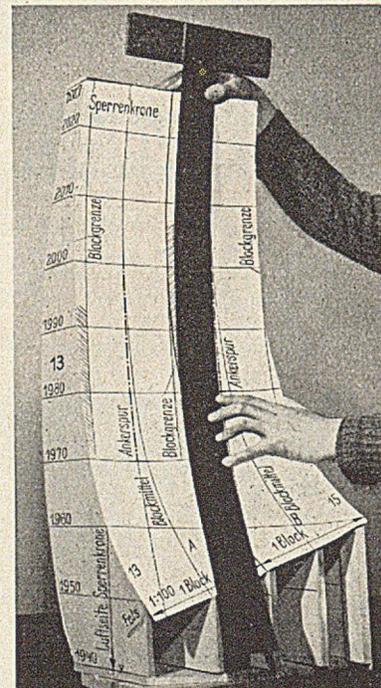


Abb. 7. Ermittlung der Ankerspurlinie am Modell.

Wird der auf der Zeichnung schraffierte Zwickel größer als 750 mm, so wird er durch eine kleine Schalungseinheit überdeckt, die aber kein eigenes Windwerk besitzt, sondern deren Senkrechtträger von der Nachbar-

von welchen der Entwurf G 10 die am stärksten gekrümmte Mauer darstellt. Für diese Mauerform wurde die Brauchbarkeit der Stahlschalung ebenfalls in vorbeschriebener Weise untersucht.

Auf Grund der vorliegenden Entwurfspläne wurden für die Blöcke, welche an der Oberfläche die stärksten Verwindungen aufwiesen, ein Modell im Maßstab 1:100 in der vorhin beschriebenen Weise angefertigt und die Luft- und Wasserseite durch Überleben mit horizontalen Papierstreifen möglichst naturgetreu nachgeahmt. An diesem Modell ist zu erkennen, daß auch die Schalung an der Wasserseite derselben Untersuchung über ihre Gleitbahn bedarf wie die Schalung an der Luftseite, da hier auch die Wasserseite entsprechend stark gekrümmt und verwunden ist (Abb. 6).

Bestimmt man an diesem Modell die Ankerspurlinie nach der Forderung, daß nach erstmaligem Ansetzen der Schalung die Gleitbahn in den oberen Höhen tangentiell in den Blockmittelschnitt mündet, so ergibt sich in

Shalungsbahn auf der Oberfläche des ihr zugewiesenen Blockes verbleibt, muß der Schalungsvorgang in 2 Phasen unterteilt werden. Es wird für jeden Abschnitt eine gesonderte Ankerspurlinie ermittelt und an der Abschnittsgrenze muß die Schalung umgesetzt werden, d.h., das Weiterbetonieren nach dieser Grenze hat mit einer Neuausrichtung der Schalung zu beginnen. Es wird hiermit die Gleitbahn der Schalung in zwei Teile geteilt, wobei zwischen den beiden Teilen kein stetiger Übergang herrscht, sondern die zweite Gleitbahn muß unabhängig von der ersten neu geschaffen werden, durch neues Einrichten der Schalung und neues Versetzen der Anker. Das Umhängen der Schalung in eine neue Gleitbahn wird zweckmäßig dort vorgenommen, wo die untere Schalung beginnt, den Block zu verlassen. Aus Abb. 8

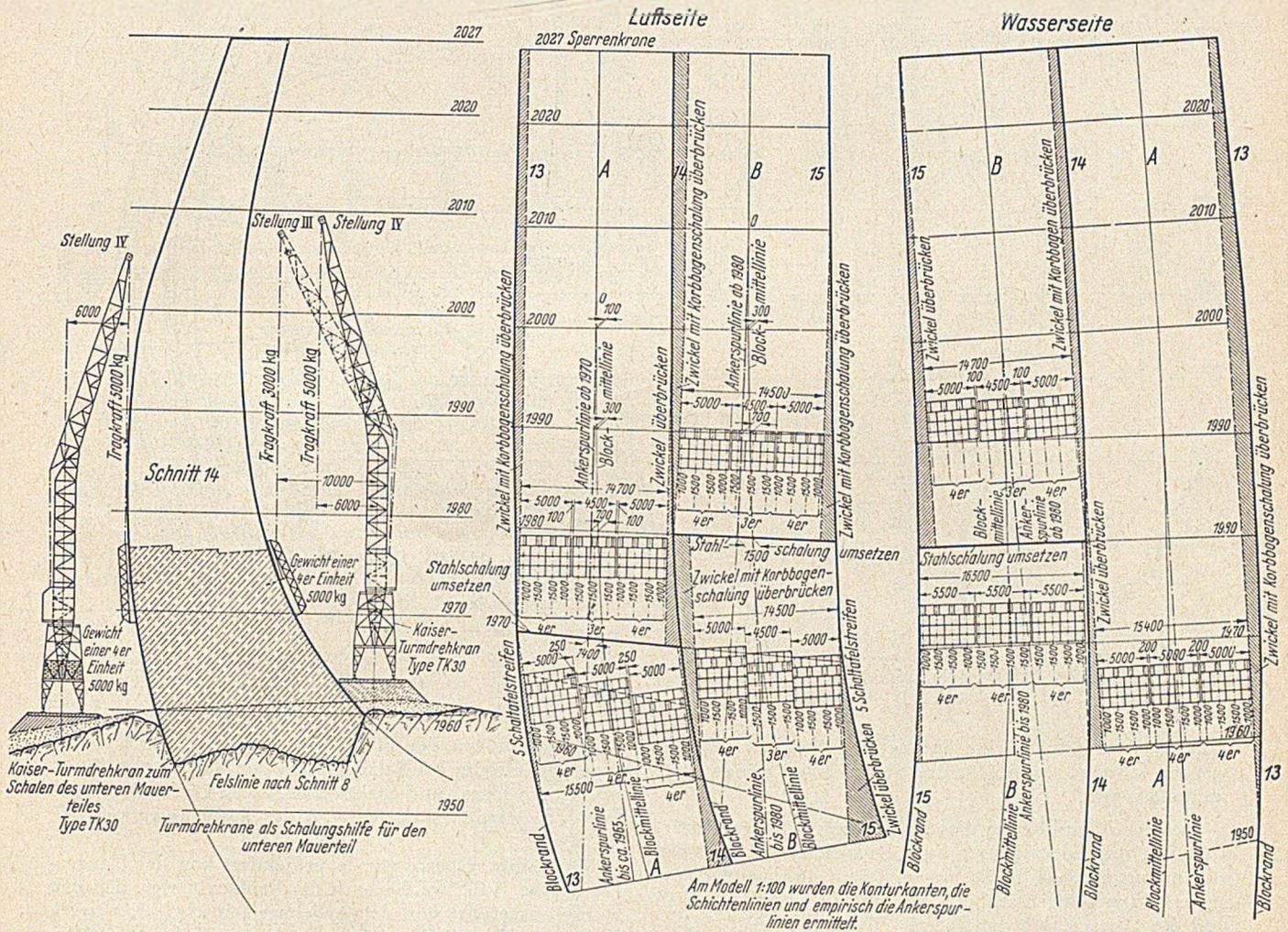


Abb. 8.

den tiefer gelegenen Teilen des Blockes die Tatsache, daß die Ankerspurlinie sehr weit von der Blockmittellinie abweicht usw. soweit, daß die Schalung teilweise am Nachbarblock angesetzt werden müßte, um in der Nähe der Sperrenkrone den Bezugsblock zu erreichen (Abb. 7). Das gilt sowohl für die Luftseite, als auch für einen Block der Wasserseite.

Obwohl diese Sperre ohne Kühlspalten nur mit Berührungsfugen zwischen den Blöcken betoniert wird, werden doch die einzelnen Blöcke verschiedene Höhen haben, zumindest unterscheiden sie sich durch eine Betonierzonenhöhe voneinander, und es wäre für die Bauausführung sehr unzumutbar, die Schalung in der oben festgestellten Weise über mehrere Blöcke wechseln zu lassen, da dann ein Einhalten der vorgeschriebenen Betonierzonen nicht mehr möglich wäre. Damit daher die

ist zu ersehen, daß an der Luftseite vom Block A und B die Schalung in der Höhe 1970 bzw. 1980 einmal umgesetzt werden muß, an der Wasserseite bei Block B in der Höhe von 1980. Bei Block A wird an der Wasserseite kein Umsetzen der Schalung nötig. Durch dieses Verfahren des Umsetzens bleibt die Schalung immer an der Oberfläche eines einzigen Blockes, der dadurch in seiner Betonierhöhe und in seinem Baufortschritt von allen Nachbarblöcken unabhängig wird.

Im untersten Teil der Mauer werden die Schalungseinheiten sehr geneigt gegen die Horizontale nach beiden Richtungen hängen, schieb in der Schalungsebene und schieb in der Hauptträgerebene. Sie werden wahrscheinlich infolge der auftretenden großen Reibungskräfte durch die schiefe Lagerung mit den Windwerken nicht mehr

bewegt werden können. Dort muß eine Schalungshilfe angeordnet werden, z. B. ein Turmdrehkran (Abb. 8).

An der stark gekrümmten Mauer war auch die Eignung des Hauptträgers zu untersuchen. Während auf der Wasserseite keine Schwierigkeiten infolge der Krümmung der Mauer auftreten, kann es auf der Luftseite vorkommen, daß der Hauptträger mit dem unteren Stützfuß an der fertigtbetonierten Mauer zwingt. Für diesen Fall sind an den stark gekrümmten Flächen der Luftseite Hauptträger zu verwenden, welche durch ein Gelenk im

Das oben beschriebene Verfahren der Ermittlung der Anfangsstellung der Schalungseinheiten aus der Ankerspurlinie und damit die vorherige Festlegung der ganzen Schalungsbahn über 4 Betonierjahre am einfachen Modell mag manchem theoretisch streng denkenden Ingenieur sehr primitiv erscheinen. Das Verfahren hat sich aber auf der Baustelle als einfach, zweckmäßig und genügend genau erwiesen und die Luft- und die Wasserseite der Limbergsperr mögen Zeugnis von seiner Verwendbarkeit ablegen. Die Herstellung der Stahlschalung erfolgte nach

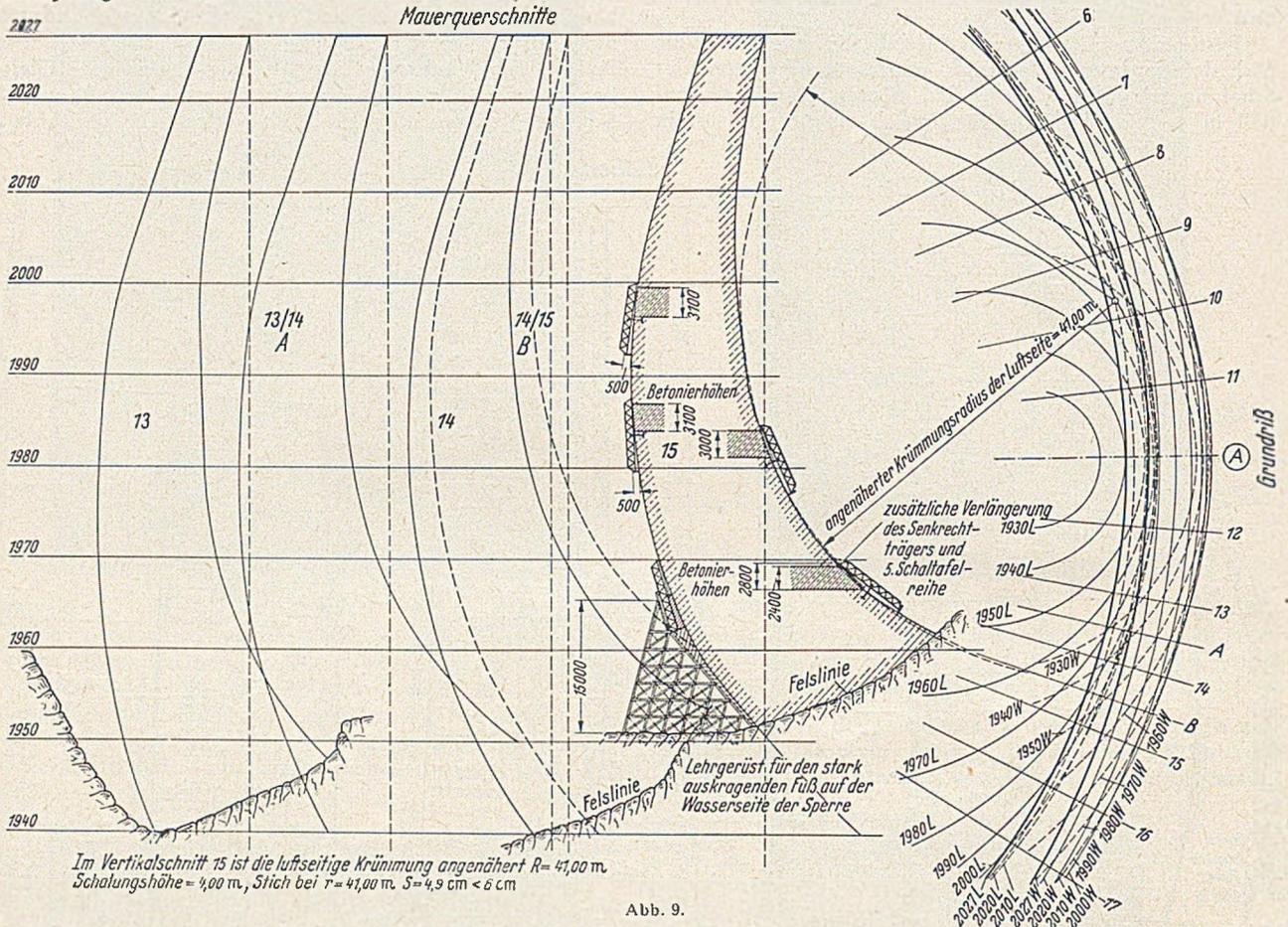


Abb. 9.

Untergurt und durch eine Spindel im Obergurt geknickt werden können, so daß für den Stützfuß der nötige Platz geschaffen wird.

Bei der Ausarbeitung dieser Schalungspläne war natürlich auch auf den zulässigen Stützfuß zu achten. Die sich daraus ergebenden Schalungsbreiten sind aus der vorstehend angeführten Tabelle zu ersehen. Der Grundriß und die Querschnitte der Sperre G 10 sind in Abb. 9 dargestellt. Mit den vorstehenden Untersuchungen am Modell wurde die Erkenntnis gewonnen, daß die bei der Limbergsperr verwendete Stahlschalung auch für eine stark gekrümmte Gewölbemauer brauchbar ist.

den Zeichnungen der Firma Ing. Franz Scharsach, Schalungsbau Grödig bei Salzburg, bei der Vereinigten Österreichischen Eisen- und Stahlwerke A.G. in Linz a. d. Donau. Die Hebewinden stammen von der Südbahnwerke A.G. in Wien.

Die Limbergsperr wurde projektiert von der Tauernkraftwerke A.G., welche auch die Bauherrin war, der Bau wurde ausgeführt von der Arbeitsgemeinschaft Kraftwerk Kaprun, welche lebenswürdigerweise die Bilder zur Verfügung stellte.

Literatur.

Festschrift der Tauernkraftwerke A.G. 1951.
Alpen-Journal, Sonderheft Kaprun 1951.

Kurze Technische Berichte.

Die Kafr el Zayat-Brücke.

Die Brücke führt die zweigleisige Eisenbahnstrecke von Kairo nach Alexandria etwa in der Mitte zwischen beiden Städten über den 500 m breiten Rosetta-Seitenarm des Nildeltas, dessen Spiegel von +0,5 bis +8,5 m schwankt.

Die vorhandene, 1875 erbaute Brücke hat 13 Überbauten von je 39 m Stützweite mit einer Drehbrücke am Ostende für die Schifffahrt. Die Pfeiler aus schweißeisernen und gußeisernen, bis zur Kote — 18,0 m heruntergeführten Rohren wiesen schwere Rostschäden auf, und die Über-

bauten waren für den modernen Eisenbahnverkehr zu schwach, so daß die Züge nur mit 8 km/Std.-Geschwindigkeit über die Brücke fahren durften.

Die ägyptische Eisenbahnverwaltung schrieb die neue Brücke 1946 aus. Vorgesehen wurden 7 Öffnungen von je 70 m, wovon die Öffnungen 1—5 und 7 einfache Balken waren und Öffnung 6 eine doppelarmige Drehbrücke von 2×35 m für die Schifffahrt.

Die zweigleisigen Überbauten haben genietete Hauptträger von 7 m Systemhöhe und 9 m Abstand (Abb. 1) aus Dreieckfachwerk mit 2 Gehwegen auf Konsolen. Die Quer-

träger liegen in 7 m Abstand dicht unter den Schienen, die auf Holzquerschwellen liegen, die in 60 cm Abstand unmittelbar auf den Längsträgern gelagert sind. Schwellen und Gehwege sind mit Bohlen abgedeckt. Ein besonderer Entgleisungsschutz ist nicht vorhanden.

sind auf Senkkästen gegründet, die unter Druckluft bis auf -25 m abgesenkt wurden. Die Parallelfügel der Widerlager stehen auf 10 m langen Stahlbetonpfählen. Die Luftdruckgründung wurde von der Eisenbahnverwaltung gewählt, weil sie zwar teurer war, aber als zuverlässiger

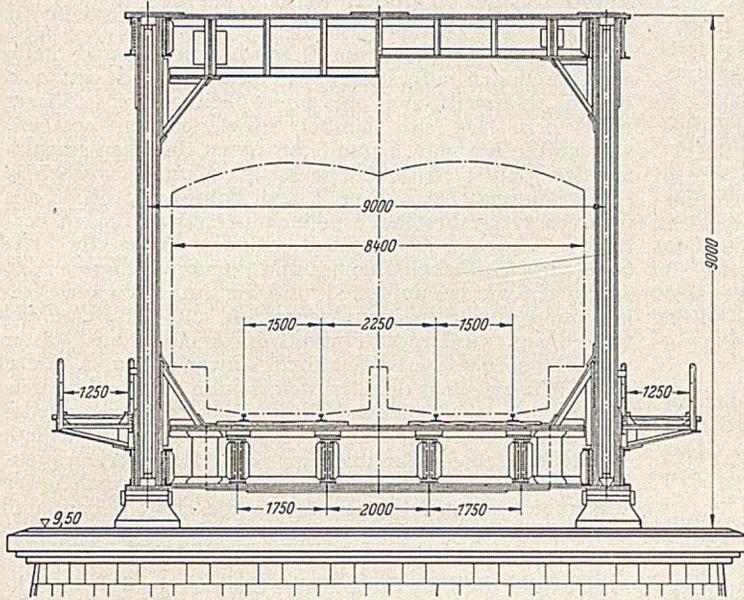


Abb. 1. Querschnitt.

Die Drehbrücke bewegt sich auf einem Kranz aus kegelförmigen Rollen von 36 cm mittlerem Durchmesser. Ein Zapfen in Pfeilermitte nimmt die waagrecht Kräfte auf. Der obere Laufkranz ist an einem Kransträger befestigt, auf dem die Brücke mit zwei Hauptquerträgern ruht. Der untere Laufkranz trägt einen Zahnkranz, in den zwei Ritzel eingreifen, die von zwei 15 PS Elektromotoren oder aushilfsweise von Hand angetrieben werden. Die Hubkeile an den Enden der Brücke werden auch elektrisch oder von Hand bewegt. Alle Bewegungen sind

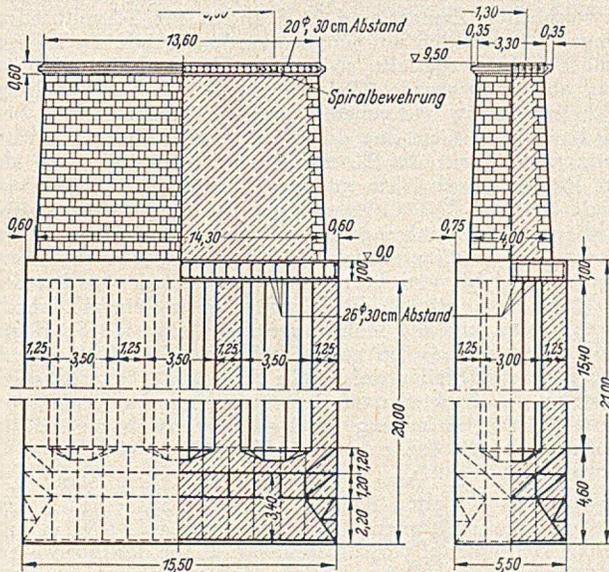


Abb. 2. Pfeiler.

durch Endausschalter und elektrische Kupplungen gesichert. Der Führerstand liegt auf den Portalriegeln in der Mitte der Brücke.

Das Stahlgewicht der Überbauten beträgt 3600 t, der Antriebsteile 100 t. Die Konstruktion genügt dem ägyptischen Lastenzug aus zwei 100-t-Lokomotiven und zwei 80-t-Tendern, dahinter 80-t-Wagen. Die größte Achslast beträgt 25 t.

Die Brückenachse liegt 42 m südlich von der vorhandenen Brücke. Die Widerlager und Pfeiler (Abb. 2)

angesehen wurde als Stahlbetonpfähle oder offene Brunnengründung. Der ausgedrehte Überbau der Drehbrücke wird durch schwimmende Fender aus genieteten miteinander verbundenen Stahlkästen geschützt, die zugleich als Treidelstege dienen. Sie liegen in 16 m Abstand, laufen in einen spitzen Vorkopf aus und sind mit Ketten verankert.

Der Arbeitsplan mußte berücksichtigen, daß jedes Jahr im August das Hochwasser des Nils eintritt. So stieg das Wasser im ersten Baujahr 1947 von $+1,9$ am 15. 8. bis auf

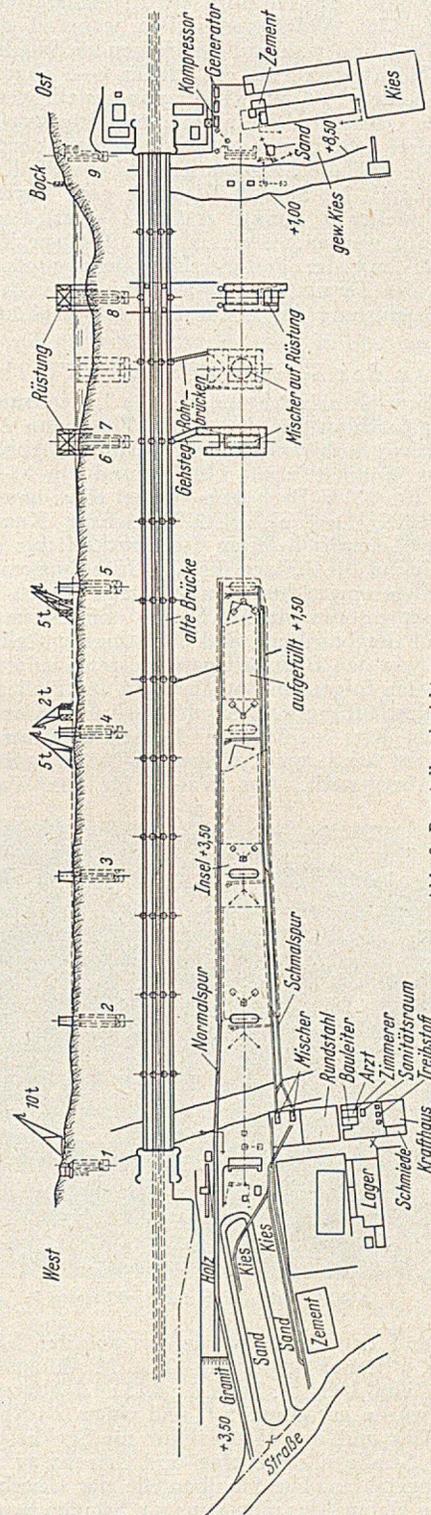


Abb. 3. Baustelleneinrichtung.

÷ 8,0 am 1.9. Es wurde wieder normal Mitte November. Im zweiten Baujahr 1948 stieg das Wasser von +1,9 am 5.8. bis auf +7,3 am 5.9. und wurde erst wieder Mitte Dezember normal. Obwohl der Vertrag erst am 25.1.1947 abgeschlossen wurde, sollten doch noch die Pfeiler 2 und 3 bis zum Eintritt des Hochwassers abgesenkt werden. Die Senkkästen der Widerlager sollten während des Hochwassers 1947 und während des folgenden Niedrigwassers bis zum Hochwasser 1948 die Pfeiler 4—8 abgesenkt und die Überbauten 1—4 auf Rüstung aufgestellt werden. 1949 sollten die Oberteile der Unterbauten fertiggestellt und die übrigen drei Überbauten errichtet werden, dazu die Maschinenteile und die Schwimmfelder. Die Pfeiler 2 und 3 wurden jedoch bis zum H.W. nicht ganz abgesenkt und der Drehpfeiler 7 konnte erst im dritten Bauabschnitt fertiggestellt werden. Bis zum 1.7.1949 war jedoch vertragsgemäß mit der Fertigstellung der hauptsächlichsten Arbeiten der Termin eingehalten und nur noch die elektrische Ausrüstung der Drehbrücke wie geplant fertigzustellen.

Bau der Widerlager und Pfeiler.

Die Baustelleneinrichtung für die Unterbauten befand sich hauptsächlich auf dem durch Eisenbahn und Straße zugänglichen hochwasserfreien Westufer (Abb.3). Das Krafthaus enthielt zwei 110-PS- und ein 85-PS-Dieselaggregat für 400 V Drehstrom, wobei eines immer als Reserve diente. Drei elektrisch getriebene Kompressoren von 85 m³ Leistung lieferten die Druckluft für die Pfeiler 1—7, während die Anlage für die Gründung von 8 und 9 auf Schiffen eingerichtet wurde. Dazu kamen drei fahrbare Kompressoren für das Nieten. Ein Normalspurgleis führte auf der Nordseite und ein Schmalspurgleis auf der Südseite von den Baustofflagern zu den Pfeilern 1, 2 und 3 und in den folgenden Baujahren zu den Pfeilern 4 und 5.

Die Beschaffung von Sand 0,5—7 mm, Kies 7—30 für Stahlbeton, Kies 7—70 mm für Massenbeton war schwierig. Der Zement wurde von Fabriken im Lande nach englischen Normen hergestellt. Das Wasser für das Waschen des

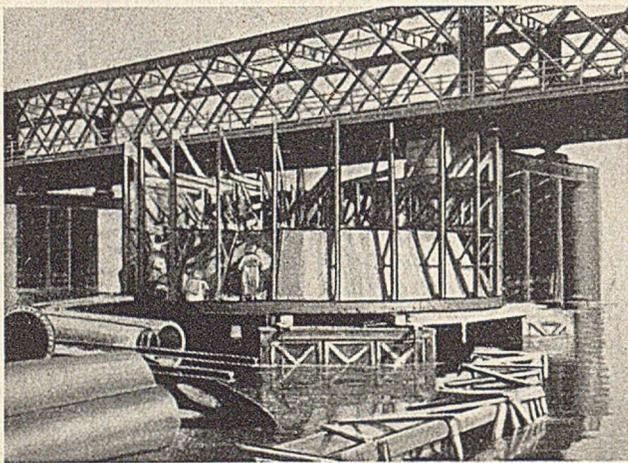


Abb. 4. Aufstellung des Senkkastens 7.

Kieses und den Beton wurde aus auf der Baustelle gebohrten Brunnen gepumpt. Die Mischungsverhältnisse wurden von 1:1, 5:3 bis 1:2,25:4,5 abgestuft. Jeder Pfeiler wurde mit einem 5-t- und einem 2-t-Kran bedient. Sand, Kies und das Material für die Senkkästen wurden auf der Straße, Granitsteine und Zement auf der Eisenbahn angefahren. Die Stahlbauteile der Überbauten wurden vom Hafen Alexandria aus mit Schuten herangefahren.

Die Senkkästen von 5,5·15,5 m Grundfläche für die Pfeiler 1—7, 9 und von 12 m Durchmesser für Drehpfeiler 8 wurden aus Stahlblech 6,3 mm stark geschweißt und genietet. Sie wurden in Kairo aus englischem Stahl hergestellt. Senkkästen aus Stahlbeton hätten eine längere Bauzeit erfordert. Die kombinierten Mann- und Materialschleusen hatten eine 8-Form (siehe das Rohr auf Abb.4). Der unterste Abschnitt der Senkkästen war 4,5 m hoch. Darauf wurde eine behelfsmäßig ausgesteifte Stahlschalung errichtet, innerhalb der auch unter dem Wasserspiegel betoniert werden konnte. Die Aussteifungen wur-

den entfernt, wenn sie der Beton erreichte. Im allgemeinen wurde bis 1 m über Wasser betoniert, bevor das Absenken fortgesetzt wurde. Als am Ende des Absenkens die Reibung zunahm und der Luftdruck stieg, mußte das Pfeilergewicht zeitweilig durch Füllen der Hohlräume mit feuchtem Sand vergrößert werden, um den Widerstand beim Absenken zu überwinden.

Die Senkkästen 1—4 und 9 wurden an Ort und Stelle auf dem Boden aufgestellt. Senkkasten 6 wurde auf dem Boden aufgestellt und auf einer Gleitbahn ins Wasser abgelassen. Da sich hierbei Schwierigkeiten ergaben, wurden die Kästen 5, 7 und 8 auf einem einfachen schwimmenden Gerüst errichtet. Für Kästen 5 und 8 wurden je sechs Pontons, für Kästen 7 acht Pontons (Abb.4) aus früheren Heeresbeständen miteinander durch Balken verbunden und ein schwimmender Boden hergestellt. Die Schneiden, die Arbeitskammer und die notwendigsten Aussteifungen wurden aufgestellt und die Schneiden zur Dichtung und zum Schwerpunktausgleich mit 10 t Beton gefüllt. Dann wurden die Pontons durch Füllen mit Wasser versenkt, so daß die Kästen allein schwammen und an Ort und Stelle zwischen die Gerüste gefahren werden konnten. Die Pontons wurden durch Einpumpen von Luft wieder zum Schwimmen gebracht. An Senkkasten 5 wurden nach Herstellen eines Sanddammes die Beförderungsgleise herangeführt. Die Kästen 6, 7 und 8 wurden zwischen den Rüstungen im Strom verankert, in die Höhe gebaut und durch Füllen mit Beton versenkt. Die Leute stiegen dann in die Arbeitskammer und ebneten den Flußboden ein.

Obwohl die Luft für den Arbeitsraum gekühlt und die Schleusenammern mit feuchten Matten abgedeckt wurden, war es in der Kammer etwa 5° C wärmer als außerhalb im Schatten und feucht. Der höchste Druck betrug 2,7 at. Trotzdem kamen keine Krankheitsfälle vor. Der Boden bestand hauptsächlich aus Schlamm und Sand und wurde zur Herstellung der Zufahrt an Pfeiler 5 und als Boden für das Gerüst des Überbaues 4 aufgeschüttet.

Pfeiler 2 und 3. Um noch vor dem Hochwasser abzusenken, wurde Tag und Nacht gearbeitet. Aber dann beschränkte die Bahnverwaltung aus Mangel an Aufsichtspersonal das Betonieren auf die Zeit von 6—22^h. In dieser Zeit konnte eine Lage Beton von etwa 1,25 m Höhe eingebracht werden. Da aber 48 Stunden Abbindezeit für gewöhnlichen Zement und 24 Stunden für Schnellbinder eingehalten werden mußten, so wurde nur alle zwei Tage eine Schicht hergestellt, so daß im Durchschnitt 0,6 m je Tag abgesenkt wurde. Zuletzt wurde die Stahlschalung nicht rechtzeitig nachgeliefert und die Pfeiler kamen bei 12 bzw. 19 m Tiefe aus dem Lot. Das Absenken mußte kurz vor Eintritt des Hochwassers gestoppt werden, als am Pfeiler 2 noch 2,7 m und am Pfeiler 3 nur noch 0,3 m Tiefe fehlten. Die Caissons wurden für 4 Monate verschlossen nach Einbringen einer Bodenschicht von 15 cm Beton und Einpumpen von Wasser in die Arbeitskammer. Nach Ausgleich von Luft- und Wasserdruck wurden die Luftschleusen entfernt, die Schachtröhre mit einem Flansch verschlossen und die Hohlräume der Pfeiler mit Sand gefüllt. Nur zwei Bojen zeigten während des Hochwassers die Lage der Pfeiler an. Nach Ablauf des Hochwassers wurden die Arbeitskammern unversehrt vorgefunden, jedoch fiel die Entfernung des Bodenbetons als zusätzliche Arbeit an. Die Pfeiler wurden dann fertig abgesenkt.

Pfeiler 8. Am Nordende des Pfeilers stand ein Duedalben der alten Brücke, bestehend aus einem 1,5 m weiten schweißeisernen Rohr, das oben auf +9,0 m mit einem Betonpfropf verschlossen war. Pläne darüber waren nicht vorhanden. Nach Abbruch des Betonpfropfes zeigte sich, daß das Rohr mit Ziegelsteinschotter in Zementmörtel gefüllt war, der aus dem engen Rohr nur schwer entfernt werden konnte. Das Rohr wurde über Wasser in 1,5 m hohe Teile zerschnitten und die Füllung bis 4,6 m unter Wasser entfernt. Da nun das Wasser von unten her eindrang, wurden am untersten Stoß des Rohres die Nieten entfernt und jedes Niet sogleich durch einen Pfropfen aus Gummirohr und Holz ersetzt. Dann wurden durch eine Presse alle Pfropfen auf einmal abgesichert, das Rohr in Bewegung gebracht und mit einem Kran ganz abgehoben. Das Rohr war noch mit einer Steinschüttung bis zur Höhe —1,5 geschützt. Taucher entfernten den obersten Teil der

Steine, während Sand und Schotter am Südende des Kastens aufgefüllt wurden. So konnte der Senkkasten eingeschwommen und auf einer Höhe von -2,0 m Nordende und -2,7 m Südende aufgesetzt werden. Die Steinschüttung wurde unter Luftdruck entfernt, wobei nur 0,1 m je Schicht abgesenkt werden konnte. Das alte schweißeiserne Rohr des Dalbens mußte in der Kammer in Stücke zerschnitten werden und reichte bis -18 m. Wegen der Dämpfe der Sauerstoff-Azetylenflamme konnten die Leute nur eine halbe Stunde lang in der Kammer arbeiten und der Pfeiler nur 0,3 m je Schicht abgesenkt werden.

Pfeiler 7. Durch die Unruhen in Palästina verzögerte sich die Verschiffung von Material um 5 Wochen. Der Senkkasten war am 27. Juni auf die Flußsohle gesetzt worden. Als der Eintritt des Hochwassers schon für den 1. August, zwei Wochen früher als normal, angekündigt wurde, kennzeichnete man den Kasten durch Bojen und sicherte das Gerüst durch Drahtseile und Anker. Als erst am 14. Dezember das Wasser wieder auf 1,73 gefallen war, wurden am Gerüst Kolke 1,2 bis 3,8 m tief festgestellt. Da die Pfähle nur 5 m tief gerammt worden waren, mußten sie 2,0 m nachgerammt werden. Als Druckluft in den auf dem Boden aufsitzenen Senkkasten eingelassen wurde, um den Boden einzuebnen, schwamm er plötzlich teilweise auf, da das Gewicht des eingebrachten Betons zu hoch berechnet worden war. Der Kasten kam um 30 cm aus der Richtung. Nach dem Wiedereinrichten wurde er dann glatt abgesenkt.

Am Pfeiler 3 wurde die Reibung beim Absenken gemessen. Als 19 m tief abgesenkt war, wurde das tote Gewicht zu 2830 t berechnet. Der Sand wurde unter der Schneide 30 cm tief entfernt und der Luftdruck von 1,87 kg/cm² auf 1,55 kg/cm² vermindert, bis der Pfeiler zu sinken begann. Er sank 0,7 m. Da der Auftrieb aus Luftdruck 1300 t war, so wurde die Mantelreibung zu Beginn der Bewegung zu 3,8 kg/cm² berechnet. Auf ähnliche Weise wurden bei Pfeiler 1 5,0 kg/cm² und bei 4 und 5 5,3 und 4,7 kg/cm² gemessen.

Die Hohlräume wurden durch Stahlbetonplatten abgedeckt. Pfeiler und Widerlager wurden weiter hoch geführt und mit Granitquadern 0,4 m hoch und im Mittel 0,7 m stark verkleidet. Sie wurden durch Auflagerbänke aus Stahlbeton abgeschlossen. Zwischen Widerlager und Flügel wurde eine mit Bitumen gedichtete Dehnungsfuge ausgeführt.

Aufstellung der Überbauten.

Es war vorgesehen, die Überbauten 1-4 während des Niedrigwassers 1948 auf Rüstung aufzustellen und Überbau 5 im Jahre 1949. Während des Hochwassers 1948 sollte Überbau 7 bis zum Längseinschwimmen fertig aufgestellt und mit Beginn des Niedrigwassers 1949 eingeschwommen werden. Der Montag derrick sollte dann auf Pontons gesetzt werden und Überbau 5 und die Drehbrücke aufstellen.

Da Freivorbau wesentliche Verstärkungen der Gurte im Bereich der Pfeiler erfordert hätte, war die Aufstellung der Überbauten 1-5 auf Rüstung billiger, besonders da stählerne Gerüstböcke aus Heeresbeständen für zwei Öffnungen zur Verfügung gestellt werden konnten. Auch konnte die Arbeit schneller fortschreiten, da während des Zusammenbaues einer Öffnung die vorhergehende abgenietet werden konnte. In jeder der Öffnungen 1-4 wurden 4 Stahlgerüstböcke auf Betonplatten 37·37·20 cm im Boden aufgesetzt. Der Zusammenbau begann am Westende, wobei die Untergurtpunkte 2, 4, 6 mit 120-t-Pressen auf die Böcke aufgesetzt wurden. Es war zuerst geplant, den 10-t-Derrick auf dem Obergurt laufen zu lassen, jedoch war dann die Belastung der Böcke beim Schwenken und durch Wind zu ungleichmäßig, so daß Setzungen zu befürchten waren. Der Derrick wurde deshalb auf einen Vorder- und einen Hinterwagen gesetzt, die auf den mittleren Längsträgern liefen. So belastete der Drehzapfen des Derricks den Querträger in der Mitte und die Gerüstböcke unter beiden Hauptträgern zu gleichen Teilen. Der Kopf des Standaumes, der 1,5 m vor dem Querträger stand, wurde abgeseilt und gegen den südlichen Obergurt durch besondere Stäbe abgestützt. Dieser wurde durch ein auswechselbares Verbandfeld seitlich gehalten. Diese etwas umständliche Anordnung bewährte sich, sobald die

Mannschaft eingearbeitet war. Die Überhöhung wurde auf der Rüstung täglich gemessen und mit den 120-t-Pressen hergestellt. Sobald alle Stöße und Anschlüsse abgenietet waren, wurden 4 200-t-Pressen unter den Endquerträgern angesetzt und der Überbau von der Rüstung abgehoben und auf die Auflager abgesetzt. Die ersten Untergurtstäbe einer Öffnung wurden unter Punkt 1 auf behelfsmäßige Stempel abgesetzt. Überbau 4 war bei Beginn des 2 Wochen früher eintretenden Hochwassers 1949 nur erst zusammengebaut. Die Hauptträger wurden vorweg so schnell abgenietet, daß er schon nach 5 Tagen auf die Auflager abgesetzt werden konnte.

Die Aufstellung des Überbaues 7 zeigt Bild 5. Er wurde in Punkt 4 auf einen Stahlbock und in Punkt 6 auf das Widerlager abgesetzt. In Punkt 10 wurden die endgültigen Auflager angehängt und das Ende auf einen Verschubwagen gesetzt. Da die Uferböschung, um Raum für die Pontons zum Einschwimmen zu schaffen, dicht vor dem Gerüstbock fortgebaggert werden mußte, wurde der Bock durch ein Gegengewicht von 120 t Sand im Felde 9-10 entlastet. Zur weiteren Entlastung wurde

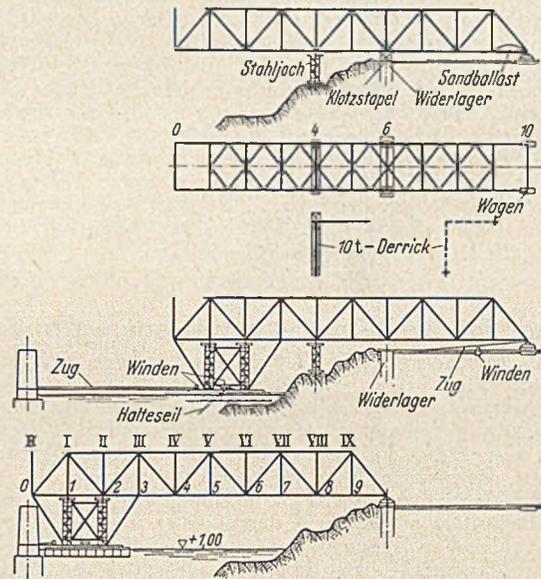


Abb. 5. Einschwimmen des Überbaues 7.

der Montag derrick neben dem Überbau aufgestellt. Für das Einschwimmen wurden 50 Pontons zu einem Floß von 16,8 m Länge und 20,6 m Breite verbunden, das bei 15 cm Freibord 365 t Last tragen konnte. Auf 4 I 55, die die Last auf die Pontons verteilten, wurden 4 Pfosten aus Stahlgerüsteinheiten aufgesetzt und mit Drahtseilen verspannt. Da die Schwimmkörper nicht vollkommen wasserdicht waren, wurde das Überbaugewicht durch Fortlassen des Endfeldes der Obergurte, der Gehwege und der Schlingerverbände ermäßigt. Nach Fluten von 34 Pontons wurde das Floß unter den Überbau gefahren und dieser nach Entfernen des Ballastes 9-10 durch Füllen der Pontons mit Luft von seinen Unterstü tzungen in Punkt 4 und 6 abgehoben und durch die Zugwinden in seine endgültige Lage gefahren, wobei er noch um 0,76 m zu hoch lag. Die Zugwinden wurden bis zur höchsten Leistung angestrengt, da der Fahrwiderstand sich durch Einsinken der Schienen unter den Verschubwagen erheblich vergrößerte. Nach Anheben mit 4 200-t-Pressen unter den Endquerträgern wurden Floß und Verschubwagen ausgefahren und der Überbau auf die Auflager abgesetzt. Das Unterfahren, Einschwimmen und Absetzen dauerte insgesamt 14 Stunden.

Die Rüstungen wurden dann zur Aufstellung des Überbaues 5 umgesetzt. Dazu mußte ein Untergerüst gerammt werden. Der 10-t-Derrick wurde zur Entlastung der Rüstung auf Pontons gesetzt.

Die Aufstellung der Drehbrücke begann nach Eintreffen der Laufkränze und Laufrollen in geöffnete Stellung mit dem schwimmenden Derrick vom Drehpfeiler aus nach beiden Seiten. Die Stöße im Untergurt wurden bis auf die Stöße neben dem Drehpfeiler abgenietet, diese und die Obergurtstöße zunächst nur verdornt und verschraubt. Die Durchbiegung an den aus-

kragenden Enden ergab sich dann 2,5 cm größer als berechnet. Nach Eindrehen der Brücke in die geschlossene Stellung wurden die Enden um 2,5 cm mit Pressen angehoben und die Stöße im Obergurt vernietet. Da dann der Durchhang noch um 6 mm zu groß gemessen wurde, wurde nochmals um soviel angehoben, die Untergurstöße neben dem Pfeiler um $\frac{1}{16}$ " aufgerieben und vernietet. Die Hubkeile wurden dann so unter die Enden gesetzt, daß sie bei ungünstigster Wärmeänderung noch 8 mm Spiel beim Ausfahren ließen.

Die 127 t schwimmenden Fender wurden in England hergestellt und zerlegt verschifft. Die 16 Kästen wurden am Strand zusammengebaut, vernietet und auf Dichtigkeit geprüft. Sie wurden nach einer Arbeitszeit von 80 Tagen vom Stapel gelassen.

Eine Nietkolonne schlug in 9stündiger Schicht durchschnittlich 290 Niete von $\frac{7}{8}$ " bis zur Höchstleistung von 504. Bei den Senkkästen und Schwimmfendern wurden durchschnittlich von einer Kolonne 410 Niete $\frac{3}{4}$ " geschlagen, bis zur Höchstleistung von 870. Diese Leistungen wurden jedoch nur durch gute Bezahlung erreicht.

Die Stahlteile wurden im Werk nach Reinigung mit Schabern und Drahtbürsten mit einem Grundanstrich aus Bleimennige versehen, bestehend aus 72 Gewichtsteilen Bleimennige, 24 Gewichtsteilen Leinöl und 4 Teilen Terpentin. Nach der Aufstellung erhielt die Brücke einen zweiten Anstrich aus Bleimennige und 2 Deckanstriche. Die Anstrichfläche wurde auf durchschnittlich 10,1 m²/t ermittelt. Einschließlich 8,5% für Ausbesserung des Grundanstriches wurden mit 1 Liter Bleimennige 11,7 m² gestrichen, mit 1 Liter des ersten Deckanstriches 13,6 m², mit 1 Liter des zweiten 14,6 m². [Nach Proc. Inst. Civil Eng. 1 (1952), Pt. III, April 1952, S. 101—140.]

W. I h l e n b u r g, Frankfurt a. M.

Neuartige Ausbildung von Gleitschalungen.

Bei Errichtung eines Getreidesilos in der Nähe von Ottawa Lake, Mich., wurden sehr bemerkenswerte Verbesserungen in der Ausbildung von Gleitschalungen durch Verwendung selbsttätig gesteuerter Winden und besonderer Form der Führungsstäbe (Kletterstangen) durchgeführt, die nachstehend kurz besprochen werden.

Die Herstellung des 35,70 m hohen Silos ist in zwei Bauabschnitten vorgesehen, deren erster im Ausmaß von 12 zylindrischen Zellen von 6,46 m Innendurchmesser und 18 cm Wandstärke mit den zugehörigen Nebenanlagen für die maschinellen Einrichtungen 1949 ausgeführt wurde.

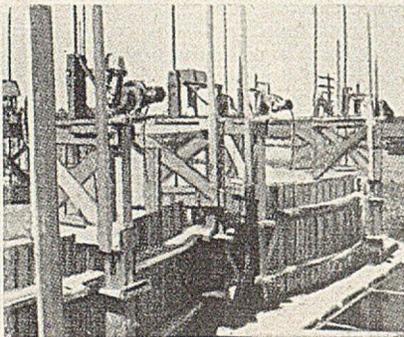


Abb. 1.

Für die Verwendung von Gleitschalungen bei hohen Bauwerken sind gleichmäßige Querschnittsgestaltung und möglichst einfache Durchbildung der Bewehrung ebenso wesentliche Voraussetzungen einer raschen Ausführung wie eine reibungslose und ununterbrochene Zuführung der Baustoffe. Diese Bauweise ist erfahrungsgemäß für Bauwerke von etwa 14 m Höhe an besonders wirtschaftlich und gestattet eine um ein Vielfaches schnellere Fertigstellung, als dies bei Verwendung feststehender Schalungen möglich ist.

Das Mischungsverhältnis des Stahlbetons für die Silowände wurde bei Verwendung von Sand und Splitt mit etwa 270 kg Zement je m³ Fertigbeton festgesetzt und gewährleistete eine Betondruckfestigkeit von rd. 210 kg/cm². Zur besseren Verarbeitung des Betons wurde den Mischungen Darex in geringem Maße zugesetzt. Die lotrechte Bewehrung der Wände wurde auf ein Mindestmaß be-

schränkt, die waagrechte Bewehrung bestand aus 16 mm starken Rundstahlstäben in etwa 30 cm Entfernung. Das Flechten der Bewehrung unterblieb im allgemeinen und wurde nur an besonderen Stellen ausgeführt.

Das Vorrichten der Schalung wurde mit großer Sorgfalt vorgenommen. Vor dem Zusammenbau wurden die Bretter in Paraffinöl getränkt. Die Höhe der Außenschalung betrug 1,37 m und war um 15 cm höher als die Innenschalung, um die unterhalb der Arbeitsbühnen Be-

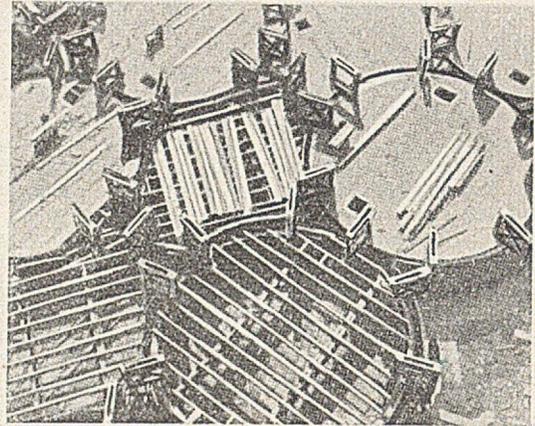


Abb. 2.

schäftigten vor Beschmutzung beim Betonieren zu schützen. Die lotrecht stehenden 20 mm starken Schalbretter von ausgesuchter guter Beschaffenheit wurden durch 2 waagrecht liegende kreisförmig ausgeschnittene und aus je 2 Bohlen bestehende Kränze, an welche sie angenagelt waren, zusammengehalten (Abb. 1). Eine besondere Verspannung zwischen den beiden Kränzen war nicht vorgesehen. Zur Erleichterung des Gleitens erhielt die innere Schalungsfläche einen leichten Anzug von etwa 5 mm, so zwar, daß die untere Wandstärke der Schalungsform etwas größer, die obere etwas kleiner ausfiel. Die innere Schalung wurde durch 2 hölzerne Balken gegen Formveränderungen ausgesteift. Auf diesen Balken ruhten Bohlen, die wieder den Belag der Arbeitsbühnen trugen (Abb. 2). Mit

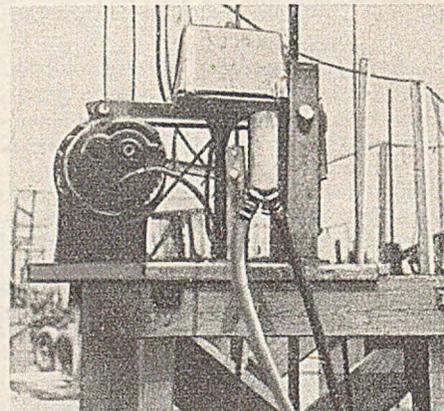


Abb. 3.

Rücksicht auf das Quellen der Schalung nach dem Einbringen des Betons waren zwischen den lotrechten Schalbrettern schmale, 2 mm starke Fugen vorgesehen.

Das Anheben der Schalung erfolgte durch 180 elektrisch betriebene und selbsttätig gesteuerte Winden von je 40 t Tragkraft, die in etwa 2,10 m Abstand längs des Zellenumfangs verteilt waren. Jede Winde stand auf einem hölzernen Stützbock, der mit der Schalung und der Arbeitsbühne fest verbunden war. Auf diesem waren ferner untergebracht ein mit der Winde verbundener Elektromotor und ein Wasserbehälter mit Zylinder, der einen Schwimmer zur Wasserstandsregelung und einen Quecksilberkontakt zur Stromabschaltung enthielt (Abb. 3). Die Wasserbehälter jedes Stützbockes waren durch Schlauchleitungen mit einem Hauptbehälter verbunden. Die Führungsstäbe (Kletterstangen) der Winden bestanden aus 25 mm starken Stahlrohren, waren etwa 5 m lang und in

versetzten Stößen angeordnet; ihre Verlängerung entsprechend dem Ansteigen der Schalung erfolgte durch Einschrauben von 63 mm langen pfpfenartigen und mit Gewinden versehenen Stäbchen. Hierdurch wurde der Gleitvorgang der Schalung im Gegensatz zu früher üblichen Stoßausbildungen in keiner Weise unterbrochen oder gestört. Vor dem Bewegen der Schalung wurden sämtliche Winden genau einnivelliert. Dann wurde der Hauptbehälter um 2 bis 5 cm gehoben und die Motoren angelassen. Die Winden stiegen nun an ihren Führungsstäben empor bis das Maß der Hebung, welches der Schwimmer anzeigte, erreicht war. Selbsttätig wurde hierauf durch die Kontakte die Stromzuführung für die Elektromotoren unterbrochen. Dies geschah notwendigerweise nicht für alle Hubstellen gleichzeitig, sondern erfolgte je nach dem betreffenden Steigmaß. Sobald der letzte Motor aussetzte, war dies ein Zeichen dafür, daß der Anstieg beendet und die Schalung mit der Arbeitsbühne sich wieder vollkommen waagrecht eingestellt hatte. Dieser Vorgang wurde nur durch einen Meister und eine Hilfskraft überwacht. Das Steigmaß war abhängig vom

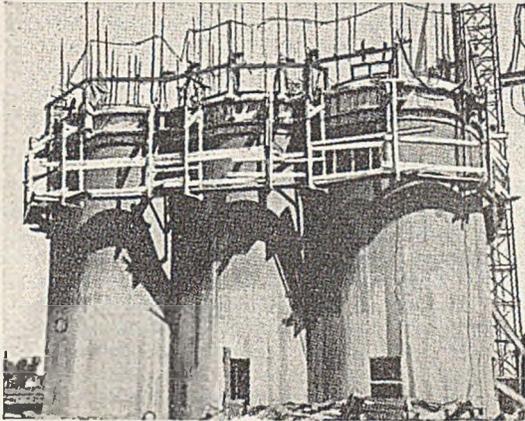


Abb. 4.

Wetter, dem jeweiligen Arbeitsfortschritt und anderen Tageseinflüssen; es betrug im Höchstfall etwa 27 cm je Stunde. Durch Einsetzen von Schalkasten in den Wänden konnten ohne Behinderung für den Anstieg der Gleitschalung Balken- oder Deckenaufleger hergestellt und diese nachträglich verwendet werden. Dieses Verfahren ist besonders für die Ausbildung von Fenstern oder Türen geeignet. An solchen Stellen wurde die lotrechte Bewehrung unterbrochen und entsprechende Rahmen eingesetzt. Nach Erreichen der vorgesehenen Bauhöhe wurde die Außenschalung entfernt, während die Innenschalung zur Unterstützung der Schalung für die abschließende Dachplatte diente. Die nunmehr für sich allein stehende Innenschalung wurde durch Betonstahlstäbe gehalten, die man unterhalb des tiefer gelegenen Bohlenkranzes in den noch frischen Beton des oberen Wandstreifens einschlug. Erst dann erfolgte das Entfernen der Hebeböcke, Winden usw.

Zur Nacharbeit an den betonierten Wänden diente für die äußeren Wandflächen der Silozellen ein Hängegerüst, das mit der Gleitschalung verbunden war und mit dieser hochgehoben wurde (Abb. 4). Die äußeren Sichtflächen blieben unverputzt, die Innenflächen wurden geschlämmt.

Die Arbeit wurde in drei Schichten ausgeführt und etwa 2300 m³ Stahlbeton der Zellen in 206 Stunden hergestellt. [Nach Journal American Concrete Institute 23 (1952) Nr. 5, S. 38.]

1' A l l e m a n d, Falkenhain-Waldidylle.

Geschweißte oder genietete Eisenbahnbrücken?

Die Frage, ob und inwieweit geschweißte Brücken für den Eisenbahnbetrieb zulässig und zweckmäßig sind, ist nach Ansicht eines amerikanischen Fachmannes unter Berücksichtigung einer Anzahl Gesichtspunkte zu erörtern, die teils die Sicherheit, teils die Wirtschaftlichkeit und die Herstellungs- und Unterhaltungsmöglichkeiten betreffen. Die bei einer Anzahl geschweißter Bauwerke, wie Brücken, Schiffe usw., beobachteten Mißerfolge

infolge von Spannungsrissen, Dauerbrüchen haben in Amerika Bedenken über die Zuverlässigkeit von geschweißten Brücken im Eisenbahnverkehr aufkommen lassen. Man hat den geschweißten Bauwerken vorgeworfen, daß sie insofern bedenklicher seien als genietete, als bei ihnen die Brüche plötzlich auftreten und nicht nach mehr oder weniger deutlicher Ankündigung durch Lockerungen usw. Dadurch könnten bei einer genieteten Brücke leichter rechtzeitig Maßnahmen ergriffen werden, die gefährliche Schäden verhüten. Um dieser Gefahr bei den Schweißkonstruktionen zu begegnen, muß darauf hingearbeitet werden, die Methoden zur frühzeitigen Entdeckung von Rissen und sonstigen Fehlern in den Schweißverbindungen zu vervollkommen. Ein weiterer Weg zur Erzielung größerer Sicherheit ist die laufende Prüfung der Schweißung im Verlauf der Herstellung des Bauwerks sowie eine genaue Überwachung der Arbeit und des Ausbildungsstandes der Schweißer durch geeignete und geschulte Fachleute. Die Prüfungen der Schweißer müssen an Hand von den Fachverbänden vorgeschriebener Vorschriften durchgeführt werden. Diese zur allgemeinen Anwendbarkeit geschweißter Eisenbahnbrücken notwendigen Voraussetzungen sprechen natürlich nicht besonders zugunsten der Schweißung, da sie einen erheblichen Aufwand erfordern, ohne die Unsicherheit ganz zu beseitigen, dies um so mehr, da der Nietung nicht überwältigende Mängel anhaften, die ihre Ablösung durch die Schweißung begehrenswert erscheinen ließen.

Nun ist aber bei der Beurteilung der Schweißung noch zu berücksichtigen, daß im allgemeinen die höchsten Forderungen nur an relativ wenigen hochbeanspruchten Stellen eines großen geschweißten Bauwerkes zu stellen sind, während die überwältigende Menge der Schweißnähte wesentlich geringer beansprucht ist und demnach auch weniger rißanfällig infolge Betriebsbeanspruchungen ist. Andererseits ist aber auch nicht zu vergessen, daß schon durch unsachgemäßes Schweißen, ohne daß Betriebsbeanspruchungen auftreten, Risse und Fehler entstehen können, die selbst für niedrig im Betrieb beanspruchte Teile gefährlich werden können. Um jede Art von Rißbildung, sei es bei der Herstellung, sei es im Betrieb, rechtzeitig erkennen zu können, ist den Mitteln zur Auffindung von Rissen und Fehlern, auch wenn diese nicht an der Oberfläche liegen, besondere Bedeutung beizumessen.

Die Wege die hierbei angewendet werden können, sind zahlreich. Am wenigsten Zweck haben Bruchversuche mit kleinen Probekörpern, da in diesen niemals die in großen geschweißten Bauwerken auftretenden Eigenspannungen erfaßt werden. Gute Erfolge bei relativ geringem technischen Aufwand werden mit den verschiedenen magnetischen Rißprüfverfahren erzielt. Auch die Durchstrahlung mit Röntgen- oder γ -Strahlen hat gute Ergebnisse gebracht, aber der technische Aufwand und die Kapitalinvestition sind hierbei in Anbetracht der großen Querschnitte von Brückenteilen erheblich und behindern daher die beliebige und allgemeine Anwendung dieser Verfahren.

Auch die Wärmebehandlung des Materials und der Bauteile kann die Gefahren herabmindern helfen, indem innere Spannungen vermindert werden, z. B. Vorwärmen der Bleche und Profile zwecks Erzielung eines kleineren Temperaturgefälles, Ausglühen nach dem Schweißen usw. Hier spielt natürlich auch wieder die Kostenfrage eine Rolle, da die Ausglüheinrichtungen für große Schweißteile entsprechend teuer sind. Ferner kann die Anwendung besonderer Stähle, deren C-Gehalt auf Grund eines Kompromisses zwischen Festigkeit und Schweißfähigkeit festgelegt ist, vorteilhaft sein, um die verringerte Dehnung am Übergang von der Schweißung auf den Grundwerkstoff zu beseitigen.

Wegen der großen Gefahren, die der geschweißten Brücke durch die beim Eisenbahnverkehr auftretenden Stoß- und Schwingungsbelastungen drohen, ist der Haltbarkeit gegenüber dieser Art Beanspruchungen bei der Konstruktion besondere Beachtung zu schenken. Durch Erfahrung haben die Brückenkonstruktoren gelernt, die gefährdeten Stellen kennenzulernen und Mittel zu finden, dort besonders vorsichtig zu konstruieren, um den örtlichen Spannungsüberhöhungen Rechnung zu tragen. Immerhin wird aber heute noch die Empfindlichkeit

gegenüber Stoß und Schwingung bei der geschweißten Brücke höher bewertet als bei der genieteten, weil die bei den ersteren möglichen feinen Risse viel höhere örtliche Spannungsspitzen bedingen als die Nietlöcher. Alles in allem gesehen, wird die geschweißte Eisenbahnbrücke vom Festigkeits- und Sicherheitsstandpunkt aus heute in Amerika noch nicht optimistisch beurteilt.

Was die Unterhaltung anbetrifft, so erscheint die Nietung bei der Auswechslung großer Teile im Vorteil zu sein, während kleinere Reparaturen und örtliche Verstärkungen bei geschweißten Bauwerken einfacher und schneller durchzuführen sind. Auch Anstriche lassen sich besser bei Schweißkonstruktionen anbringen. Von einer klaren Überlegenheit der Schweißkonstruktion über die Nietung kann aber auch in bezug auf die Unterhaltung nicht die Rede sein.

Bei Betrachtung der Frage der Wirtschaftlichkeit geschweißter Brücken ist zunächst festzustellen, ob eine geschweißte Brücke in der Anschaffung teurer als eine genietete ist. Die Herstellungskosten können nur dann einwandfrei ermittelt werden, wenn vollständige Zeichnungen für beide Bauarten ausgeführt werden, so daß eine klare Kalkulation möglich ist. Die Preisberechnung wird natürlich erheblich von den Verhältnissen und der Einrichtung der das Angebot abgebenden Firmen abhängen, da bei verschiedenen Firmen die Voraussetzungen für die Anfertigung von guten und zuverlässigen Schweißbauwerken sehr verschieden sein können. Im allgemeinen hat sich aber gezeigt, daß zur Herstellung eines bestimmten Bauwerkes bei Schweißung mehr Leute, Raum und Zeit benötigt werden als bei Nietung, so daß aus diesen Gründen schon die Bedingungen für die Schweißkonstruktionen, preismäßig gesehen, ungünstiger liegen als für die Nietung. Dazu kommt, daß in Amerika leichter Personal für Nietbetriebe zu beschaffen ist, weil in Anbetracht der Bedeutung der Sicherheitsfrage an Schweißer viel höhere Anforderungen zu stellen sind als an Nietler. Um nun die aller Wahrscheinlichkeit nach höheren Kosten der geschweißten Bauweise zu senken, hat man einen Ausgleich durch Einsparung an Baugewicht zu erreichen gesucht. Das ist auch zweifellos in einem bescheidenen Maße möglich, fällt aber insgesamt gesehen nicht allzusehr ins Gewicht, da in Amerika verhältnismäßig wenige neue Eisenbahnbrücken gebaut werden, so daß die jährliche Tonnage nicht sehr hoch ist. Außerdem besteht eine gewisse Abneigung gegen zu leichte Brücken im Hinblick auf ihren geringeren Widerstand gegen Stöße, Schwingungen und Korrosion. Insgesamt gesehen sind offenbar die geschweißten Eisenbahnbrücken auch hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit den genieteten unterlegen. Solange nicht das Gegenteil bewiesen ist, dürften geschweißte Brücken nicht für die allgemeine An-

wendung in Frage kommen, gleichgültig, ob sie sonstige technische Vorteile bieten.

Zusammenfassend ergibt der amerikanische Aufsatz, daß man in Amerika derzeit noch nicht allzu geneigt ist, geschweißte Eisenbahnbrücken an Stelle von genieteten einzuführen, was einerseits den den Schweißkonstruktionen anhaftenden Unsicherheiten wegen nicht oder schwer auffindbarer Risse und Fehler bei noch nicht genügend zuverlässiger Auffindungsmöglichkeit und andererseits den allem Anschein nach höheren Herstellungskosten zuzuschreiben ist. [Nach R. N. V. Brodie: "Are we ready for all-welded railroad bridges?" in Civil Engineering, 22 (1952) S. 387.]

Dr.-Ing. H. B ü r n h e i m , München.

Die Wasserkraftanlagen von Clunie und Pitlochry in Schottland.

Am Tummel, einem Fluß in der Grafschaft Perth, Nordschottland, wurden 1950/51 die Wasserkraftanlagen Clunie und Pitlochry erbaut. Das Wehr von Clunie liegt etwa 3,6 km unterhalb des Loch Tummel, dessen Spiegel durch das Wehr um etwa 5 m gehoben wurde. Aus dem See verläuft ein etwa 2,8 km langer Stollen mit anschließenden Druckrohrleitungen von 52,7 m Fallhöhe zum Kraftwerk Clunie. Das Kraftwerk Pitlochry mit 15,2 m Fallhöhe liegt am anschließenden Ausgleichbecken.

Der feste Teil des Wehres von Clunie ist 19,8 m über der Flußsohle hoch und 118 m lang. Für das Hochwasser, das bei einem Einzugsgebiet von 1330 km² und einer mittleren jährlichen Regenhöhe von ungefähr 1400 mm fast 1000 m³/s erreicht, sind 2 versenkbare Sektorschützen, sog. Trommelwehre, von 4,9 m Höhe und je 18,3 m Länge vorgesehen (Abb. 1). Zur Durchführung des Hochwassers während der Bauzeit sind im festen Wehrkörper an der Flußsohle 3 Öffnungen von 3,9 m Breite und 2,4 m Höhe freigelassen worden. Für das Wehr waren 28 290 m³ Beton einzubringen. Die Zuschlagstoffe waren in vier Korngrößen unterteilt: In Sand und in die Korngrößen bis 19 mm, von 19 bis 38 mm und von 38 bis 50 mm. Vier Derricks von 7 bis 9 t Tragkraft besorgten den Einbau des Betons. Ein Mischer von 750 l Inhalt stellte den Beton her, der in Blocklängen von 9 m und 10,7 m eingebracht wurde. Zwischen den Blöcken war eine Kuhlspalte von etwa 1,5 m Breite gelassen, die erst später zubetoniert und injiziert wurde. Die Oberwasserseite und die Kammer der Trommelwehre erhielten einen Bitumenanstrich. Da ungefähr 2 m³/s im Fluß direkt unterhalb der Talsperren verbleiben sollen, wird diese Wassermenge durch eine kleine Turbine von 175 kW am Fuß der Talsperre ausgenutzt.

Der Umleitungsstollen geht am rechten Ufer des Staubeckens ab. Dort wurde wegen der Fischerei eine Rechen-

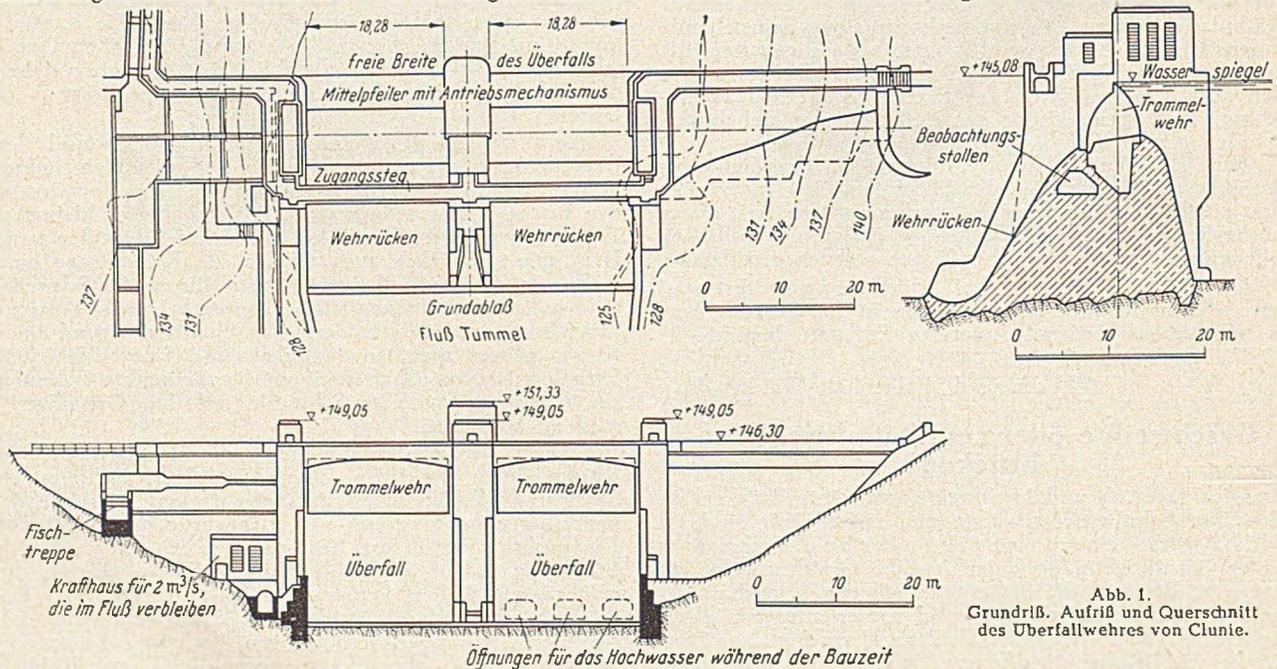


Abb. 1.
Grundriß, Aufriß und Querschnitt
des Überfallwehres von Clunie.

Öffnungen für das Hochwasser während der Bauzeit

anlage von 25 mm Spaltweite in horizontaler und 12,7 mm in vertikaler Richtung gebaut, um junge Lachse vom Eintritt abzuhalten. Deshalb wurde auch die Eintrittsgeschwindigkeit sehr klein gehalten. Es mußte zu diesem Zweck die Rechenanlage 13,7 m hoch und 29,3 m breit

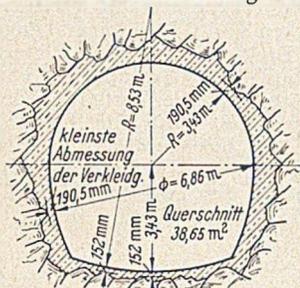


Abb. 2. Clunie. Querschnitt des Druckstollens.

werden. Der Stollen hat einen Querschnitt von 38,7 m² (Abb. 2). Er wurde nur an den beiden Enden ohne einen Fensterstollen begonnen. Das durchfahrene Gebirge bestand aus quarzhaltigem Schiefer. Ein mit 15 großen Bohrmaschinen besetzter Bohrwagen stellte über den ganzen Querschnitt verteilt 84—99 Bohrlöcher her. Jedes Sprengen geschah mit 340 kg Sprengstoff. Der Fortschritt betrug dabei im Mittel etwa 3 m. Der Wochenfortschritt bei beiden Stollenbaustellen zusammen betrug im Mittel 23 m, maximal sogar 31 m. Es waren 3 Betonmischer von 382 l Inhalt und 2 Pumpen vorhanden, von denen jede bei 150 mm Rohrdurchmesser 3,5 m³/h Beton leistete. Die fahrbare Schalung von etwa 30 m Länge wurde 16 Stunden nach dem Betonieren weiter verfahren. Der mittlere Betonierfortschritt je Woche betrug 92 m, der maximale 122 m. Nach Fertigstellung des Stollens wurde er auf seiner ganzen Länge mit einem Bitumenanstrich versehen.

Das Wasserschloß besteht aus einem lotrechten kreisrunden Schacht von 33,5 m Φ und etwa 30 m Höhe. Er ist vollständig mit Beton in einer mittleren Stärke von 46 cm verkleidet. Der Stollen ist mit dem Wasserschloß durch 6 Öffnungen verbunden, deren jede 3,1/1,8 m = 5,6 m² mißt. Zusammen beträgt die Fläche 34 m², also nur 4 % des Schachtquerschnittes von 850 m².

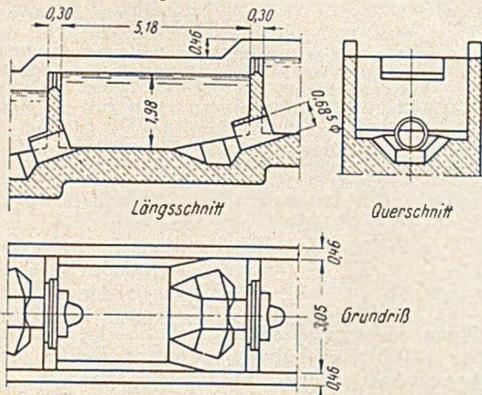


Abb. 5. Einzelheiten der Fischtreppe.

Die Druckrohrleitung hat beim Verlassen des Stollens einen ungefähr gleichen Durchmesser von 6,55 m wie dieser. Die Rohrleitung teilt sich gleich danach in 3 Einzelstränge von 3,75 m Φ . Da es nicht möglich war, einen Verschluss am Beginn der Rohrleitung anzuordnen, mußte

man sich mit einem solchen am Beginn des Stollens begnügen. Dort ist eine Flachschieße von 5,8 m Breite und 7,6 m Höhe vorgesehen. Für gewöhnlich dient eine direkt vor den Turbinen befindliche Drosselklappe von 3,35 m Φ zum Abschluß jeder Turbine. Das Innere der Stahlrohre

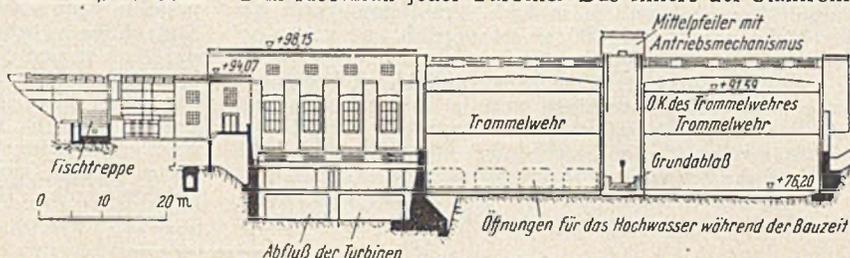


Abb. 3. Ansicht des Überfallwehres von Pitlochry.

wurde mit einem Zinkanstrich und nachher mit einem dreifachen Bitumenanstrich versehen. Das Kraftwerk von 45,7 m Länge und 15,2 m Breite beherbergt 3 Maschinengruppen von $3 \times 19\,000 = 57\,000$ kW. Im Kraftwerk ist außerdem die Trafostation zur Umspannung des Stromes von 11 kV auf 132 kV und die Kommandostelle für das Kraftwerk Pitlochry vorhanden.

Bei der Kraftanlage Pitlochry (Abb. 3 u. 4) sind der feste Teil des Wehres von 16,5 m Höhe und 145 m Länge am linken Ufer und das Krafthaus am rechten Ufer er-

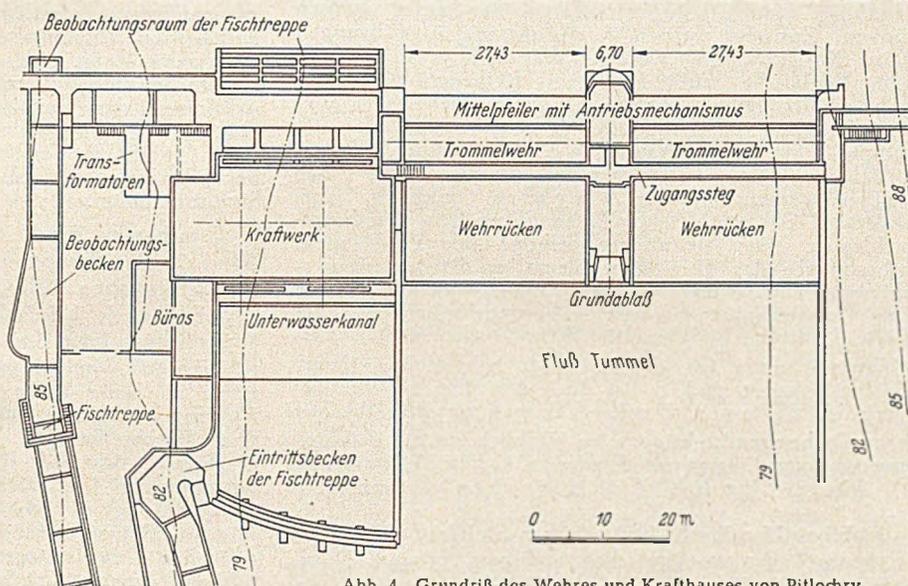


Abb. 4. Grundriß des Wehres und Krafthauses von Pitlochry.

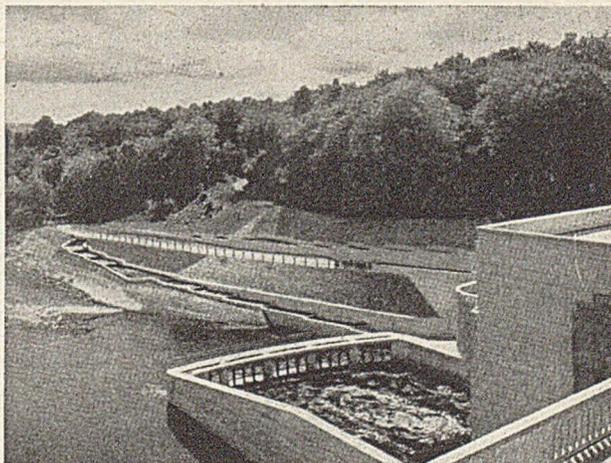


Abb. 6. Anlage Pitlochry. Im Vordergrund Bau des Krafthauses mit dem Unterwasserkanal und Überblick über die Fischtreppe.

richtet. Das Wehr von Pitlochry ist wie das von Clunie ebenfalls mit 2 Trommelwehren von 4,9 m Höhe und von 27,5 m Breite ausgerüstet. Ein Grundablaß im Mittelpfeiler von 3,1 m Breite und 4,1 m Höhe sorgt für die Entleerung des Beckens. Jedes der Sektorschützen wiegt 162,5 t.

Der Untergrund des Wehres bestand aus Kies und mußte von einer 275 m langen und im Mittel 1,5 m breiten Herdmauer bis ungefähr 45 m größter Tiefe unter der Flußsohle bis auf den Felsen hinab abgesperrt werden. Die Öffnungen für das Hochwasser während des Baues waren 5,2 m breit und 3,7 m hoch. An Beton waren für das Wehr ungefähr 33 000 m³ erforderlich, die genau so wie bei Clunice eingebracht wurden.

Das Krafthaus mit 32,5 m Länge und 13,7 m Breite hat Raum für 2 Kaplan-turbinen von je 7500 kW Leistung. Jede Turbine hat ein größtes Schluckvermögen von 67 m³/s. Die Spirale wurde in Stahlbeton ausgeführt, was sehr umständliche Schalungsarbeiten erforderte.

Es mußten Vorkehrungen getroffen werden, daß hauptsächlich die Lachse zur Zeit ihrer Wanderung mit Hilfe

einer Fischtreppe flußauf gelangen können. Diese Fischtreppe war für die etwas ungewöhnlich große Höhe von 15,2 m bei Pitlochry und 21,3 m bei Clunice zu bauen. Auf Grund eingehender Versuche (Prof. White, London) an einem Mühlengerinne wurde die in Abb. 5 und 6 dargestellte ganz schwach geneigte Treppe gewählt mit einer Stufenhöhe zwischen dem Becken von 0,50 m, einer Länge des Becken von 5,5 m, einer Breite von 3,1 m und einer Wassertiefe von 1,98 m. Durch ein Schlupfloch von 68,5 cm ϕ fließt das Lockwasser in eine Vertiefung des unteren Beckens unter Wasser aus. Weil die Treppen eine große Länge aufweisen, die bei Clunice z. B. etwa 300 m beträgt, mußten sie in großen Windungen hochgeführt werden. [Nach Technique des Travaux 28 (1952) S. 99.]
Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Langendonck, Telemaco van, Prof. catedrático da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: *Funções Ortogonais Na Resolução De Problemas Da Teoria Da Elasticidade*. Tomo I: Generalidades e Torcao. 69 S., Gr. 17,5 · 26,5 cm, mit 28 Abb. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 1952.

Der Autor hat in seinem Buche besondere Orthogonalfunktionen benutzt, die mit großem Vorteil für die Behandlung von Torsionsproblemen verwendet werden können. Zunächst werden in allgemeinen Ausführungen einige Konstruktionen von Klassen orthogonaler Funktionen gebracht, außerdem sind Reihenentwicklungen nach orthogonalen Funktionen, sowie die Bestimmung ihrer Koeffizienten dargestellt. L. zeigt sodann die Auffindung von Lösungsansätzen für gewisse Klassen partieller Differentialgleichungen, insbesondere der Poissonschen und der Airyschen Gleichung. Anschließend daran folgt die Behandlung von Randwertproblemen unter Benutzung orthogonaler Funktionen, insbesondere des Torsionsproblems an Beispielen verschiedener Querschnittsformen. Zum Schluß werden für einige Querschnitte einfache Näherungsformeln für die Werte I_1 und W_1 mitgeteilt. Wenn auch die Torsionsträgheitsmomente für die im Buch behandelten Querschnitte bekannt sind, so ist doch der Weg zur Bestimmung der Werte von I_1 unter Verwendung dieser besonderen Orthogonalfunktionen im Hinblick auf die Behandlung weiterer Querschnittsformen von großem Interesse.

Prof. Dr.-Ing. habil Kurt Hirschfeld, Aachen.

Stahlbau-Handbuch 1952 (früher Stahlbau-Kalender), herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln, bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. G. Unold †, durchgesehen und ergänzt von Dipl.-Ing. Kleinsberg, Köln. 657 S., Gr. 11 · 16,5 cm, mit 795 Abb. Bremen-Horn: Industrie- und Handelsverlag Walter Dorn G.m.b.H. 1952. Ganzleinen DM 28,—.

Mit verständlicher Genugtuung betont der Herausgeber, daß das neue Handbuch wieder in friedensmäßiger Ausstattung erscheinen kann. Die große Bedeutung dieses ausgezeichneten Handbuches ist längst in allen Fachkreisen so bekannt, daß es sich erübrigen dürfte, erneut darauf hinzuweisen.

Als Vorzug der neuen Ausgabe sei bemerkt, daß sie eine umfassende Zusammenstellung aller Vorschriften und Normen für den Stahlbau, den Ingenieur-Holzbau (auszugsweise) und auch für Bauteile aus Stein und Beton,

diese, soweit sie für den allgemeinen Ingenieurbau von Wichtigkeit sind, enthält. Von den früheren Ausgaben sind außerdem die Grundlagen, die Baustatik und Profil-Niet- und Schraubentafeln z. T. in ergänzter Form übernommen. Die in der letzten Ausgabe enthaltenen „Grenzfälle der Stabilität“ konnten nunmehr im Anhang als DIN 4114 mit Vorschriften und Richtlinien aufgenommen werden.

Man könnte der Meinung sein, daß sich eine Zusammenfassung sämtlicher in den letzten Handbüchern enthaltenen Abschnitte in einem Band empfehlen würde. Nicht der dann sich ergebende größere Umfang und höhere Preis dürfte dagegen sprechen, wohl aber die Absicht, in kurzen Zeitabständen der ständig fortschreitenden Entwicklung folgen zu können. Die Fachwelt wird dafür zweifellos Verständnis haben, und die neue vorliegende Ausgabe wird, wie ihre Vorläufer, weiteste Verbreitung finden.
W. Rein, Tübingen.

Strathausen, Ewald, Baurat, Dipl.-Ing.: *Hebemaschinen*, Band 2, Berechnung und Entwerfen von Krananlagen. (= Westermanns Fachbücher der Ingenieurkunde.) 218 S., Gr. DIN C 5, 190 Abb., Braunschweig: Verlag Georg Westermann, 1952. Kart. DM 12,40, Ganzl. DM 13,80.

Während von Entwerfen und Berechnen der Hebezeuge im Band 1 die Einzelteile, wie Achsen, Wellen, Bremsen u. dgl. gebracht wurden, enthält Band 2 die Kran-Triebwerke und den Kran-Stahlbau. — Das Werk beschränkt sich auf die Vermittlung der wesentlichsten Grundlagen. Die Darstellung ist einfach gehalten, entsprechend der Zweckbestimmung des Buches für den Maschinenbaustudierenden der Ingenieurschulen und angehenden Konstrukteure. Sie führt jedoch bis zur Möglichkeit, normale Kranbauarten nach den gegebenen Regeln berechnen und entwerfen zu können. Zahlreiche Berechnungsbeispiele und viele Zeichnungen zeigen die praktische Anwendung der Formeln und Grundsätze. Bei den Gestaltungsbeispielen wünscht man sich allerdings öfter neuzeitlichere Bauformen.

A. Vierling, Hannover.

Beiträge aus dem Wasserbau und aus dem wasserbaulichen Versuchswesen. (= Mitt. Hannov. Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau. Franzius-Institut der Techn. Hochschule Hannover, Heft 2), 158 S., Gr. DIN A 5, Hannover: Eigenverlag der Hann. Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau. 1952.

Ritter, Hans Ulrich, Bergwerksdirektor Bergassessor a. D., Essen: *Neuzeitlicher Gruben-Strecken Ausbau aus Stahl* (= Monographien über Stahlverwendung, Heft 2.) Mit einem Geleitwort von Gerhard Bruns. Herausgegeben von der Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf. 45 S., Gr. 20 · 24 cm, mit 56 Abb., Oktober 1952.

Verschiedenes.

Zuschriften zu dem Aufsatz

von U. Finsterwaller: *Dywidag-Spannbeton*
Der Bauingenieur 27 (1952) S. 141.

I.

In seinem Aufsatz setzt sich Herr Dr. Finsterwaller für die allgemeine Anwendung einer beschränkten Vorspannung, für die Verwendung einer mittleren Stahlgüte und gegen die Verwendung von Spann-

betonstählen höherer Festigkeit ein. Die Gründe, die er hierfür anführt, entbehren nach den heute vorliegenden Erkenntnissen jeder echten Grundlage.

1. Was die allgemeine Anwendung einer beschränkten Vorspannung anbelangt, so gibt es nur einen plausiblen und wahren Grund für ihre Propagierung, nämlich die mit ihr zu erzielende Ersparnis an Stahl. Ihr Einfluß auf die Kosten der Tragglieder aus Spannbeton ist abhängig von der zur Verwendung kommenden Stahlgüte. Er fällt bei St 90 mehr ins Gewicht als bei St 165 und

St 180. Es sind also in Wirklichkeit nicht technische, sondern wirtschaftliche Überlegungen, die bei der Propaganda für die beschränkte Vorspannung Pate stehen. Denn alle Überlegungen technischer Art sprechen gegen die allgemeine Anwendung der beschränkten Vorspannung im Stahlbetonbau.

Bei Probekörpern mit den Betongütern, die für Spannbeton in Betracht kommen, ist das Verhältnis zwischen Biegedruck- und Biegezugfestigkeit etwa 9:1. Während aber die Erreichung der gewünschten Biegedruckfestigkeit beim Bauwerksbeton heutzutage kein Problem mehr darstellt, ist es nicht möglich, die diesem Verhältnis entsprechende Biegezugfestigkeit auch nur annähernd zu erreichen. Die Biegezugfestigkeit des Betons wird nachteilig beeinflusst u. a. durch einen in zeitlicher Beziehung ungleichmäßigen Abfluß der Reaktionswärme beim Abbinden, durch ungleichmäßige Aufnahme der Temperaturänderungen in der Atmosphäre, und außerdem durch ungleichmäßiges Austrocknen bzw. Schwinden, alles gesehen im Verhältnis zwischen Schale und Kern in vollen Querschnitten oder Querschnittsteilen und außerdem im Verhältnis zwischen ungleich starken Teilen eines kastenförmigen oder auf eine andere Art gegliederten Querschnitts. Diese Einflüsse erzeugen einen unbekanntem Eigenspannungszustand, der in den hierfür empfänglichen Teilen des Betonquerschnitts u. U. erhebliche Zugspannungen oder sogar Risse erzeugt. Nachteilige Einflüsse auf die nutzbare Biegezugfestigkeit des Betons können außerdem entstehen durch ungleichmäßiges Nachgeben von Lehrgerüsten während des Abbindens und anfänglichen Erhärtens, ferner durch Zurückfedern des Lehrgerüsts beim Vorspannen und letzten Endes in Querschnitten, die mit Betonierungsstößen bzw. Betonierungsfugen zusammenfallen, durch die erhebliche Schwächung der Zugfestigkeit des Betons.

Die bisherige Praxis des Spannbetons rechtfertigt in vollem Umfange die in diesen Hinweisen zum Ausdruck kommenden Bedenken gegen die allgemeine Zulassung der beschränkten Vorspannung. Sie beweist, daß die Aufnahme der Biegezugspannungen, die nach DIN 4227 im Falle der beschränkten Vorspannung im Beton zugelassen sind, durch die Biegezugfestigkeit des Bauwerksbetons nicht gewährleistet ist. Bei vollen und bei kastenförmigen Querschnitten sind in einer Reihe von Fällen die auf Grund der erwähnten Ursachen zu erwartenden Risse eingetreten, bevor mit dem Vorspannen begonnen werden konnte. In den Fällen, in denen keine Risse auftraten, muß daher angenommen werden, daß die erwähnten Ursachen Zugspannungen im Beton erzeugten, die die Biegezugfestigkeit des Betons annähernd erreichen und die deshalb nicht vernachlässigt werden können.

Selbst bei Belastungsversuchen an eigens zu diesem Zweck hergestellten Balkenträgern konnte festgestellt werden, daß die auf Grund theoretischer Untersuchungen zu erwartende Rißlast nicht erreicht wurde. Wenn dies schon bei Probeträgern, die mit aller Sorgfalt hergestellt wurden, eintritt, so kann nur festgestellt werden, daß bei Herstellung der Träger auf einer Baustelle die Voraussetzungen zur Erreichung der theoretisch ermittelten Rißlast zum mindesten nicht besser gegeben sind. Denn diese Rißlast wird bisher mit zu hoch angesetzten zulässigen Biegezugspannungen errechnet.

Treten in einem Tragglied aus Spannbeton, das für beschränkte Vorspannung bemessen wurde, aus irgend einem Grunde Risse auf, so bedeutet das nichts anderes, als daß der Riß sich unter der vollen Gebrauchslast öffnet, d. h. atmet. Würde das Tragglied für volle Vorspannung bemessen, so bliebe der Riß auch unter der vollen Gebrauchslast geschlossen, was einen erheblichen Vorteil für die Sicherheit bedeutet.

Abschließend zu der Frage der allgemeinen Anwendung der beschränkten Vorspannung soll aber noch betont werden, daß der Unterzeichnete nicht etwa der Meinung ist, daß sie allgemein verboten werden sollte. Ihre Anwendung für Tragglieder im Inneren von Gebäuden und für Platten üblicher Abmessungen, auch im Brückenbau, sowie für die Hauptträger von sehr weit gespannten Straßenbrücken, z. B. bei Stützweiten von mehr als 200 m, wird zulässig sein, wenn die Biegezugspannung im Beton gegenüber den Bestimmungen der DIN 4227 angemessen herabgesetzt und für diese und andere unterschiedliche Fälle größenmäßig sinnvoll abgestuft wird.

2. Das in Bauingenieur 27 (1952) S. 145, 2. Spalte, untere Hälfte, von Herrn Dr. F. gebrachte Ergebnis seiner Überlegungen, daß, je größer die Ausgangsspannung in den Vorspanngliedern gewählt wird, desto eher der Zustand eintreten wird, daß der Beton beim Übergang von der Gebrauchslast zur 1,75-fachen Gebrauchslast die zugehörigen Dehnungen nicht mehr rissefrei mitmachen kann, beruht auf einem Irrtum. Wenn nämlich ein Spannbetonquerschnitt für eine bestimmte Belastung in einem Fall mit St 90 und in einem weiteren Fall mit St 165 unter im übrigen gleichen Voraussetzungen bewehrt wird, so ändert sich bei einer Steigerung der Belastung von der Gebrauchslast bis zur Rißlast die Stahlspannung von Laststufe zu Laststufe um

$$\Delta \sigma_s = n \cdot \Delta \sigma_b.$$

Bis zur Rißlast bestehen somit keine ins Gewicht fallenden Unterschiede. Erst beim Erreichen der Rißlast hat das Vorspannglied im gerissenen Querschnitt und dessen Umgebung einen Teil der Zugkraft aus dem vorher wirksamen Zugspannungskeil des Betonquerschnitts zusätzlich aufzunehmen. Von diesem Belastungszustand an kommt es aber für die tatsächliche Leistungsfähigkeit noch auf einige weitere Eigenschaften des Tragglieds, insbesondere auf das Verhältnis der Elastizitätsgrenze zur Bruchfestigkeit des verwendeten Spannbetonstahls und auf die Haftfestigkeit, d. h. auf den Verbund an. Nach den Ergebnissen zahlreicher Versuche verhalten sich die mit St. 165 bewehrten Tragglieder auch in diesem Bereiche vollkommen einwandfrei. Ihre Bruchsicherheit liegt weit über der rechnermäßigen.

Von erheblich wesentlicherer Bedeutung für das Verhalten des Tragglieds unter einer Belastung, die über der Rißlast liegt, ist aber die Frage, ob die beschränkte oder die volle Vorspannung der Querschnittsgestaltung zugrunde gelegt wurde. Die Anwendung der beschränkten Vorspannung führt unter sonst gleichen Verhältnissen zu kleineren Beton- und Stahlquerschnitten und zu kleineren tatsächlichen Riß- und Bruchlasten.

Für das Verhalten von Spannbetonträgern bis zum Bruch kommt es viel weniger auf das Ergebnis von zur Propagierung eines bestimmten Verfahrens gegenüber einem damit im Wettbewerb stehenden Verfahren angelegten, einseitigen Überlegungen an, als vielmehr darauf, ob die verwendeten Betonstähle durch eine im Verhältnis zur Bruchfestigkeit hohe oder niedere Elastizitätsgrenze ausgezeichnet sind und ob der Verbund gut ist. Diese zwei Voraussetzungen sind bei der Bündelbewehrung aus St 165 bestens erfüllt. Die verhältnismäßig hohe Elastizitätsgrenze des St 165 gewährleistet das feste Schließen der Risse sogar nach wiederholten Überbelastungen, sofern diese 85 % der wirklichen Bruchlast nicht überschreiten. Unter sonst gleichen Voraussetzungen ist das Bündel aus 12 ϕ 5 mm St 165 dem ihm beanspruchungsmäßig entsprechenden Stab ϕ 26 mm St 90 auch im Verbund überlegen. Bis zum Auftreten von Rissen ist die Haftfestigkeit des Bündeldrahts aus bekannten Gründen um mindestens 130 % besser. Nach dem Auftreten von Rissen können keine Unterschiede im noch vorhandenen Gleitwiderstand auftreten, weil die Unterschiede in der Haftfläche durch die Unterschiede in der Zunahme der Stahlspannung ausgeglichen werden. Entlang der inneren und äußeren Leibung der Hülsen ϕ 30 mm bestehen ohnehin keine Unterschiede.

3. In seinen weiteren Ausführungen versucht Herr Dr. F., die Verwendung einer Mehrzahl von kleinen Durchmessern in einem Zugorgan als eine schwer zu lösende ausführungstechnische Aufgabe hinzustellen. Er bezweifelt besonders die gleichmäßige Verteilung der Kräfte auf die einzelnen Stäbe und die zuverlässige Herstellung eines Verbunds. Beim Ziehen um Krümmungen soll es schwierig sein, die quer zur Achse des Vorspannglieds infolge seiner Gliederung auftretenden Querdrücke zu beherrschen und eine Kraftübertragung von den inneren auf die äußeren Glieder des Zugorgans sicherzustellen. Er unterläßt es, offen zu sagen, welches Verfahren er mit diesen Vermutungen und Behauptungen treffen will.

Dazu ist zunächst zu sagen, daß, wenn solche Behauptungen aufgestellt werden, der Verfasser auch deutlich zum Ausdruck zu bringen hat, welches Verfahren er meint, und daß es nicht erlaubt sein sollte, Mißtrauen

gegenüber anderen, in langer Praxis bewährten Verfahren hervorzurufen.

Das Verfahren Freyssinet-Wayss & Freytag mit der Bündelbewehrung kann er damit nicht meinen, denn bei diesem Verfahren sind alle erwähnten angeblichen Schwierigkeiten schon seit mehr als 12 Jahren bestens gelöst. Das Verfahren ist in breiter Praxis erprobt.

Besonders merkwürdig mutet der Satz an: „Vorstehend wurde gezeigt und bewiesen, daß Ausgangsspannungen mittlerer Größe, wie sie beim Spannbeton mit St 90 angewendet werden, in Verbindung mit einem wirklich zuverlässigen Verbund hinsichtlich der Rißbildung im Lastbereich oberhalb der Gebrauchslast besonders günstige Verhältnisse schaffen.“

Dazu kann nur gesagt werden, daß nichts gezeigt und nichts bewiesen, sondern nur etwas behauptet wurde.

Hingegen bedarf es keiner besonderen Beweise, um festzustellen, daß die Auflösung eines Vorspannlieds in eine Mehrzahl von Stäben mit entsprechendem kleineren Durchmesser in den Krümmungen wegen der hier auftretenden zusätzlichen Spannungen erhebliche Vorteile bietet. Die völlige oder teilweise Vernachlässigung der durch die Krümmung in einem Stab entstehenden Biegebeanspruchung, die sich proportional mit dem Stabdurchmesser und umgekehrt proportional mit dem Krümmungshalbmesser ändert, muß als unzulässig bezeichnet werden. Denn in der Randzone, auf der konvexen Seite der Krümmung, muß in ausreichendem Maße eine Sicherheit gegen das Fließen des Stahls gegeben sein. Bei der Fertigung von Spannbetonsschwellen System Karig wurde mit Rücksicht auf die Zusatzspannungen vorgeschrieben, bei Stäben ϕ 18,5 mm aus St 90, die einen Krümmungshalbmesser von 24 m aufwiesen, beim Anspannen von 4.900 auf 4.500 kg/cm² zurückzugehen.

4. Da Fragen dieser Art in Wort und Schrift von Herrn Dr. F. angeschnitten wurden, darf wohl auch darauf hingewiesen werden, daß Herr Dr. F. in seinem Aufsatz auf S. 143, 1. Spalte, oberes Drittel, die Vergütung besonders hervorhebt, die der St 90 beim Aufrollen der Gewinde in deren Bereich erfährt. Diese Vergütung verwandelt den St 90 am Umfang den Gewinden entlang in einen Stahl wesentlich höherer Festigkeit. Deshalb wäre wohl die Frage aufzuwerfen, ob die Gewinde, insbesondere unter Schwellbeanspruchungen, genügend Sicherheit bieten. Hier könnte sich vielleicht eine der Schwierigkeiten ergeben, die merkwürdigerweise Herrn Dr. F. bei anderen Verfahren so große Sorgen bereiten.

5. Daß bei jeder neuen Entwicklung auf dem Gebiete der Technik im Anfang Schwierigkeiten zu überwinden sind, soll nicht bestritten werden. Derartige Schwierigkeiten sind schon im Anfangsstadium dazu da, überwunden zu werden. Diese Aufgabe fällt demjenigen zur Last, der das betreffende Verfahren entwickelt oder vertritt. Die Hinweise ausgesprochener Wettbewerber auf angebliche Schwierigkeiten bei konkurrierenden Verfahren gehören auf eine Ebene, die um einige Stockwerke tiefer liegt. Sie waren früher im deutschen technischen Schrifttum und auch in Vorträgen nicht üblich; wenn sie heutzutage da und dort auftauchen, so bedarf es einer sachlichen Stellungnahme und Richtigstellung.

Dr.-Ing. E. h. Max Lütze, Frankfurt/M.

II.

Die Spannbetonbauweisen haben eine so rasche Entwicklung erfahren, daß es nicht verwunderlich ist, daß selbst über die grundlegenden Fragen des Spannbetons unter den verhältnismäßig wenigen Spannbeton-Ingenieuren keine Einigkeit herrscht. Es ist deshalb sehr erfreulich, daß sich Herr Dr. Finsterwalder die Aufgabe gestellt hat, „eine begrifflich klare Herausarbeitung der Grundlagen des vorgespannten Betons“ zu versuchen. Das erfolgte aber unter besonderer Berücksichtigung der Eigenart und der Bedürfnisse des Dywidag-Verfahrens. Eine Reihe von Aussagen sind in einer Form gemacht, als ob der Inhalt schon Allgemeingut und vollständig geklärt sei, während es sich tatsächlich um Fragen handelt, die im Brennpunkt der Meinungsverschiedenheiten stehen.

Einige Feststellungen in den Ausführungen von F. sind nicht stichhaltig und müssen berichtigt werden. Ich gestatte mir daher auf einige Feststellungen aus diesem Aufsatz einzugehen.

1. F.: „Es ginge ohne Frage zu weit, allgemein eine so hohe Druckvorspannung des Betons zu verlangen, daß diese bei der Belastung höchstens bis auf Null abgebaut wird...“

Tatsächlich ist das gerade die Frage des Spannbetons, die wohl am meisten umstritten ist: Vollkommene oder unvollkommene Vorspannung¹.

Die Aussage von F. läßt in keiner Weise erkennen, daß andere Spannbetonkonstruktoren gerade die gegenläufige Anschauung vertreten. Freyssinet z. B. warnt vor den Gefahren, die das „Niemandland zwischen Stahlbeton und Spannbeton“ in sich birgt.

Der Standsicherheitsnachweis für unsere Bauwerke besteht in erster Linie darin, nachzuweisen, daß die im Bauwerk vorkommenden Spannungen in keinem Fall die für den betreffenden Baustoff zugelassene Spannungswerte überschreiten. Mit Rücksicht darauf, daß wir mit unseren Berechnungen nicht alle Spannungsanteile (z. B. Witterungseinflüsse) erfassen können, und daß die verwendeten Baustoffe nicht immer die im Durchschnitt geforderten Festigkeiten aufweisen, werden rechnerische Spannungen zugelassen, die in d. R. in einem beträchtlichen Abstand von der Durchschnittsfestigkeit des Baustoffes liegen. Dabei wird für jeden Baustoff eine obere und eine untere Spannungsgrenze festgelegt. Beispielsweise lassen wir bei auf Biegung beanspruchten Holzbalken als obere Grenze + 100 kg/cm² und als untere Grenze - 100 kg/cm² zu. Wir haben es bis jetzt für notwendig gehalten, zwischen den rechnerischen Spannungsgrenzwerten und den Durchschnittsfestigkeiten des Holzes, sowohl über der oberen Grenze wie unter der unteren Grenze einen „Sicherheitsabstand“ von rd. 200 kg/cm² zu verlangen. Bei Beton liegt die Druckfestigkeit etwa in gleicher Höhe wie bei Holz. Auch bei Beton halten wir es für notwendig, über der zulässigen oberen Spannungsgrenze von rd. 100 kg/cm² einen Sicherheitsabstand von mindestens 200 kg/cm² zu verlangen. Wenn wir jetzt bei Beton, der als zugbeanspruchter Baustoff sehr viel schlechter ist als Holz, darauf verzichten, einen Sicherheitsabstand zu verlangen, dann ist das zumindest unkonsequent und keinesfalls so selbstverständlich, daß man sagen dürfte: „Es ginge zu weit...“

Durch Bezugnahme auf den „klassischen Beton“ wird die Unkonsequenz nur noch größer, da wir ja beim Stahlbeton Querschnittsteile mit Zugspannungen als nicht vorhanden annehmen und insofern beim Stahlbeton überhaupt keine rechnerischen Zugspannungen zulassen.

Wenn man bei vollkommener Vorspannung als unterste Spannungsgrenze null zuläßt, dann erscheint das großzügig genug, weil der Sicherheitsabstand von 50 bis 80 kg/cm² unter der unteren Grenze wesentlich kleiner ist als der Sicherheitsabstand oberhalb der oberen zulässigen Spannungsgrenze.

Es ist selbstverständlich, daß die in der statischen Berechnung ermittelten Spannungen von den im betreffenden Bauteil tatsächlich auftretenden Spannungen mehr oder weniger abweichen werden. Wie groß diese Abweichungen im allgemeinen sind, ist nicht leicht festzustellen. Auch durch Verformungsmessungen kann das nicht genau ermittelt werden. Die Verformungen werden in d. R. nur an der Oberfläche des Baukörpers gemessen; der Beginn der Messungen erfolgt in einem Zeitpunkt, in welchem schon erhebliche Spannungen aus Temperatur Austrocknung usw. vorhanden sein können und außerdem gibt eine gemessene Verformung, die nur teilweise elastischer Natur ist und oft zum größten Teil von Kriechen, Schwinden und Temperatur herrührt, ungenügenden Anhalt zur Beurteilung der vorhandenen Spannung. Da sich aber auch bei Ausführungen, bei welchen weder an der sorgfältigen Herstellung des Bauwerkes, noch an der Zuverlässigkeit der statischen Berechnung gezweifelt wird, deutlich sichtbare Risse gezeigt haben, auch in Teilen, wo in der statischen Berechnung nur Druckspannungen nachgewiesen sind, muß geschlossen werden, daß

¹ Die Bezeichnungen „volle“ und „beschränkte“ Vorspannung, wie sie auch F. verwendet, sind im 7. Entwurf der „Richtlinien“, im Gegensatz zu den früheren Entwürfen, eingeführt worden. Diese Bezeichnungen sind ungeeignet, worauf ich auch in meinem Einspruch zu den „Richtlinien“ (Dez. 1950) unter anderem hingewiesen habe: „Jede Vorspannung ist beschränkt, und zwar durch die obere und untere zulässige Spannungsgrenze. Unglücklicherweise ist die „volle Vorspannung“ beschränkter, weil der zulässige Bereich von $0 < \sigma < \sigma_{zul}$ kleiner ist als im Falle der „beschränkten“ Vorspannung, bei der weitere Grenzen (z. B. $-30 \text{ kg/cm}^2 < \sigma < \sigma_{zul}$) zugelassen sind.“

hier Zugspannungen in der Größenordnung von 50 kg/cm² vorhanden waren. Die statische Berechnung hat aber den Beweis erbracht, daß keine Zugspannungen entstehen werden. Offensichtlich können auch heute die beim Entwurf berechneten Spannungen bei der Ausführung mit keiner kleineren Toleranz als vielleicht ± 50 kg/cm² verwirklicht werden.

2. In der Erläuterung zur oben angeführten Aussage von F. steht folgender Satz: „... daß der klassische Stahlbeton mit nicht vorgespannter Bewehrung, bei dem die Dehnfähigkeit und die Zugfestigkeit stets in Anspruch genommen werden, meistens sogar über die Rißgrenze hinaus...“

Da es offensichtlich unmöglich ist, die Dehnfähigkeit und die Zugfestigkeit des Betons über die Rißgrenze hinaus in Anspruch zu nehmen, bedarf dieser Satz einer Berichtigung.

3. F.: „Bei gekrümmten Stäben kann es zur Verkleinerung der an sich geringen Reibungsverluste bei der Bewegung der Stahlstäbe in den Umhüllungsrohren zweckmäßig sein, den Stab nach beiden Seiten herauszuziehen.“

Der in Spannbetonprobleme wenig eingeweihte Leser wird den Eindruck erhalten, daß die Reibungsverluste beim Vorspannen klein und unwesentlich sind. Tatsächlich aber sind die Reibungsverluste, insbesondere bei durchlaufenden Trägern beachtlich und müssen rechnerisch berücksichtigt werden. Die Verminderung der Reibungsverluste bei Verfahren mit nachträglichem Verbund ist mit Rücksicht auf Stahlersparnisse von außerordentlicher Bedeutung. Es wäre für die Leser sicher wertvoller gewesen, wenn F. statt der Behauptung, daß die Reibungsverluste gering sind, die gemessenen Reibungsbeiwerte angegeben hätte. Die mir bekannten, bei Ausführungen gemessenen Werte haben in günstigsten Fällen 0,2 betragen. Es sind aber auch Werte von 0,7 und mehr gemessen worden.

4. F.: „...Hieraus folgt, daß der aus den zwei Teilspannungszuständen resultierende Spannungszustand nicht proportional mit einer Laststeigerung anwächst, sondern viel schneller, wenn nicht vorher der Verbund hergestellt ist.“

Diese Feststellung ist nicht richtig. Auch wenn vorher der Verbund hergestellt worden ist, ist der „resultierende Spannungszustand“ genau so wenig proportional mit einer Laststeigerung wie bei fehlendem Verbund.

5. F.: „...Hieraus folgt, daß, je größer die Ausgangsspannung in den vorgespannten Zugorganen ist, desto eher der Zustand eintreten wird, daß der Beton die zugehörigen Dehnungen nicht mehr rissefrei mitmachen kann.“

Tatsächlich ist das Gegenteil der Fall. Das soll am folgenden einfachen Beispiel gezeigt werden.

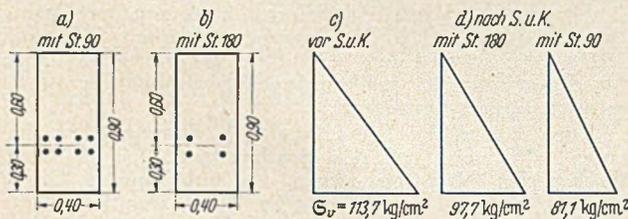


Abb. 1.

Von den zwei in Abb. 1 dargestellten rechteckigen Querschnitten soll einer mit St 90, der zweite mit St 180 vorgespannt werden. Die 8 ϕ 26 aus St 90 werden in 30 mm Blechrohren geführt, so daß der Betonquerschnitt zunächst eine Querschnittsverminderung von 56 cm² erhält. Für die Vorspannglieder aus St 180 wird ungünstigerweise angenommen, daß sie in vier 42 mm-Röhren geführt werden, so daß der Einfachheit wegen auch der zweite Trägerquerschnitt die gleiche Querschnittsverminderung von 56 cm² erhält. Beim Vorspannen (mit nachträglichem Verbund) haben also beide Querschnitte die gleichen Querschnittswerte und erhalten demnach beim Vorspannen mit der gleichen Vorspannkraft $V = 200$ t die gleiche Spannungsverteilung, die in Abb. 1 c dargestellt ist. Wir nehmen weiter an, daß in beiden Fällen der Verbund kurz nach dem Vorspannen hergestellt wird.

Die Vorspannverluste durch Schwinden und Kriechen sind mit den Querschnittswerten der Verbundquerschnitte

zu berechnen. Dieser Berechnung sollen die in den Richtlinien angegebenen Werte zugrunde gelegt werden:

	St 180	St 90
Elastizitätsmodul des Vorspannstahls	1 950 000	2 100 000 kg/cm ²
Elastizitätsmodul von B-300	340 000	340 000 "
n-Zahl	5,7	6,2
Querschnitt der Vorspannglieder	21,25	42,5 cm ²
Spannung beim Vorspannen	9 400	4 700 kg/cm ²
Gesamte Vorspannkraft	200	200 t

Es ergeben sich folgende Querschnittswerte:

	Vor der Herstellung des Verbundes	Nach der Herstellung des Verbundes bei Vorspannung mit	
		St 180	St 90
Querschnitt F_i	3 544	3 665	3 808 cm ²
Trägheitsmoment I_x	2 417 200	2 444 600	2 474 200 cm ⁴
Widerstandsmoment			
Druckrand $D W_i$	53 900	53 900	53 900 cm ³
Widerstandsmoment			
Zugrand $Z W_i$	- 53 300	- 54 900	- 55 900 cm ³

Die Spannung vor Schwinden und Kriechen in Höhe der Vorspannglieder beträgt in beiden Fällen 75,7 kg/cm². Für beide Fälle werden folgende plastische Verformungen zugrunde gelegt:

a) Schwinden	15° · 0,00001	0,15 ‰
b) Kriechen	75,7 · 2,5/340 000	0,56 ‰
		0,71 ‰

Für diese plastische Verformung ergeben sich folgende Vorspannverluste am unteren Trägerrand:

Bei Vorspannung mit St 180 = - 16,0 kg/cm²,
Bei Vorspannung mit St 90 = - 32,6 kg/cm².

Nach Abzug dieser Spannungsverluste verbleiben also nach Schwinden und Kriechen die Spannungsverteilungen nach Abb. 1 d. Nehmen wir an, daß der Zustand bei dem „der Beton die zugehörigen Dehnungen nicht mehr rissefrei mitmachen kann“, mit einer Zugspannung von - 50 kg/cm² erreicht ist, dann wird dieser Zustand bei dem mit St 90 vorgespannten Träger durch ein Biegemoment

$M = (81,1 + 50) \text{ kg/cm}^2 \cdot 55 900 \text{ cm}^3 = 73,2 \text{ mt}$ erreicht. Demgegenüber wird dieser Zustand bei dem mit St 180 vorgespannten Träger durch ein Biegemoment

$M = (97,7 + 50) \text{ kg/cm}^2 \cdot 54 600 \text{ cm}^3 = 80,5 \text{ mt}$ erreicht.

Werden also beide Träger bis zu $M = 73,2 \text{ mt}$ belastet, dann ist für den St 90-Träger die Rißlast erreicht worden, während für den St 180-Träger die Belastung um weitere 7,3 mt, d. h. 10 ‰ erhöht werden muß, um die Rißbelastung zu erreichen. Diese Feststellung steht offensichtlich mit der Behauptung von F. im Widerspruch.

6. F.: „...Dieses ausgezeichnete Verhalten bei der rechnerischen Bruchlast...“

Leider hat F. nicht versucht, diese Behauptung, die sich auch nur auf eine seiner vorhergehenden Behauptungen stützt, weder durch rechnerische Untersuchungen noch durch Vergleiche an Versuchsbalken verschiedener Vorspannverfahren glaubhaft zu machen. Es ist mir nicht möglich, an dieser Stelle näher darauf einzugehen, um so mehr, da es auch F. nicht getan hat.

7. F.: „...Dabei ist zu berücksichtigen, daß höhere Ausgangsspannungen im Stahl zu kleineren Stahlquerschnitten führen und demzufolge das Trägheitsmoment des Querschnitts, das zur Aufnahme der Belastungsschwankungen zur Verfügung steht, entsprechend kleiner ist. Durch diese Tatsache wird der theoretisch für den Zustand der Gebrauchslast vorhandene Vorteil der höheren Ausgangsspannung auch für diesen Lastbereich mehr oder weniger vollständig wieder aufgehoben.“

Das unter 5. behandelte Beispiel zeigt, daß auch diese Behauptung nicht zutrifft.

8. F.: „Vorstehend wurde gezeigt und bewiesen, daß Ausgangsspannungen mittlerer Größe, wie sie beim Spannbeton mit St 90 angewandt werden, in Verbindung

mit einem wirklich zuverlässigen Verbund hinsichtlich der Ribbildung im Lastbereich oberhalb der Gebrauchslast besonders günstige Verhältnisse schaffen. Die Risse treten später auf..."

Daß diese Behauptung nicht zutrifft, ist unter 5. ausführlich gezeigt worden. Was aber hier noch hervorzuheben werden muß, ist die Bezeichnung „wirklich zuverlässiger Verbund“. Mit dieser Bezeichnung will F. offensichtlich zum Ausdruck bringen, daß nicht jeder Verbund „wirklich zuverlässig“ ist. Es erscheint deshalb von besonderer Wichtigkeit, für jede neue Art des Verbundes einen Gütenachweis zu liefern. In der Abhandlung von F. ist über einen solchen Nachweis nichts erwähnt worden. Dabei wissen wir, daß von allen Maßnahmen bei Verfahren mit nachträglichem Verbund die Herstellung des Verbundes diejenige ist, die am wenigsten Vertrauen verdient. Der Verbund wird mit Zementmilch hergestellt, d.h. aus Zement und Wasser. Das ist der schlechteste „Beton“, den wir überhaupt herstellen können und auch hier der schlechteste Teil des Bauwerkes. Dieser Verbundbaustoff, der von allen Betonen die größte Neigung zu Schwindrissen hat, ist beim vorliegenden Verfahren ein Umhüllungsrohrchen aus Zementstein mit einer Wanddicke von 0 bis 2 mm, das eine Länge von über 100 m haben kann und in der Regel, wie die Vorspannglieder auch, in der Zugzone liegt. Durch die Verkehrslasten entstehen Betondehnungen in der Umgebung der Vorspannglieder, die im vorgespannten Beton oft einer Spannungsänderung von über 100 kg/cm² entsprechen. Der „Zementmilchbeton“ ist selbstverständlich nicht vorgespannt und könnte diese Dehnungen auch dann nicht rissefrei mitmachen, wenn er durch keine Schwindspannungen vorbelastet wäre. Wenn F. diesen Verbund mit dem nach menschlichen Ermessen in allen Teilen zerklüfteten Verbundbaustoff als „wirklich zuverlässig“ bezeichnet, dann dürfen die Leser für diese Bezeichnung einen wirklich zuverlässigen Nachweis erwarten. Da F. auf Grund dieses „wirklich zuverlässigen Verbundes“ vorschlägt, unvollkommene Vorspannung nur für St 90 zuzulassen und für höherwertige Stähle vollkommene Vorspannung zu verlangen, ist die Forderung eines solchen Nachweises doppelt notwendig.

Wirklich zuverlässig ist der Verbund tatsächlich nur bei „Verfahren mit Verbund“, wo die Vorspannglieder im direkten Verbund mit vollwertigem Beton stehen, der rissefrei vorgespannt ist. Dr.-Ing. G. K a n i, Stuttgart.

III.

In dem Aufsatz „Dywidag-Spannbeton“ setzt sich Dr. Finsterwalder u. a. mit der Verwendung hochfester Stähle und mit daraus gebildeten „konzentrierten Zugorganen“ auseinander. Er behauptet, daß die Regeln des Stahlbetons für die Verteilung der Bewehrungsstäbe im Bereich der rechnerischen Gebrauchslasten auch für den Spannbeton gelten. Es soll hier nicht bestritten werden, daß durch Verwendung von St 90-Stäben in Verbindung mit unvollkommener Vorspannung eine Verbesserung des klassischen Stahlbetons erzielt wird. Die unvollkommene Vorspannung und die von den geringen Dehnungen des St 90 herrührende Empfindlichkeit gegenüber den Einflüssen von Schwinden und Kriechen läßt diese Bauart zu einer Zwischenlösung zwischen dem klassischen Stahlbeton und dem klassischen Spannbeton werden. Deshalb erscheint dort die Befolgung der Regeln des Stahlbetons angebracht zu sein.

Daß sich aber die vollkommene Vorspannung grundsätzlich vom Stahlbeton unterscheidet, wird immer mehr anerkannt und läßt sich auch an Hand des von F. selbst gewählten Beispiels eines Bewehrungsstabes, ϕ 600 mm, aus St 37, deutlich nachweisen. Würde man einen solchen Stab für Stahlbeton verwenden, so müßte nach den Regeln des Stahlbetons die ganze von ihm aufnehmbare Kraft, welche bei 1,4 t/cm² Beanspruchung rund 4000 t beträgt, durch Haftung auf den Beton übertragen werden. Bei 8 kg/cm² zulässiger Haftspannung würde sich dabei eine Übertragungslänge von 26,5 m ergeben. Im Spannbeton mit nachträglichem Verbund werden aber die Kräfte aus Vorspannung und Eigengewicht einwandfrei durch die Endverankerungen aufgenommen. Es sind demnach nur die Spannungswechsel im Stahl infolge der Verkehrs-

last und dergleichen durch Haftung auf den Beton zu übertragen. Diese Spannungswechsel werden von F. selbst mit 200 bis 500 kg/cm², im Mittel also mit 350 kg/cm², angegeben. Bei der üblichen Verwendung von Litzen ist dieser Spannungswechsel sogar im Verhältnis der E-Moduli von 1,8 zu 2,1 Mio. kg/cm² niedriger als bei St 90. Ein Spannglied für 4000 t (das bisher noch nie konzentriert ausgeführt wurde) würde bei Litzen mit 170 kg/mm² Mindestbruchfestigkeit einen Querschnitt von $4000 : 9,35 = 428 \text{ cm}^2$ erfordern. Die mit Haftung zu übertragende Kraft beträgt also $428 \cdot 0,35 = 150 \text{ t}$. Da die Litzen selbst Scherverbund aufweisen, ist für die Haftung der umhüllende Blechkasten maßgebend, der etwa 30 · 30 cm groß sein müßte. Sein Umfang beträgt demnach 1,2 m. Die Übertragungslänge wird demnach bei der gleichen zulässigen Haftspannung $150 : (1,2 \cdot 80) = 1,56 \text{ m}$, also rund nur $\frac{1}{17}$ der Haftübertragungslänge beim Rundstahl im Stahlbeton.

Man mag hier entgegenhalten, daß man bei Blechflächen nicht mit der gleichen Haftspannung rechnen darf wie bei Rundstäben. Wenn jedoch die Haftspannung bei gebündelten Spannkabeln in Blechkasten irgendwie Sorge machen würde, so brauchte man ja nur geripptes oder sonstwie verformtes Blech verwenden, um zu Scherverbund zu kommen, der erlauben würde, daß die Haftübertragung auf eine noch kürzere Strecke erfolgen könnte. Bei Bauwerken, die 4000 t starke Spannglieder erfordern, treten jedoch die Momentenänderungen, die zu den genannten Spannungswechseln führen, niemals auf so kurze Längen auf.

Verfasser hat schon in Beton- und Stahlbeton 45 (1950) unter 6,5 nachgewiesen, daß im Spannbeton unter den Gebrauchslasten die Haftspannungen bei noch so stark konzentrierten Spanngliedern so niedrig bleiben, daß sie belanglos sind.

Die Bemerkung von F., daß es bei konzentrierten Zugorganen nicht leicht sei, die Kraftübertragung durch Haftung sicherzustellen, ist dadurch widerlegt.

Der von F. mit 200 bis 500 kg/cm² angegebene Spannungswechsel des Stahles kann bei unvollkommener Vorspannung mit 140 kg/cm² Druck- und 30 kg/cm² Zugspannung im Zuggurt schon im Stadium I den Wert von $n (140 + 30) = 6 \cdot 170 = 1020 \text{ kg/cm}^2$ erreichen, also mehr als der für St 90 mit sorgfältig zentrierten Proben erzielte Schwellwert von 700 kg/cm². Hier ist aber zu bedenken, daß bei 30 kg/cm² mehrmaliger Betonzugspannung Risse im Beton unvermeidlich sind, also das Stadium II eintritt, mit dem eine sprunghafte starke Zunahme der Stahlspannung verbunden ist, so daß der genannte Schwellwert weit überschritten wird. Für stark dynamisch beanspruchte Bauwerke wird deshalb mit Recht die unvollkommene Vorspannung abgelehnt.

Der entsprechende Schwellwert kaltgezogener Drähte der Festigkeit St 150 liegt dagegen zwischen 1500 und 1800 kg/cm², ist also dem St 90 überlegen und genügt auch für die größten im vollkommenen Spannbeton vorkommenden Spannungswechsel.

Die Gegner der Bündelung von Spanngliedern berufen sich meist auf den Bruchzustand, bei dem ein theoretischer Nachweis wegen der unbekanntenen Größe der Verbundwirkung schwierig ist. Hier haben jedoch die Bruchversuche der Deutschen Bundesbahn, die Abteilungspräsident Klett hinsichtlich der gebündelten Bewehrung in Beton- und Stahlbetonbau 96 (1951) S. 145 u. 180 veröffentlicht hat, nachgewiesen, daß mit Litzenkabeln in Blechkasten eine 2,9fache Bruchsicherheit erzielt wird, die also bei weitem die geforderte 1,75fache bzw. 2,5fache Sicherheit übersteigt. Beim Bruch des Versuchsbalkens A war die Bruchfestigkeit der Litzen erreicht, was nur möglich ist, wenn durch einen vorzüglichen Verbund die Nulllinie nur langsam nach oben wandert. Bei Stählen mit Streckgrenze rückt die Nulllinie während des Erreichens der Streckgrenze meist schon so hoch, daß dann die Betondruckzone versagt. Der St 90 ist damit infolge seiner Streckgrenze hinsichtlich der Bruchsicherheit von Spannbetonbalken schlechter gestellt als Litzen aus kaltgezogenem Stahl, der keine ausgesprochene Streckgrenze aufweist. Von einer Überlegenheit der St 90-Vorspannung hinsichtlich der Bruchsicherheit kann nicht geredet werden, nachdem Versuchsergebnisse das Gegenteil bewiesen haben.

F. bezieht sich bei der Begründung der unvollkommenen Vorspannung auf die dem Betonmaterial innewohnende Biegezugfestigkeit. Diese Festigkeit mag bei kleinen Probekörpern erreicht werden, bei großen Bauwerken ist sie bestimmt nicht vorhanden. Es ist langsam kein Geheimnis mehr, daß mehrere Spannbetonbrücken, die nicht sehr frühzeitig unter eine mäßige Druckvorspannung gesetzt wurden, vor dem Vorspannen viele Risse zeigten, die auf den Temperaturrückgang (Verlust der Abbindewärme) und anfängliches Schwinden zurückzuführen sind. Auch braucht man an allen Großbauwerken Arbeitsfugen, in denen niemals eine volle Betonzugfestigkeit vorhanden ist. Man muß sich also darüber im klaren sein, daß vor allem bei oftmals wiederholter Zugbeanspruchung schon für die Gebrauchslasten das Stadium II zu betrachten ist, in dem man auf eine gute Verbundwirkung der Stahlstäbe mit dem Beton für die gesamte Schubübertragung zwischen Zugzone und Druckzone angewiesen ist.

Es muß jedoch bezweifelt werden, daß mit spiegelblanken Metallröhrchen und einem Einpreßmörtel mit verhältnismäßig hohem Wassergehalt ein „wirklich zuverlässiger Verbund“ erreicht wird. Es läßt sich leicht nachweisen, daß die Haftfestigkeit dieses Einpreßmörtels an blanken kaltgewalzten Blechbändern wesentlich unter derjenigen von gewalzten Rundstäben liegt. Es ist merkwürdig, hierbei von einem „wirklich zuverlässigen Verbund“ zu reden in einer Zeit, in der man für den klassischen Stahlbeton versucht, durch Querrippen, tordierte Profile usw. die Haftfestigkeit von einfachen Rundstählen mit rauher Walzhaut, die immerhin 25 bis 30 kg/cm² beträgt, beträchtlich zu überbieten, weil sich dies als notwendig erweist. Dr.-Ing. F. L e o n h a r d t, Stuttgart.

Erwiderung.

Zunächst ist festzustellen, daß alle drei Einsender die seit Freyssinet's grundlegenden Arbeiten herrschende Ansicht vertreten, man müsse möglichst hochgespannte Vorspannen verwenden, um den durch das Schwinden und Kriechen des Betons eintretenden Abfall der Vorspannkraft möglichst klein zu halten. Es ist historisch verständlich, daß dieses Problem vielfach noch als das Hauptproblem des Spannbetons angesehen wird. Die Entwicklung des Spannbetons Dywidag beweist jedoch, daß dieses vermeintliche Hauptproblem sich in ein Teilproblem von untergeordneter Bedeutung verwandelt hat, und zwar aus folgenden Gründen:

Während in der Anfangszeit des Spannbetons die Größe des Schwindens und Kriechens unbekannt und bei den damals häufig verwendeten minderen Betonqualitäten oft sehr groß war, haben Messungen bestätigt, daß die in der DIN 4227 angegebenen Werte für Schwinden und Kriechen bei guter Betonqualität völlig ausreichend sind. Dementsprechend ist die Spannungsumlagerung durch Schwinden und Kriechen berechenbar und fällt auch bei Verwendung von St 90 durchaus nicht so ins Gewicht, als daß Nachteile, wie sie aus der Verwendung extrem hochgespannter Stähle entstehen können, in Kauf genommen werden müßten. Selbst das von Herrn Dr.-Ing. K a n i gewählte Beispiel mit der hohen Betonvorspannung von 75,7 kg/cm² in der Zone der Vorspannglieder und der von diesem Konstrukteur angenommenen Konzentrierung des Vorspanngliedes in der Nähe der Querschnittsmitte ergibt nur einen Unterschied im Spannungsabfall des Betons zwischen St 180 und St 90 von 16,6 kg/cm². Verteilt man bei diesem Beispiel jedoch die Bewehrung zu $\frac{2}{3}$ auf die untere und zu $\frac{1}{3}$ auf die obere Randzone des Querschnitts, wie das bei St 90 üblich ist, dann steigt das Widerstandsmoment des Verbundquerschnitts um rd. 15% an, wodurch sich der oben genannte Unterschied im Spannungsabfall noch vermindert. Die für Nutzlast zur Verfügung stehende Tragfähigkeit für diesen nach dem Prinzip der verteilten Berechnung konstruierten Querschnitt vergrößert sich hierdurch auf 83 tm und ist sogar größer als der von Herrn Dr.-Ing. K a n i für St 180 ermittelte Wert. Man hat also selbst bei diesem für St 90 ungünstigen Beispiel durch die Verwendung der höheren Stahlspannung gar nichts gewonnen. Wenn man aber mit einer kleineren Dauerspannung in der Zone der Vorspannglieder auskommt (bei der

Wormser Brücke beträgt sie nur 20 kg/cm²), dann tritt der Vorteil des St 90 klar zu Tage: Eine Vergrößerung des Widerstandsmomentes, die wichtiger ist als die Empfindlichkeit gegen das Kriechen.

Übereinstimmend sprechen alle drei Einsender von unvermeidbaren Rissen in Spannbetonkonstruktionen, sogar solchen mit voller Vorspannung, die ja in jedem Lastfall unter Druck stehen sollten, so daß Risse ausgeschlossen sein müßten. Um dieser schwer erklärbaren Erscheinungen willen sei die volle Vorspannung ratsam. Es unterliegt nun keinem Zweifel, daß jeder Stahlbetonbau durch seinen Herstellungsvorgang Eigenspannungen erhält, die, wenn sie nicht in Grenzen gehalten werden, vor der Belastung zu Rissen führen. Durch gut konstruierte Gerüste, durch vorbereitete, evtl. durch Raumlagen unterteilte Betonierabschnitte, u. U. durch Kühlung des abbindenden und sich dabei erhitzenden Betons sollen und können solche Risse vermieden werden. Die Eigenspannungen, die in der Zeit der Herstellung des Bauwerkes auftreten, werden mit zunehmendem Alter des Betons durch das Kriechen bis auf einen kleinen Bruchteil ihres ursprünglichen Wertes abgebaut und sind dadurch später ohne Bedeutung. Der entscheidende Grund für das Auftreten von Rissen ist vielmehr, wenn man von Fehlermöglichkeiten in der statischen Berechnung absieht, eine ungenaue Einbringung der Vorspannkraft. Das ergibt sich aus meiner Analyse und Diskussion der Spannungszustände im Spannbeton. Ich muß es deshalb als das erste Hauptproblem des Spannbetons ansehen, die genaue Einbringung der errechneten Vorspannkraft unter den Verhältnissen, die in der rauhen Wirklichkeit des Baubetriebs vorhanden sind, sicherzustellen.

Beim Dywidag-Spannbeton kann das Maß, um das der Stab aus dem Beton herausgezogen wird, durch das Gewinde bequem auf den Bruchteil eines Millimeters genau eingestellt, protokollarisch festgehalten und von der Bauaufsicht, unabhängig vom eigentlichen Spannvorgang, bei dem die Bauaufsicht nicht immer anwesend sein kann, überwacht werden. Nach dem Spannen kann, ebenfalls von der Bauaufsicht, durch Ansetzen der Vorspannpresse, die Kraft, bei der die Verankerungsmutter sich löst, mit einem Manometer nachgemessen werden. Diese einfache und kontrollierbare Spannungsmöglichkeit ist dzt. an die Verwendung von Gewinden gebunden und bei Keilverbindungen, wie sie heute bei hochgespannten Drähten ausgeführt werden, nicht vorhanden.

Herr Dr.-Ing. K a n i macht sehr richtig auf die Wichtigkeit der Reibungskoeffizienten in gekrümmten Spanngliedern aufmerksam, die nach seiner Angabe in günstigen Fällen 20%, in anderen 70% des Querdrucks und mehr betragen haben. Die Bundesbahn, die zahlreiche Messungen beim Anspannen durchgeführt hat, hat mich ermächtigt, den für Dywidag-Spannbeton bei diesen Messungen festgestellten Reibungskoeffizienten mitzuteilen. Er beträgt unter der in jedem Fall realisierbaren Voraussetzung, daß das Gleiten des Eisens beim Spannen nur in einer Richtung erfolgt, 14–15% des Querdrucks. Die Praxis der Firma Dyckerhoff & Widmann K.G. umfaßt einige zehntausend protokollierte Spannvorgänge. Es liegt kaum ein Fall vor, daß ein Spannstab nicht um das volle errechnete Maß aus dem Beton herausgezogen werden konnte, obwohl die maximale Spannkraft der Presse auf 90% der Streckgrenze des Spannstabes begrenzt ist.

Diese günstigen Erfahrungen sind darauf zurückzuführen, daß beim Dywidag-Spannbeton jeder Rundstab in einem ebenfalls runden Blechkanal von 4 mm größerem Durchmesser liegt, wobei Eisen auf Eisen in klar bestimmter Lagerung gleitet, die auch während des Spannens erhalten bleibt. Daß diese Einzelmessungen eine zuverlässige Kontrolle für die Einbringung der Vorspannkraft darstellen, wird durch eine bemerkenswerte Übereinstimmung zwischen dem berechneten und dem gemessenen Verhalten der Bauwerke bestätigt.

Spannglieder aus Stählen höherer Festigkeit können nur in kleineren Durchmessern hergestellt werden. Die aus wirtschaftlichen Gründen notwendige Bündelung beeinträchtigt in jedem Fall die Genauigkeit des Spannvorgangs und die Möglichkeit der Überwachung. Man

1 Diese Ergebnisse werden von der Deutschen Bundesbahn demnächst der Fachwelt bekanntgegeben werden.

muß deshalb in der Praxis mit Abweichungen vom gewollten Spannungszustand rechnen, die in ungünstigen Fällen mehrfach größer sein können als die Spannungsumlagerungen durch Schwinden und Kriechen.

Ein weiteres Hauptproblem des Spannbetons ist das der Sicherheit. Aus den in meinem Aufsatz angeführten unwiderlegten Gründen muß die Berechnung und die konstruktive Durchbildung eines Spannbetonträgers über die Gebrauchslast hinaus in den Bereich bis zur 1,75fachen Gebrauchslast ausgedehnt werden. In diesem Bereich ist die Zugzone gerissen, und zwar in gleicher Weise bei voller und bei beschränkter Vorspannung. Der Kraftfluß von der Betondruckzone zu den Stahlgliedern geht für die über das Eigengewicht hinausgehende Last ebenso wie beim klassischen Stahlbeton auf dem Weg über die Haftung der Stahlstäbe im Beton. Deshalb müssen die Grundsätze des klassischen Stahlbetons über die Verteilung der Bewehrung und Größe der Stahldehnungen auch im Spannbeton eingehalten werden. Die Nachrechnung von Herrn Dr.-Ing. Leonhardt, wie hoch die Haftung bei einfacher Verkehrslast beansprucht wird, genügt nicht. Aus Sicherheitsgründen muß die Haftverbindung für 175 % der Verkehrslast und 75 % des Eigengewichtes (das 1,0fache Eigengewicht wird ohne Haftspannungen durch das Vorspannen in die Endverankerung eingeleitet) dimensioniert sein, gegenüber 175 % der Gesamtlast beim klassischen Stahlbeton. Für die zwar etwas geringeren zu übertragenden Haftkräfte stehen im Spannbeton aber wesentlich weniger Eisen und dadurch weniger Flächen für die Haftübertragung zur Verfügung als im klassischen Stahlbeton.

Der Gedanke von Herrn Dr.-Ing. Leonhardt, den Spannbeton als etwas hinzustellen, was mit dem klassischen Stahlbeton nichts gemein hat, würde logischerweise zu der Forderung führen, bis zur 1,75fachen Gebrauchslast Risse auszuschalten, da erst dann der Spannbeton etwas grundsätzlich anderes wäre. Zu dieser Konsequenz, die neben einem erhöhten Stahlverbrauch eine einschneidende Einengung des für die Aufnahme der Verkehrslasten zur Verfügung stehenden Spannungsbereiches zur Folge hätte und in wirtschaftlicher Hinsicht keine Aussichten böte, hat sich bisher noch niemand bekannt. Es besteht aber auch keinerlei Veranlassung, die Verwandtschaft mit dem seit 50 Jahren glänzend bewährten klassischen Stahlbeton zu leugnen. Die in der DIN 4227 für beschränkte Vorspannung zugelassenen Werte lehnen sich an die Erfahrungen an, nach denen schlaff bewehrte Stahlbetonbauten, die rissfrei bleiben müssen und erfahrungsgemäß rissfrei bleiben, konstruiert werden. Die gleichen günstigen Erfahrungen wurden mit den zahlreichen beschränkt vorgespannten Spannbetonbauten gemacht.

Die Voraussetzungen für ein solches Verhalten sind allerdings eine im Verbund liegende verteilte Bewehrung, eine absolut sichere und kontrollierbare Einbringung der Vorspannkraft und die Anwendung mittlerer Vorspannungen an Stelle von extrem hohen.

Die vergleichende Betrachtung des Herrn Dr.-Ing. Kani über die Wichtigkeit der Zugzone von Holzbalken und Spannbetonbalken für die Sicherheit des Bauwerks geht m. E. von irrigen Voraussetzungen aus. Während beim Holzbalken der Bruch der Zugzone zum Bruch des Balkens führt, ist ein Riß in der Zugzone eines Spannbetonbalkens für die Bruchsicherheit ohne Bedeutung, da die gesamte Zugkraft des Balkens ohne Berücksichtigung einer im Beton verlaufenden Zugkraft voll durch den Stahl aufgenommen wird. Bekanntlich muß dieser Sicherheitsnachweis mit 175 % der Gebrauchslast für jeden einzelnen Querschnitt geführt werden.

Die Empfehlung von Herrn Dr. Lütze, an Stelle von Stählen, deren Streckgrenze etwa bei $\frac{2}{3}$ der Bruchgrenze liegt, für Spannbeton Stähle, deren Streckgrenze möglichst nahe an der Bruchgrenze liegt, zu verwenden, widerspricht meines Erachtens allen bisherigen Erfahrungen. Versuche der ETH. Zürich haben ergeben, daß bei Verwendung solcher bis in die Nähe der Streckgrenze vorgespannter Stähle beim Bruchversuch ein Zerplatzen des gesamten Spannbetonträgers ohne vorheriges Anzeichen eintritt. Um solche Erscheinungen zu vermeiden, ist in der DIN 4227 die höchste Beanspruchung eines Spann-

stahls ohne Rücksicht auf die Höhe der Streckgrenze auf 55 % der Bruchgrenze beschränkt.

Die Bedenken von Herrn Dr.-Ing. Lütze wegen der Gewindeverankerung und wegen der Eigenspannungen gekrümmt eingebauter Stäbe ϕ 26 mm aus St 90 können unter Hinweis auf sehr gründliche Dauerversuche zerstreut werden, die sowohl mit den Verankerungen als auch mit gebogenen und wieder gerade gerichteten Stäben mit einwandfreiem Ergebnis ausgeführt wurden.

Über die Güte des Verbundes, die Herr Dr.-Ing. Leonhardt und insbesondere Herr Dr.-Ing. Kani bei der tadellos verteilten Bewehrung des Dywidag-Spannbetons anzweifeln, gibt besser als alle theoretischen Betrachtungen der Rißabstand bei einem bis zum Bruch belasteten Träger Auskunft: Wenn man die Zugkraft der zu einem Stab gehörenden Betonzugzone durch das Produkt aus Stabumfang und Rißabstand dividiert, so erweist der Versuch, daß eine Haftfestigkeit von rd. 50 kg/cm² vorhanden ist. Bessere Werte erhält man auch bei einbetonierten schlaffen Bewehrungsstäben nicht. Dieses günstige Resultat ist darauf zurückzuführen, daß der konstante Querschnitt, der zwischen Rohr und Stab vorhanden ist, das Injizieren von dickem Zementleim gestattet und eine Entmischung auch bei großen Rohrlängen nicht eintreten läßt. Bei einer Anhäufung von Drähten in einem Rohr liegen viel ungünstigere Verhältnisse vor, da der Zement beim Durchgang des Zementleims durch die engen Spalten, die zwischen benachbarten Drähten, insbesondere in Krümmungen, unvermeidlich auftritt, ausgefiltert wird, wodurch eine Entmischung eintritt.

Wenn in einer der vorstehenden Erwiderungen die Ernsthaftigkeit oder überhaupt die Zulässigkeit meiner kritischen Betrachtungen über die Probleme des Spannbetons bestritten werden, so kann ich hierüber das Urteil dem im Schrifttum über den Spannbeton und im Wettbewerbsrecht erfahrenen Leser überlassen. Die Legitimation für eine Behandlung der allgemeinen Grundlagen des vorgespannten Betons leite ich aus meiner nun 21jährigen intensiven Beschäftigung mit dieser Materie ab, die mit dem ersten Vorschlag für eine Spannbetonbalkenbrücke beim internationalen Wettbewerb für die Dreirosenbrücke in Basel im Jahre 1931 begann und mit dem Bau der Rheinbrücke in Worms aus Spannbeton im freien Vorbau an einem sichtbaren Abschnitt angelangt ist.

Dr.-Ing. U. Finsterwaller, München.

40jähriges Dienstjubiläum.

Am 1. Oktober 1952 beging Dr.-Ing. Heinrich Wittmann, o. Professor für Wasserbau—Wasserwirtschaft an der Techn. Hochschule Karlsruhe, Direktor des Theodor-Rehbock-Flußbaulaboratoriums, sein 40jähriges Staatsdienstjubiläum.

Die Bauschule Siegen in Westf. begeht im nächsten Jahre die Feier anlässlich des 100jährigen Bestehens. Es sind hierfür die Tage vom 8. bis 10. Juni 1953 in Aussicht genommen. Alle Absolventen der Schule werden gebeten, ihre Anschrift und den Zeitpunkt ihres Schulbesuches dem Direktor mitzuteilen.

Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

Die Firma Stahlbau Rheinhausen hat vor einiger Zeit einen Groß-Absetzer mit 4500 l Eimern und einem 90 m langen schwenkbaren Ausleger von der Rheinischen Aktiengesellschaft für Braunkohlenbergbau und Brikettfabrikation, Köln, in Auftrag erhalten; sie ist nunmehr auch mit der Lieferung des größten Schaufelradbaggers seiner Art, der für den gleichen Groß-Tagebau bestimmt ist, betraut worden. Dieser Schaufelradbagger wird, wie der Groß-Absetzer, für eine Stundenteistung von 8600 m³, entsprechend einer Tagesleistung von über 160 000 m³, ausgelegt. Das Schaufelrad ist mit 12 Eimern mit einem Inhalt von je 4000 l ausgerüstet. Das Schaufelrad hat einen Durchmesser von rd. 17 m. Innerhalb des Gerätes wird das gebaggerte Material durch Bänder mit einer Breite von 2,60 m gefördert. Die gesamte Baggeranlage besteht aus dem Gewinnungsgerät, das eine Abtragshöhe von 50 m besitzt und einer Beladeanlage zur Verladung des Materials in Züge. Die Gerätegruppe verfährt auf Raupen. Es kann sowohl Kohle als auch Abraum gebaggert werden.

SIEGLE-MENNIGE

Der beste Grundanstrich für Eisen-Konstruktionen

I. Wann müssen Eisenkonstruktionen einen Mennige-Grundanstrich erhalten?

Unbedingt vor dem Verlassen der Werkstatt und zwar auch dann, wenn der unmittelbare Aufbau der Konstruktion vorgesehen ist.

Dieses Verfahren ist aus folgenden Gründen zu empfehlen:

1. Nur in der Werkstatt können alle Teile sorgfältig rostverhütend gestrichen werden. Bei einer fertigen Konstruktion ist dies bei Winkeln und Ecken nicht mehr durchweg möglich.
2. Bei unvorhergesehener Verzögerung des Aufbaus verhindert der Mennige-Grundanstrich Rostschäden, die am fertigen Objekt nicht mehr oder nur mit erhöhten Kosten entfernt werden können.
3. Das gute, saubere Aussehen der mit Mennige grundierten Teile bleibt auch dann erhalten, wenn sie lange im Freien lagern müssen.

II. Warum gerade Mennige zur Rostverhütung?

Der Mennige-Grundanstrich fußt auf einer Erfahrung von mehr als 100 Jahren und gilt unter Fachleuten nach wie vor als der rostverhütende Anstrich.

Mennige, ein aktives Rostschutzpigment, hat eine
mechanische,
chemische und
elektrochemische Wirkung.

Mennige bildet mit der Fettsäure des Leinöls **unlösliche Bleiseifen**, die lamellenartig den Anstrichfilm durchziehen. Mennige **neutralisiert** die sauren Abbauprodukte des Leinöls und **passiviert** den Untergrund.

Mennige-Anstriche zeichnen sich daher durch
Quellfestigkeit,
Haftfähigkeit und
Elastizität

aus. Auch die Verstreichbarkeit ist vorzüglich.

III. Wie müssen Eisen-Konstruktionen mit einem Werkstatt-Mennige-Grundanstrich nach der Aufstellung weiterbehandelt werden?

Unerläßlich ist ein zweiter Mennige-Grundanstrich und nach gründlicher Durchtrocknung – vor allem bei im Freien stehenden Konstruktionen – ein mindestens zweimaliger Deckanstrich mit Wartburg-Bleiweiß, das nach Bedarf mit licht- und wettgerechten Buntfarben getönt werden kann.

Ein solcher sorgfältiger Anstrich schützt mindestens 10 Jahre!

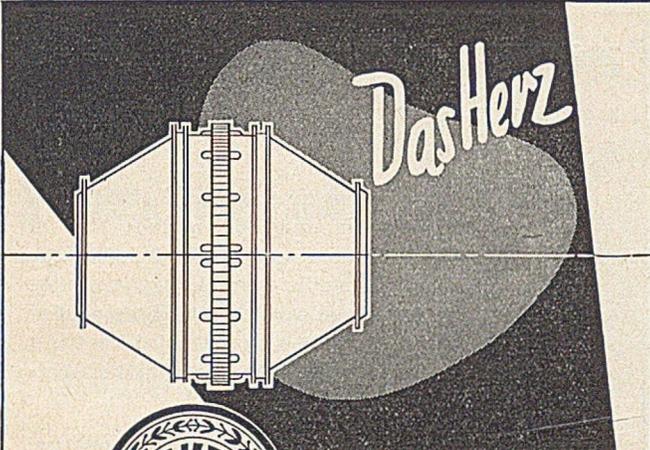
G. SIEGLE & CO. GMBH. STUTTGART-FEUERBACH

FARBENFABRIKEN



Verlangen Sie bei Ihrem Lieferanten:
Siegle-Mennige und Bleiweiß Marke „Wartburg“

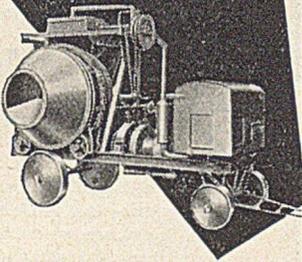




Das Herz

des **KAISER** Freifallmischers

- die festgelagerte doppelkonische Mischtrommel - bietet durch ihre sinnreiche Schaufelanordnung schnelle und innige Betonmischung und - durch Umsteuerung - schnelle und vollkommene Entleerung.



Obwohl viel nachgebaut, ist der Original KAISER Freifallmischer in Preis und Leistung unerreicht.

MASCHINENFABRIK OTTO KAISER KG.
ST. INGBERT/SAAR UND OBERLAHNSTEIN/RHEIN

Auch bei dem Neubau der Bürgermeister - Smidt - Brücke in Bremen wurden die Straßenbahnschienen auf

Antivibrit-Platten

als der stoßdämpfenden Unterlage für Schienenkörper und ähnliches verlegt. Diese hochbelastbaren Antivibrit-Platten sind ein Erschütterungsdämmstoff von hervorragender Wirkung.

Zorn-Isolierungen

gegen

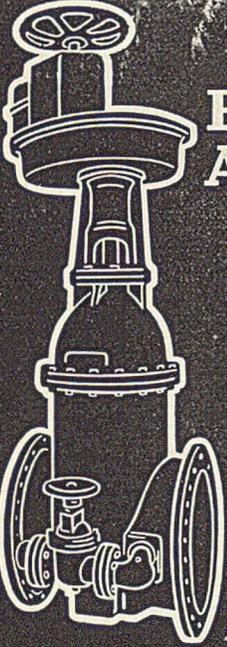
Schall

Erschütterung

Temperatur

und Feuchtigkeit

EMIL ZORN, AKTIENGESELLSCHAFT
Eichenberg, Bez. Kassel
Telefon: Witzenhausen 217



ERHARD ARMATUREN
Seit 80 Jahren

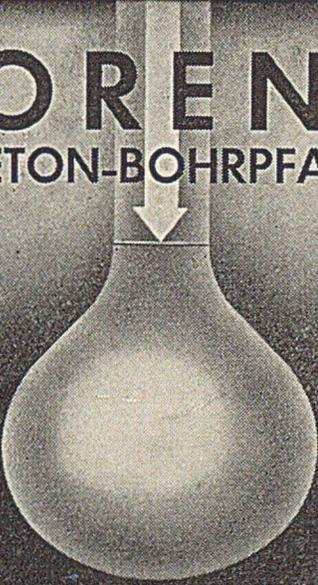
Wir liefern Armaturen für:

- Wasser
- Gas
- Dampf
- Heizung
- Öl
- Säure
- Turbinenschieber
- Meßlingschieber
- Talsperrenschieber



DER SCHLÜSSEL ZUR BETRIEBSSICHERHEIT
Johannes Erhard Inh. H. Waldenmaier Südd. Armaturenfabrik · Heidenheim/Brenz

LORENZ
BETON-BOHRPFAHL



bei unsicherem Baugrund, bedrohten Bauwerken, Spundwandverankerungen u. sonstigen Tiefgründungen



ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT **LORENZ-BAU** ALLGEMEINE BAUGESELLSCHAFT
LORENZ & CO. M. B. H. G. M. B. H. **LORENZ & CO.**
BERLIN-WILMERSDORF ISERLOHN LUBECK - HAMBURG - KIEL

STELLENANGEBOTE**Gesucht****Bauingenieur**

zur Bearbeitung eines neuen ausbaufähigen Spezialgebietes.
Erfordernisse: Alter 30—45 Jahre, mehrjährige praktische Tätigkeit, Sicherheit in Kalkulation, Bauabrechnung, Gewandtheit im Umgang, Fähigkeiten beim Aufbau einer neuen Organisation mitzuwirken.

Bewerber, die über die notwendigen Fähigkeiten und über die persönliche Initiative verfügen und an selbständiges Arbeiten gewöhnt sind, wollen sich bitte melden unter Beifügung eines handgeschr. Lebenslaufes mit Lichtbild (Gehaltsangabe erwünscht) unter „Der Bauingenieur 637“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Die Stelle des

Leiters der Baufirma Aug. Prien

Bremen, ist zu besetzen. Herren mit akademischem Abschluß als Bauingenieur, die eine verantwortliche Tätigkeit im Stahlbeton- und Tiefbau nachweisen können, wollen eine ausführliche Bewerbung mit Lichtbild einreichen an

Firma Aug. Prien, Hamburg-Harburg,
Dampfschiffweg 3

Bauunternehmung in Stuttgart sucht für ihr Ingenieurbüro

**Diplom-Ingenieur
oder Regierungsbaumeister**

in leitende Stellung.

Bewerber müssen große Erfahrung in Statik und beste Kenntnis in Stahlbetonkonstruktion nachweisen können. Notwendig ist auch Erfahrung in Kalkulation.

Herren, die diese Forderung erfüllen können, bitten wir um Angebot mit handschriftlichem Lebenslauf und Lichtbild unter Angabe der bisherigen Tätigkeit, sowie der Gehaltswünsche unter „Der Bauingenieur 617“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabt., Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Zum 1. April 1953 ist die Stelle eines

wissenschaftlichen Assistenten

am Lehrstuhl für Baustatik und Stahlbau der Technischen Hochschule München zu besetzen.
 Diplomingenieure, die Praxis im Stahlbau haben und sich für wissenschaftliche Arbeiten interessieren, werden gebeten Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen zu richten an:
 o. Prof. Dr.-Ing. habil. Günter Worch,
 Technische Hochschule München, Walter-van-Dyck-Platz 1.

Zur Herstellung von

Hallenbindern in Vorspannbeton

erfahrenen Fachmann zur Berechnung und Überwachung der Ausführung im niederrheinischen Industriegebiet von Ingenieurbau-firma gesucht.

Bewerbungen erbet. unt. „Der Bauingenieur 613“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

MÖRTELFACHMANN

Regierungsbaurat oder Diplomingenieur des Baufaches
 gesucht.

Bedingung: unbedingt wissenschaftlich firm in Mörtel, Beton und Bindemitteln, firm in Hoch-, Tief-, Wasser- und Brückenbau, längere Praxis, repräsentable Erscheinung, geschickt in Verhandlung und Menschenführung, Alter nicht über 40 Jahre. Geboten wird Leitung eines alten bestfundierte Spezialbindemittelwerkes.

Bewerbungen mit Zeugnisabschriften, handgeschriebenem Lebenslauf und Lichtbild unter „Der Bauingenieur 625“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Wir suchen für die Leitung unserer Bauberatungsstelle für Bayern mit dem Sitz in München einen

Diplom-Ingenieur

des Bauingenieurwesens.

Vorbedingung ist mehrjährige Baupraxis, insbesondere auf den Gebieten moderner Zementverwendung, im Stahlbeton- und Straßenbau. Bewerbungen unter Beifügung eines handgeschr. Lebenslaufes, Lichtbildes und Zeugnisabschriften mit Angabe der Gehaltsansprüche an den

FACHVERBAND ZEMENT e.V., KOLN, RIEHLERSTR. 8
 Vorstellung ohne Aufforderung ist zwecklos

Bei dem Wasser- und Schiffsamt in Emden sind folgende Stellen zu besetzen:

1 Stelle als Tiefbautechniker

durch einen Bauingenieur mit abgeschlossener Fachschulausbildung und Baupraxis für Entwurf, Bauaufsicht und Abrechnung der Bauten auf dem Tonnenhof (Kaiwand, Hochbauten, Straßen und Gleise). Beschäftigungsdauer etwa 2 Jahre. Bezahlung erfolgt nach VergG. Via TO. A. Probezeit erforderlich. — Kennziffer BT 110 —

1 Stelle als Bauingenieur

mit abgeschlossener Fachschulausbildung (Anfänger) für Entwurfs- und Planungsarbeiten, Beschäftigungsdauer 1 Jahr. Die Bezahlung erfolgt nach VergG. VII bzw. Via TO. A. Probezeit erforderlich. — Kennziffer BT 111 —

Bewerbungen unter Beifügung eines ausführlichen handgeschriebenen Lebenslaufes u. Zeugnisabschriften sind bis zum 1. Dezember 1952 dem Wasser- und Schiffsamt Emden, Friedrich-Naumann-Straße 7, unter Angabe der Kennziffer einzureichen.

VERSCHIEDENES**Berichtigung:**

„In dem Einführungsprospekt für unsere Blätter für Grundstücks-, Bau- und Wohnungsrecht, haben wir Herrn Oberreg.-Rat Dr. Hermann Weitnauer und Herrn Reg.-Dir. Dr. Wormit als ständige Mitarbeiter aufgeführt. Diese Angabe beruht auf einem Irrtum und wird hiermit berichtigt.“

Hermann Luchterhand-Verlag“.

Zu kaufen gesucht

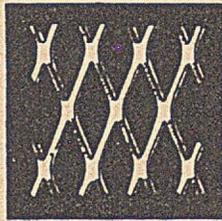
Tabellen für Schalen- und Halbschalendächer, aus welchen die Dimensionen und die Armierung für verschiedene Spannweiten zu ersehen sind. Preisangabe.

A. F. Bisschop, Zivil-Ingenieur, P. O. Box 4164.
 Kapstadt (Süd-Afrika).

Lieferfirmen der Bauindustrie

Streckmetall

für Gitter und Beläge
für Bauzwecke
als Putzträger und Betoneinlage



SCHÜCHTERMANN & KREMER-BAUM

Aktiengesellschaft für Aufbereitung
DORTMUND · Telefon Sa.-Nr. 30651

Betonieren
bei Frost
mit



WUBI „B“

Das fortschrittliche Frostschutzmittel
für Beton und Stahlbeton

Kein Festigkeitsrückgang · Minderung des
Anmachwasserbedarfs · Plastifizierende Wirkung

WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA i.W.

BAUUNTERNEHMUNG KARL HITZBLECK

Industriebau Erdbewegungen
Siedlungsbau Stollenbau
Stahlbetonbau Kanalbau

Säurefeste und feuerfeste Arbeiten
Schreinerei — Werkstätten

DUISBURG

Sa.-Nr. Telefon 20043



GEBR. KNAUF
Westdeutsche Gipswerke
IPHOFEN/MFR.



ROSTREIN
maschinelle Entrostung
Anstriche aller Art

an Ingenieurbauten,
Industrieanlagen und
-einrichtungen
Reinigung
von Sandsteinfassaden

OSKAR GUBER

DRESDEN N 23

Hubertusstraße 44b / Tel. 53786

Tricosal-Bautenschutz

Ölfester Putz und
Estrich höchster Festigkeit
Schnelles Abdichten
von Wasserdurchbrüchen
Schnelle Inbetriebnahme
von Maschinen

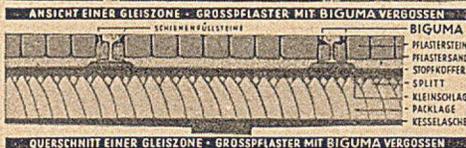
einfach
und sicher
durch

Tricosal S III

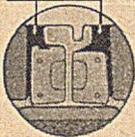
Chemische Fabrik Grünau A.G. Illertissen/Bay.

Die Vergußmasse für Gleiszone und Fahrbahn
VON UNÜBERTREFFLICHER QUALITÄT

BIGUMA



BIGUMA



ANSICHT EINER GLEISZONE - GROSSPFLASTER MIT BIGUMA VERGOSSEN

QUERSCHNITT EINER GLEISZONE - GROSSPFLASTER MIT BIGUMA VERGOSSEN

Westfälische Mineraloel- u. Asphaltwerke
GEGR. 1880 W.H. SCHMITZ-KOMMANDIT-GESELLSCHAFT DORTMUND-HAFEN

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“ und
„Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend
und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden



Betonschutz durch

FLUATOL
SCHALUNGS-
MITTEL

LITHURIN
HÄRTUNG u. SCHUTZ
KESSLER'SCHES FLUAT

PROLAN
BETON-
VERFLÜSSIGER

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

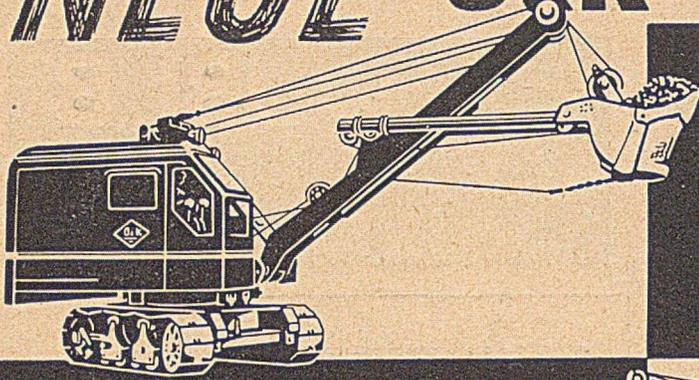


J. Ferbeck & Cie., Industriebau

Aachen Lemgo (Lippe) Mülheim (Ruhr)
Wallstr. 23 Am Wasserturm Ruhrorter Str. 122

Schornsteinbau, Kesseleinmauerungen
Feuerungsbau, Eisenbetonbau

NEUE O&K-BAGGER



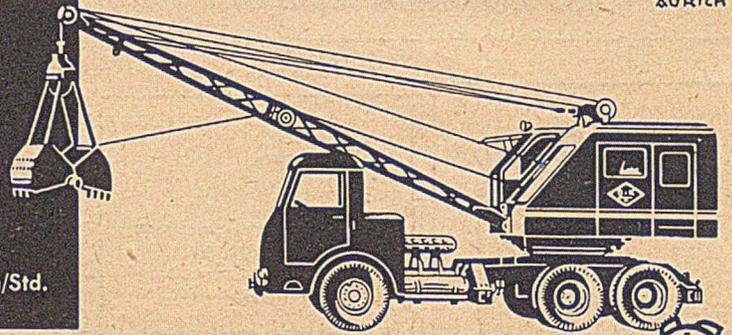
O&K- UNIVERSAL- RAUPENBAGGER

LÖFFELINHALT 0,35-4,0 cbm

AURICH

O&K- UNIVERSAL- AUTOBAGGER TYPE L 201

GREIFERINHALT 0,4 cbm
FAHRGESCHWINDIGKEIT max. 45 km/Std.



Wir liefern auch Eimerbagger, Diesellokomotiven, Selbstentladewagen, fahrbare Druckluftanlagen, Diesel-Kompressorschlepper, Diesel-Einbaumotoren, Feldbahngerät, Gleismaterial.

ORENSTEIN-KOPPEL UND LÜBECKER MASCHINENBAU A G

WERKE: DORTMUND, LÜBECK, BERLIN, BOCHUM

Statik der rahmenartigen Tragwerke. Von Prof. Dr.-Ing. **J. Pirlet**, Köln. Ehem. Honorarprofessor der Technischen Hochschule Aachen. Mit 80 Abbildungen und 5 Tafeln in einer Tasche. VII, 168 Seiten. 1951. Ganzleinen DM 24,—.

Stabilitätsprobleme der Elastostatik. Von Dr.-Ing. habil. **Alf Pflüger**, Professor an der Technischen Hochschule Hannover. Mit 389 Abbildungen. VIII, 339 Seiten. 1950. Ganzleinen DM 34,50.

Ernst Suter, Die Methode der Festpunkte. Vereinfachtes Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen mit Beispielen aus der Praxis, insbesondere von Stahlbetontragwerken. **Dritte**, neubearbeitete Auflage von Dipl.-Ing. **Ernst Traub**. Mit 232 Abbildungen und 7 Tafeln. XII, 216 Seiten. 1951. Ganzleinen DM 21,—.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Rahmentragwerke und Durchlaufträger. Von Dr.-Ing. habil. **Richard Guldán**, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover. **Fünfte**, unveränderte Auflage. Mit 435 Textabbildungen und 58 Tafeln. XV, 359 Seiten. 1952. Ganzleinen DM 33,60.

Ebene und räumliche Rahmentragwerke. Von Dr.-Ing. **Viktor Kupferschmid**, Oberingenieur der Zentralverwaltung der Bauunternehmung Carl Brandt, Düsseldorf. Mit 252 Textabbildungen. VII, 196 Seiten. 1952. Ganzleinen DM 35,70.

SPRINGER-VERLAG / WIEN

Diesem Heft liegt je ein Prospekt der Firmen O. Siegle & Co., GmbH., Stuttgart und Westdeutsche Ytong Aktiengesellschaft, Bonn-Duisburg, sowie zwei Prospekte des Springer-Verlages, Berlin, Göttingen, Heidelberg, bei.

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Günter Holtz, Berlin W 35, Reichpietschauer 20. — Druck: Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 11, Dessauer Straße 7. — Reg.-Nr. 115. Springer-Verlag, Berlin - Göttingen - Heidelberg. — Printed in Germany.