

Hohenzollernbrücke in Köln. Endgültige zweigleisige Wiederherstellung.

Von Bundesbahndirektor Rudolf Schau und Dipl.-Ing. Rudolf Lüttges, Köln.

Die Wiederherstellung der kurz vor Kriegsende im März 1945 durch Sprengung zerstörten Kölner Hohenzollernbrücke dürfte eine der interessantesten brückenbautechnischen Aufgaben der Nachkriegszeit gewesen sein. Die Gründe für die Notwendigkeit, im Zuge ihres Wiederaufbaues zunächst eine behelfsmäßige Zwischenlösung zu treffen, und die schwierigen Bauarbeiten bis zur Inbetriebnahme dieses ersten Behelfszustandes im Mai 1948 wurden bereits ausführlich beschrieben¹⁾.

In diesem ersten Bauabschnitt wurde lediglich das Gleispaar 1/2 der beiden nebeneinanderliegenden zweigleisigen Eisenbahn-Brückenzüge betriebsfähig gemacht. An Stelle der beiden gesprengten massiven Strompfeiler traten 4 stählerne Behelfsjoch A—D, auf deren äußeren A und D die wiederverwendbaren Seitenbogen abgesetzt waren (Bild 1). Als Ersatz für den zerstörten Mittelbogen diente ein zweistufiges SKR-Kriegsbrückengerät mit gleicher Länge von 168 m, das wegen seiner geringeren Tragfähigkeit nur 120 m weit gestützt

wird, wurde entschieden, die Strompfeiler vorsorglich viergleisig auszuführen, die Überbauten jedoch zunächst nur für 2 Gleise endgültig herzurichten. Der Wiederaufbau der Straßenbrücke war von der Stadt Köln abgelehnt worden.

Zur Gestaltung des neuen Mittelüberbaues wurden eingehende Untersuchungen angestellt. Der nächstliegende Gedanke war, den vorhandenen, nur in der Fahrbahn vernieteten, in den Hauptträgern und Verbänden verschraubten SKR-Überbau so zu verstärken, daß er für die vergrößerte Stützweite von 168 m von Strompfeiler zu Strompfeiler ausreichte. Diese Möglichkeit bestand im Einbau eines Druckbogens über dem SKR-Überbau (Umwandlung des Parallelfachwerkträgers in einen Langerschen Balken) unter Verstärkung einer Anzahl von Stäben und Ersatz aller Schrauben durch Niete. Die Durcharbeitung dieses Entwurfes ergab einen Stahlbedarf von 900 t und einen Kostenaufwand von 1,67 Mio DM (Preisgrundlage 1950). Die endgültige Wiederherstellung in dieser Form hätte zweifellos

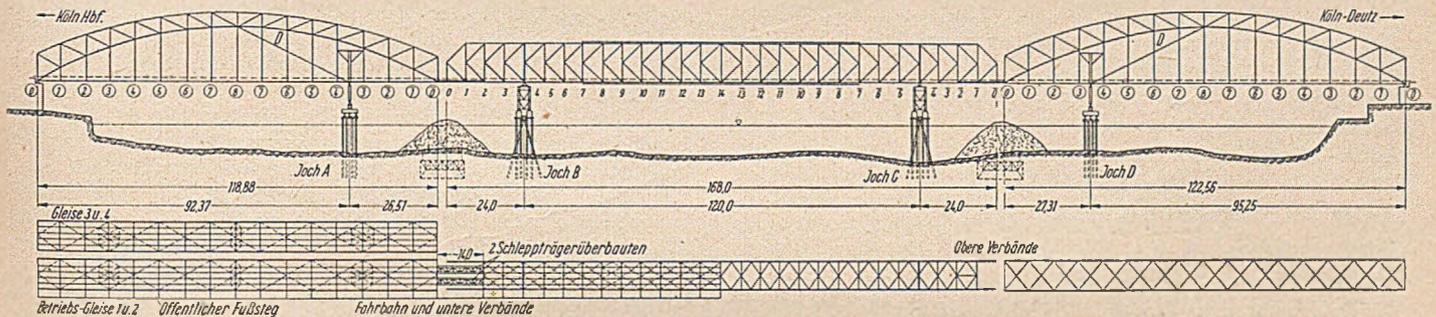


Bild 1. Behelfsmäßig wiederhergestellte Hohenzollernbrücke.

auf den beiden inneren Behelfsjochen B und C lagerte. Vom stromab liegenden Brückenzug des 3./4. Gleispaares war nur noch der linksrheinische Seitenbogen verwendbar geblieben, zur Räumung der SchiffsstraÙe gehoben und ebenfalls auf das Behelfsjoch A abgesetzt. Alle anderen Stahlüberbauten, auch die der stromauf gelegenen Straßenbrücke, waren demontiert.

Dieser stärkst belastete Eisenbahnübergang des Bundesgebietes mit seinem bedeutenden internationalen Verkehr, der heute auf zwei Gleisen schon wieder von täglich 611 Zügen — gegenüber 627 Zügen bei vier Gleisen im Jahre 1939 — befahren wird, konnte auf unbegrenzte Zeit einer nur behelfsmäßigen Abstützung nicht anvertraut bleiben. Besonders die unübersichtlichen Gründungsverhältnisse am linksrheinischen Behelfsjoch B der Mittelöffnung und das Verlangen der WasserstraÙenverwaltung, angesichts des stetig wachsenden Schiffsverkehrs die den Stromlauf und die Schifffahrt einschnürenden Behelfsjochs zu beseitigen, zwangen die Bundesbahndirektion Köln im Interesse der Erhaltung der Betriebssicherheit, einen endgültigen Zustand herbeizuführen.

A. Planung.

Als Grundlage für die Ausführung waren zunächst die beiden wesentlichen Fragen zu klären, ob die endgültige Wiederherstellung nur zweigleisig oder, wie früher, viergleisig erfolgen, und wie der Überbau über der Mittelöffnung gestaltet werden sollte.

Nach Einführung der vollautomatischen Zugsicherung (Dr-Stellwerkstechnik) im Raume Köln im Verlaufe des Jahres 1951 und durch die damit verbundene Leistungssteigerung der zweigleisigen Hohenzollernbrücke lag zunächst ein dringender Bedarf für ein 3. und 4. Gleis nicht vor. Da jedoch bei der zu erwartenden Verkehrssteigerung in absehbarer Zeit ein weiteres Gleispaar notwendig werden

ästhetisch in keiner Weise befriedigt, ein Umstand, der bei der besonderen Lage des Bauwerkes nicht übersehen werden durfte. Ein weiterer Nachteil dieser Lösung bestand darin, daß man den etwa später hinzukommenden neuen Mittelüberbau des 3./4. Gleises aus dem gleichen Grunde vermutlich nicht als SKR-Brücke mit Druckbogen, sondern in der alten Form als Zweigelenkbogen mit Zugband bauen würde. Man hätte sich in Zukunft des einheitlichen Bildes wegen doch einmal zu entschließen, den SKR-Überbau mit Druckbogen gegen einen Zweigelenkbogen auszuwechseln.

Ausschlaggebend für die Entscheidung war die Erkenntnis, daß für den Eisenbahnbetrieb eine ständige Behinderung durch zahlreiche kleinere und größere Sperrpausen während einer längeren Umbauzeit wegen der dichten Zugfolge untragbar war, daß dagegen eine einmalige, vollständige Betriebssperre der Hohenzollernbrücke in Kauf genommen werden konnte. So kam es zum Plan der Herstellung eines neuen Tragwerkes über der Mittelöffnung, das außerhalb des Eisenbahnbetriebes montiert und nach seiner Fertigstellung während einer eintägigen Sperrpause gegen den Behelfsüberbau ausgetauscht werden sollte. Da die Seitenbögen stehen blieben und für sie eine Bogenform die rhythmische Ergänzung war, ist für den Mittelüberbau wieder ein Zweigelenkbogen mit Zugband zugrunde gelegt worden.

Die WasserstraÙenverwaltung ließ wegen der Verringerung des Stromquerschnittes durch die zu diesem Zeitpunkt vorhandenen vier Behelfsjochs und zwei Strompfeiler und wegen der von früher 154 m auf 114 m im Behelfszustand stark eingeeengten Schiffsöffnungen Gerüsteinbauten — mit Ausnahme in der Flucht der Behelfsjochs — nicht zu. Es gab daher nur die Möglichkeit, den neuen Mittelbogen neben der Behelfsbrücke ohne Gerüste im freien Vorbau zu montieren oder ihn an geeigneter Stelle am Ufer auf einer Rüstung zu errichten und mit Schiffen einzuschwimmen. Sinngemäß wäre der SKR-Überbau ebenfalls im freien Rückbau abzubauen oder mit

¹⁾ Schau, Die behelfsmäßige Wiederherstellung der Hohenzollernbrücke in Köln. Bautechn. 27 (1950), Heft 1, S. 1 ff.

Schiffen auszuschwimmen. Vergleichsuntersuchungen führten zu dem Ergebnis, daß die Montage in der Achse des 3./4. Gleises bei Freivorbau des Mittelbogens und die Auswechslung mit Ausfahren auf einer Verschiebbahn sowie freier Rückbau des SKR-Überbaues der wirtschaftlichste Weg war.

Für den Freivorbau konnte rechtsrheinisch unter Zuhilfenahme eines Montagejoches in der Achse des vorhandenen Behelfsjoches C der neue Strompfeilerschaft, linksrheinisch unter Benutzung eines Pylons der noch vorhandenen Seitenbogen des 3./4. Gleises als Gegengewicht für die zugehörigen freivorgebauten Hälften des neuen Mittelbogens verwendet werden. Der Abbau der SKR-Brücke ließ sich im freien Rückbau durch Verankerung der landseitigen Enden in den neuen Strompfeilern ohne besondere Schwierigkeiten durchführen.

Auf Wunsch der Stadt Köln sollte der für den Behelfszustand entlang dem Brückenzuge angelegte 2,25 m breite öffentliche Fußsteg anlässlich der endgültigen Wiederherstellung auf 4,0 m (2,0 m Fußweg und 2,0 m Radweg) verbreitert werden. Die hierdurch entstehende Mehrbelastung der stromauf liegenden Hauptträger konnte bei den vorhandenen Seitenbögen durch Drucküberlagerung des Zugbandes mit einem vorgespannten Drahtseil aufgenommen werden. Beim neuen Mittelbogen wurde dieser Hauptträger entsprechend stärker ausgebildet.

Für die Durchführung dieses 2. Bauabschnittes der endgültigen Wiederherstellung der Hohenzollernbrücke ergab sich damit nachstehende Arbeitsfolge:

Tiefbauarbeiten.

Wiederherstellung der beiden Strompfeiler.

Stahlbauarbeiten.

Absetzen der für den verbreiterten Steg verstärkten Seitenbögen auf den neuen Strompfeilern,

Montage des neuen Mittelbogens im Freivorbau,

Herstellen der Verschiebbahn,

Auswechslung des Behelfsüberbaues gegen neuen Mittelbogen,

Rückbau des Behelfsüberbaues,

Einbau des verbreiterten öffentlichen Steges.

B. Tiefbauarbeiten.

1. Ausführungsgrundlagen.

Die beiden massiven Strompfeiler, die vor ihrer Zerstörung die 2 zweigleisigen Eisenbahnbrücken und 1 Straßenbrücke trugen, waren oben 8 m breit und 57 m lang und hatten nach unten einen Anlauf von 1:35. Ringsum auf ganzer Höhe waren sie im oberen Teil mit Werksteinen aus Muschelkalk, darunter mit Basaltlava kleidet. Jeder Pfeiler stand symmetrisch auf zwei ungefähr gleich langen, 5 m hohen Stahlentkäften von rd. 13 m Breite und 32 m Länge. Die beiden Senkkästen waren mit einem Abstand von 1,10 m gegeneinander abgesetzt.

Nach der Inbetriebnahme des Behelfsbrückenzeuges wurde im Sommer 1948 mit der Räumung der Trümmer der gesprengten Pfeiler und der Stahlkonstruktion begonnen. Sie nahm wegen der Durchdringung von Stahl- und Massivbauteilen weit mehr Zeit in Anspruch als erwartet. Um möglichst bald Aufschluß über den Umfang der Wiederverwendbarkeit der Pfeilerstümpfe und insbesondere der Senkkästen zu erlangen und danach die Planung für den Wiederaufbau zu richten, sind 1949/50 unter erheblichem Mittelaufwand an einer Langseite jedes Strompfeilers aus Spundwänden und Fangedämmen gebildete Untersuchungsschächte bis auf die Senkstenoberfläche hinuntergebracht worden. Die unter Wasserhaltung angestellte Untersuchung ergab, daß im Bereich der Schächte die Senkkästen beider Pfeiler erhalten sind und für den Wiederaufbau benutzt werden können. Beim Kölner Pfeiler zeigte sich gegenüber der zeichnungsgemäßen Lage ein Längsgefälle (in Stromrichtung) von 1:30, das zunächst mit einer Ausführungsungenauigkeit erklärt wurde. Die tatsächliche Ursache sollte beim späteren Verlauf der Tiefbauarbeiten erkennbar werden und zu einer Planänderung führen.

Da die Wiederherstellung der Straßenbrücke von der Stadt Köln abgelehnt war, erhielten die neuen Pfeilerschäfte eine geringere Länge als früher. Aus statischen Gesichtspunkten ergab sich oben eine Länge von 35,5 m und in der Aufstandsfläche auf dem Aufbeton der Senkkästen eine solche von 37 m. Die früheren Breiten der Pfeilerschäfte wurden beibehalten. Infolge der Verkürzung der Pfeiler um 21,5 m kamen die neuen Schäfte unsymmetrisch auf die Senkkästen

zu stehen. Berechnungen unter Zugrundelegung von zwei Bettungsziffer-Grenzwerten ergaben, daß durch diese außermittige Belastung keine Gefährdung der Senkkästen zu erwarten ist.

Die Zahl der aus den Trümmern noch brauchbar gewonnenen Werksteine war sehr gering, daher mußte bei der ungünstigen Finanzlage der Deutschen Bundesbahn auf eine volle Verkleidung der Schäfte verzichtet werden, die zusätzlich rd. 300 000,— DM erfordert hätte. Lediglich die Pfeilerköpfe konnten verblendet werden.

Mit Rücksicht darauf, daß die Oberfläche der Senkkästen fast unbeschädigt und der erste Pfeilerabsatz so gut wie erhalten war, sah der verwaltungsseitig ausgearbeitete Entwurf vor, auf die Oberfläche der Senkkästen Spundwände aufzusetzen, den Zwischenraum zwischen diesen Wänden und dem Pfeiler sowie den 1,10 m breiten Spalt zwischen den beiden Senkkästen mit Unterwasserbeton auszufüllen und nach Leerpumpen der Baugrube die Pfeilerschäfte im Trockenen wiederaufzubauen. Bei der engeren Ausschreibung dieses Verfahrens der offenen Baugrube mit Wasserhaltung waren für beide Pfeiler getrennte Lose vorgesehen. Die billigsten Angebote gaben für den Deutzer Pfeiler die Bauunternehmung Phil. Holzmann, für den Kölner Pfeiler eine Arbeitsgemeinschaft der Firmen Grün & Bilfinger und Heur. Butzer auf Grund eines Sondervorschlages ab. Nach diesem Nebenangebot sollten auf die in gleicher Art wie beim Verwaltungsentwurf hergestellte Baugrubenumschließung mit Spundwänden ein Deckel aus Stahlbeton-Fertigteilen aufgesetzt und die Pfeiler unter Druckluft hochgeführt werden. Da diese Lösung wegen der Ausschaltung von Arbeitsunterbrechungen infolge Hochwasser den Vorteil der kürzesten Baufrist hatte und beim Verwaltungsentwurf mit offener Baugrube unter Umständen Schwierigkeiten in der Wasserhaltung auftreten konnten, mußte der Druckluft-Sondervorschlag beachtet werden. Um auch beim Deutzer Pfeiler sich ggf. die Vorteile der Druckluftgründung zunutze machen zu können, wurden die drei Firmen zu einer Arbeitsgemeinschaft zusammengeschlossen.

Bei den Bauarbeiten sollte, mit dem Deutzer Pfeiler beginnend, zuerst die Ausführung in offener Baugrube mit Wasserhaltung versucht und bei Schwierigkeiten in der Wasserhaltung auf die Druckluftgründung übergegangen werden. Der Deckel sollte als abnehmbarer Bauteil ausgebildet und beim anschließenden Aufbau des Kölner Pfeilers wiederverwendet werden. Allerdings brauchte von dieser Möglichkeit des Wechsels der Ausführungsart an keinem Pfeiler Gebrauch gemacht zu werden, weil die Oberkante der Baugrubenumschließung 1,50 m über M. W. günstig gewählt war und gerade noch über dem zeitweise bedrohlich steigenden Rheinwasserstand blieb.

2. Baustelleneinrichtung.

Da die Baustelle nur vom Wasser her zugänglich war, mußte zur Durchführung der Bauarbeiten eine Anzahl schwimmender Geräte eingesetzt werden (1 Ramme, 1 Greifer mit 0,7 m³ Inhalt mit Ausrüstung für Felsmeißelarbeit, 1 Schwenkmast mit 5 t Tragfähigkeit, 4 Schuten, 2 Schleppfahrzeuge). Für die Wasserhaltung, an die angesichts der großflächigen Baugrube erhebliche Anforderungen gestellt werden mußten, standen 4 elektrische Kreiselpumpen von 200 und 300 mm ϕ sowie eine Dieselpumpe von 300 mm ϕ mit einer gesamten Förderleistung von 1300 m³/Std. zur Verfügung.

Zur Herstellung der großen Masse von rd. 12 000 m³ Beton der Pfeiler war eine Betonieranlage auf dem Lande aufgebaut, die zuerst vom Deutzer Ufer den rechtsrheinischen und später nach Stellungswechsel vom Kölner Ufer den linksrheinischen Pfeiler belieferte. Dank ihrer vorzüglichen Ausstattung (3 Silos für die vorgeschriebenen Zuschlagkörnungen, selbsttätige Wiegevorrichtung, Greifer, Förderbandstraße, 1500-l-Mischer) erreichte sie eine Stundenleistung von 20 m³. Der fertige Beton wurde mit Hilfe wechselweise beschickter Betonpumpen und zweier Rohrleitungen (180 mm ϕ) von der Betonfabrik auf eine Entfernung von 120 m an die Verwendungsstelle gedrückt. Die beiden Druckleitungen führten rechtsrheinisch über einen besonderen am Seitenbogen angehängten Bedienungsteg, linksrheinisch über den außer Betrieb befindlichen Seitenbogen des 3./4. Gleises.

Die Einrichtung einer schwimmenden Betonieranlage wäre teurer geworden. Sie hätte auch wegen der Abhängigkeit vom Wasserstand Unsicherheiten in den Ablauf des Betoniervorganges gebracht und außerdem den an der Brückenbaustelle durch Einbauten ohnehin stark verringerten Flußquerschnitt für einen längeren Zeitraum weiter eingeengt.

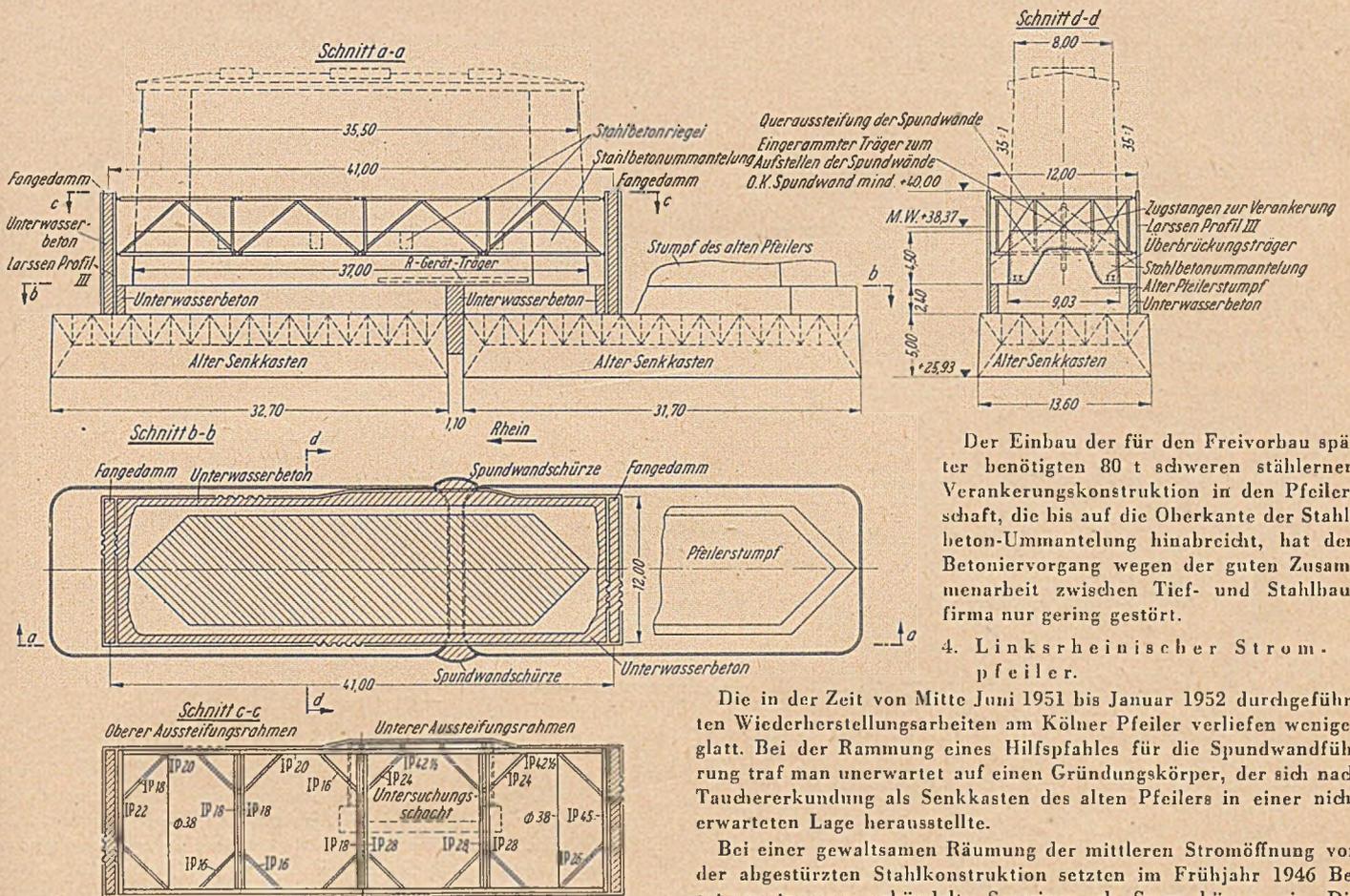


Bild 2. Gründung des rechtsrheinischen Strompfeilers in offener Baugrube mit gestellter Spundwand.

3. Rechtsrheinischer Strompfeiler.

Die Tiefbauarbeiten wurden am Deutzer Pfeiler Mitte März 1951 begonnen und trotz ihres bedeutenden Umfangs am Anfang Oktober 1951 beendet. Die 12×41 m große Baugrube (Bild 2) war ober- und unterstrom durch doppelte Fangedämme (Spundwandkasten mit Betonfüllung) begrenzt, deren Wände (Larssen-Profil III, 11 m lang) sich größtenteils durch den zerklüfteten Pfeilerbeton bis auf die Senkkastenoberfläche rammen ließen, während die Spundbohlen der beiden Langseiten nur mit leichten Schlägen aufgesetzt wurden. Schwierigkeiten ergaben sich bei der Herstellung eines wasserdichten Anschlusses an die Wand des für die Pfeileruntersuchung hergestellten Schachtes im Bereich der Senkkastenfuge. Hier erforderten starke Wassereinbrüche besondere Maßnahmen durch Rammen einer tiefgeführten Spundwandschürze und Einbau von Rohren zur Fassung der restlichen Wasseradern. Um ein einwandfreies Ausbetonieren der 1,10 m breiten Senkkastenfuge zu ermöglichen, wurden $2\frac{1}{2}$ Spundbohlen in diesem Zwischenraum eingepaßt und bis etwa 3 m unter die Senkkastenoberfläche geschlagen. Außerdem wurde diese Stelle durch eine weitere äußere Spundwandschürze abgeschirmt. Nach dem Ausbetonieren der Fangedämme und dem Verfüllen des Raumes zwischen Spundwand und erstem Pfeilerabsatz mit Unterwasserbeton (Contractorverfahren) konnte entsprechend der stufenweisen Senkung des Wasserspiegels in der Baugrube nacheinander die obere und untere Aussteifungskonstruktion eingebracht werden, die aus je 4 geschweißten Stahlrahmen bestand.

Nach völliger Trockenlegung der Baugrube und Beseitigung zerklüfteter, mit dem Senkkasten nicht mehr fest verbundener Teile des alten Pfeilerbetons konnte ein verbleibender Stumpf des Pfeilerschafts in eine 4,5 m hohe Stahlbeton-Ummantelung eingeschlossen werden. Vier den Pfeilerschaftsrest durchstoßende Stahlbetonriegel (1,50 m hoch, 1,00 m breit) gewährleisteten eine innige Verbindung des neuen äußeren Betonringes mit dem Restkörper.

Zur Aufnahme von Zugspannungen aus lotrechter Biegung sind im Bereich über dem Senkkastenzwischenraum auf jeder Langseite zwei 12 m lange Stahlträger (Pfoften des R-Brückengerätes) im Stahlbetonring verlegt worden.

Der Einbau der für den Freivorbau später benötigten 80 t schweren stählernen Verankerungskonstruktion in den Pfeilerschaft, die bis auf die Oberkante der Stahlbeton-Ummantelung hinabreicht, hat den Betoniervorgang wegen der guten Zusammenarbeit zwischen Tief- und Stahlbau-firma nur gering gestört.

4. Linksrheinischer Strompfeiler.

Die in der Zeit von Mitte Juni 1951 bis Januar 1952 durchgeführten Wiederherstellungsarbeiten am Kölner Pfeiler verliefen weniger glatt. Bei der Rammung eines Hilfspfahles für die Spundwandführung traf man unerwartet auf einen Gründungskörper, der sich nach Tauchererkundung als Senkkasten des alten Pfeilers in einer nicht erwarteten Lage herausstellte.

Bei einer gewaltsamen Räumung der mittleren Stromöffnung von der abgestürzten Stahlkonstruktion setzten im Frühjahr 1946 Besatzungstruppen gebündelte Seeminen als Sprengkörper ein. Die bei der Unterwassersprengung freigewordenen gewaltigen Kräfte müssen die beiden der Fuge benachbarten Senkkastenecken um 1,45 m uferwärts seitlich verschoben und gleichzeitig beide Gründungskörper um 0,53 m bzw. 0,80 m verkantet haben (Bild 3). Der unterstrom liegende Senkkasten wies außerdem die bei der Voruntersuchung erkannte Längsneigung von 1:30 auf. Die von der Sprengung ausgelösten Bodenwellen haben damals auch in dem durch Luftangriffe schon hart getroffenen Kölner Dom zu weiteren schweren Schäden geführt.

Diese Verhältnisse zwangen daher, von dem beim Deutzer Pfeiler bewährten Verfahren des Aufsetzens der Spundwände auf den Senkkasten abzugehen und sie mit Abstand außerhalb der Gründungskörper möglichst tief unter die Senkkastenunterkante in die Stromsohle zu rammen.

Da nur bei bindigen Böden die Entnahme einer ungestörten Bodenprobe möglich ist, ließ sich die Frage, ob hier auch eine Baugrundstörung vorliegt, nicht ohne weiteres klären. Vorsorglich mußte daher ein Ausgleich durch Verbreiterung der Bodenfüge und Anordnung einer über die ganze Baugrubenbreite reichenden, biegezugfesten Stahlbeton-Druckplatte geschaffen werden. Auch die Möglichkeit einer künstlichen Baugrubenverfestigung wurde erörtert, aber bei der starken Grundwasserströmung für nicht zuverlässig erachtet. Bei den Beratungen über die Belastbarkeit des Baugrundes war die Bundesanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau, Karlsruhe, beteiligt.

Infolge dieser Maßnahmen ergab sich eine wesentlich größere Baugrube mit der Grundfläche $17,6 \times 47,5$ m. Die beim Deutzer Pfeiler gezogenen und hier wiederverwendeten 11-cm-Spundwände mußten durch Schweißung auf 16 m verlängert werden. Die Rammarbeiten, deren Durchführbarkeit wegen des Vorhandenseins von zahlreichen Stahltrümmern überhaupt bezweifelt wurde, verliefen wegen der immer wieder angetroffenen Konstruktionsteile, die von Tauchern geräumt werden mußten, äußerst schwierig und zeitraubend. Auch die Absteifung, Abdichtung und Wasserhaltung stellten besondere Aufgaben, weil das Profil Larssen III bei den geänderten Verhältnissen des Kölner Pfeilers und den noch dazu eintretenden höheren Wasserständen statisch äußerst beansprucht war und Durchbiegungen der Wände von 6 bis 11 cm zeigte. Die Spundwände wurden später unter Wasser abgeschnitten.

Der Beton sollte möglichst wasserundurchlässig sein. Daher erschien die Zugabe von Feinstkorn geboten. Da Traßzusatz wirtschaftlicher war als der von Quarzmehl, Traß außerdem reaktionsfähig zum freien Kalk des Zementes ist und deshalb auf den Beton im ganzen günstiger einwirkt, wurde Traß bevorzugt. Es wurden je m³ fertigen Beton 50 kg Traß zugegeben, ohne ihn mit dem Traßzement vorher zu vermischen. Die Zuschlagstoffmenge 0 bis 3 mm ist um die Traßbeigabe von 50 kg gekürzt worden, so daß die Gesamtzuschlagmenge sich nicht veränderte. Die verlangten und erreichten Betonfestigkeiten (Mittelwerte aller Prüfungen) sowie die festgestellten Ausbreitmaße betragen für:

Betonart	W _b 28 kg/cm ²		Ausbreitmaß cm
	Soll	Ist	
Unterwasserbeton	200	342	44
Stahlbetonplatte	300	368	36
Pfeilerbeton	200	245	35
Auflagerbank Auflagerquader	300	348	36

Für beide Pfeiler wurden 60 Zementnormenprüfungen durchgeführt und 69 Betonwürfelserien zu je 3 Stück geprüft. Die Zuschlagstoffe unterlagen durch häufiges Absieben einer ständigen Überwachung hinsichtlich ihrer Gleichmäßigkeit. Die gewichtsmäßige Zusammenstellung brauchte nicht verändert zu werden.

Die zusätzliche Traßbeigabe erlaubte auch, auf die Benutzung eines „Schmiermittels“ für den Pumpbeton zu verzichten. Das Pumpverfahren hat sich übrigens, da es nur einige seltene Verstopfer gab, ausgezeichnet bewährt, obwohl seitens der Bauleitung stark auf das Ausbreitmaß gedrückt wurde, das 37 cm nicht überschreiten sollte.

Das Betonieren der aufgehenden Pfeilerschäfte erfolgte abschnittsweise nach einem besonderen Arbeitsplan in langen, 2 bis 3 m hohen Blöcken, die gegeneinander stark versetzt und kräftig verzahnt sind. In den Vertikal- und Horizontalfugen ist eine 10 mm starke Rundstahlbewehrung zur Aufnahme der Schwindspannungen angeordnet, die in den senkrechten Fugen enger liegt. Das Mischgut wurde zwischen hölzerner gespundeter Schalung bzw. der Werksteinverkleidung der Pfeilerspitzen eingebracht und mit Innenrüttlern verdichtet. Alle Betonarbeiten, auch die Herstellung des Massenbetons der Schäfte, erfuhren eine sorgfältige laufende Kontrolle vom eingehenden Material bis zur Nachbehandlung des fertigen Bauteiles.

Der Materialbedarf für rd. 12 000 m³ fertigen Beton sämtlicher Tiefbauarbeiten betrug:

- 65 000 Sack Zement = 220 Güterwagen = 4,5 Züge,
- 21 000 t Zuschlagstoffe = 1050 Güterwagen = 20 Züge,
- 83 t Betonstahl I,
- 110 t eingebauter Baustahl für Ankerkonstruktionen und Träger,
- 370 m³ Werksteinverblendung.

C. Stahlbauarbeiten.

1. Absetzen der Seitenbögen.

Wegen des starken Zugverkehrs auf der Brücke und der dadurch bedingten Notwendigkeit, Betriebsunterbrechungen auf die geringst mögliche Zahl und Dauer zu beschränken, bedurften alle Arbeiten, die den Betrieb in Mitleidenschaft zogen, einer besonders genau durchdachten Planung, weitestgehender Vorarbeiten und pünktlichster Durchführung. Der erste Vorgang dieser Art, der auch den ersten sichtbaren Schritt zur Schaffung des endgültigen Zustandes

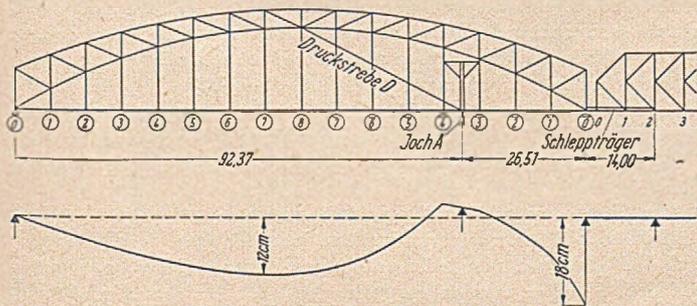


Bild 5. Höhenlage der Längsträger des linksrheinischen Seitenbogens und der anschließenden Schlepplträger.

der stählernen Überbauten darstellte, war das Absetzen der Seitenbögen auf die wiederhergestellten Strompfeiler.

Infolge der Verformungen durch den Absturz und durch die Stützung auf den Behelfsjochen A und D hatten die Längsträger und Zugbänder der Seitenbögen etwa den in Bild 5 dargestellten Verlauf. Der größte Durchhang an der wasserseitigen Spitze betrug rd. 18 cm. Zur Erzielung einer horizontalen Schienenoberkante war der Ausgleich durch entsprechende Schwellenhöhe bzw. durch Ausfüterung erfolgt. Die an die Seitenbögen anschließenden Schlepplträger lagen parallel zur Schienenoberkante und hatten demzufolge gleich hohe Brückenbalken.

Zur Wiederherstellung der früheren Lagerung auf den Pfeilern mußten die wasserseitigen Enden der Seitenbögen um das Maß ihres Durchhanges gehoben, die endgültigen Lager eingebracht, die zwischenzeitlichen Lager auf den Behelfsjochen A und D beseitigt und die für die behelfsmäßige Abstützung eingebauten vorgespannten Druckstreben D entspannt werden.

Für diese Arbeiten konnte je Überbau nur eine nächtliche Betriebspause von 5 Stunden zur Verfügung gestellt werden, wobei noch 33 Züge umzuleiten waren. Zur Vermeidung weiterer Sperrpausen wurden gleichzeitig mit dem Absetzvorgang Verstärkungen in den oberstrom gelegenen Zugbändern der Seitenbögen durchgeführt, die durch die Verbreiterung des öffentlichen Steges auf 4 m bedingt waren. Diese Mehrbelastung hätte die Verstärkung einer Anzahl Stäbe erfordert. Es gelang, diese schwierigen und sehr teuren Arbeiten im Betriebszustand der Brücken weitgehend dadurch zu beschränken, daß das Zugband mit einer Druckkraft von 120 t überlagert wurde und dann nur noch geringe Verstärkungen weniger Streben und Pfosten notwendig waren.

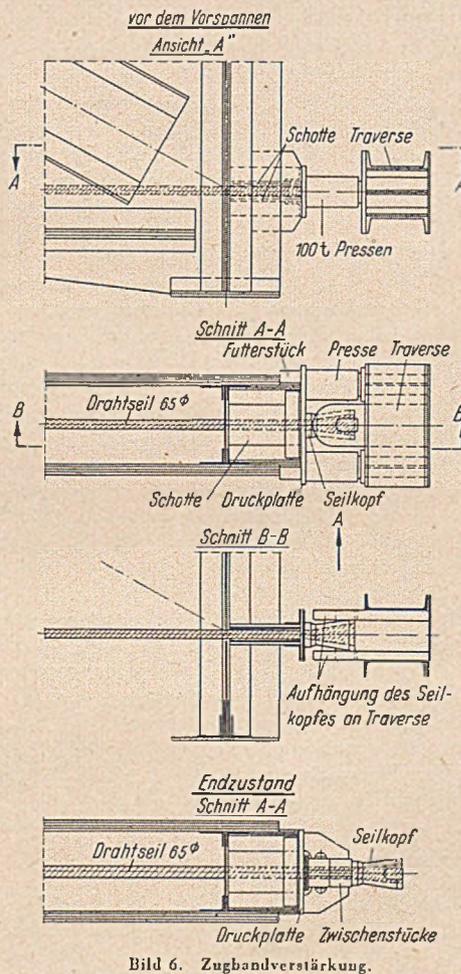


Bild 6. Zugbandverstärkung.

—Rodenkirchen. Ihre vom Herstellerwerk garantierte Mindestbruchlast betrug rd. 366 t. Die Seilenden wurden in der üblichen Art in Seilköpfen vergossen. Die Seilköpfe stützten sich an den Außenseiten der Portalpfosten über stählerne Druckplatten auf je 2 waagrecht liegende Schotte, die in die Portalpfosten bzw. Knotenbleche eingienet waren. Das Anspannen der Seile geschah an den wasserseitigen Köpfen. Beiderseits der Seilköpfe wurden in gleicher Höhenlage zwei 100-t-Pressen angesetzt, die sich gegen die Hauptträger-Knotenbleche stützten und durch Druck gegen eine Traverse, an die die Seilköpfe mit Stahlgußstücken aufgehängt waren, die Seile vorspannen konnten (Bild 6).

Für das Anheben der Seitenbögen waren je Auflagerpunkt zwei 400-t-Pressen erforderlich. Zur Sicherung eines kontinuierlichen

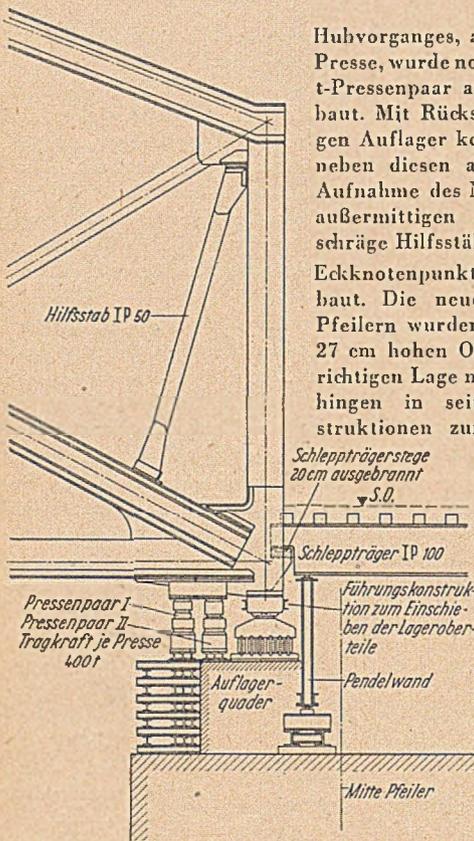


Bild 7. Absetzen des linksrheinischen Seitenbogens auf dem neuen Strompfeiler.

Hubvorganges, auch bei Ausfall einer Presse, wurde noch je ein weiteres 400-t-Pressenpaar an jedem Lager eingebaut. Mit Rücksicht auf die endgültigen Auflager konnten die Pressen nur neben diesen angesetzt werden. Zur Aufnahme des Momentes aus diesem außermittigen Kraftangriff wurden schräge Hilfsstäbe nach den Obergurt-Eckknotenpunkten 0 bzw. 0 eingebaut. Die neuen Auflager auf den Pfeilern wurden mit Ausnahme ihrer 27 cm hohen Oberteile bereits in der richtigen Lage montiert. Die Oberteile hingen in seitlichen Führungskonstruktionen zum Einschleiben bereit (Bild 7).

Bei der Hebung der Seitenbögen war die vorhandene Schienenoberkante beizubehalten. Dies bedingte, daß die Schwellenhöhe der Seitenüberbauten auf einen längeren Bereich von wasserseitigen Ende aus geändert werden mußte. Da dies in der kurzen Betriebspause praktisch nicht durchführbar war, wurden neue Schwellen

mit theoretisch bestimmten Höhen vor der Sperrpause einbaufertig neben den in Betrieb befindlichen eingeschoben, so daß eine rasche Auswechslung während der Sperre gewährleistet war.

Um zu erreichen, daß die Schienenoberkante der Schlepplträger IP 100, die auf Konsolen am Endquerträger des Seitenbogens lagerten, auch nach dem Hubvorgang in gleicher horizontaler Lage verblieb, mußten die Stege auf 20 cm im Auflagerbereich ausgeschnitten werden. Da der Restquerschnitt für eine Auflagerung statisch nicht mehr ausreichte, war die Aufstellung einer stählernen Pendelwand auf dem Strompfeiler zur Abstützung der Schlepplträgerbrücken erforderlich, deren Höhenlage zwei 50-t-Pressen regulierten.

Zur Entspannung der bei der behelfsmäßigen Abstützung eingebauten Druckdiagonalen D wurden neben den Stoßstellen, an denen die Druckstreben 1947 nach dem Vorspannen vernietet worden waren, die damals verwendeten Spannvorrichtungen und zwei 200-t-Pressen für jeden Stab wieder eingebaut.

Bei beiden Absetzvorgängen, die rechtsrheinisch im November 1951 und linksrheinisch im März 1952 planmäßig in der hierfür vorgesehenen nächtlichen Betriebspause durchgeführt wurden, war jedesmal der Einsatz von 20 Pressen zwischen 50 und 400 t Tragfähigkeit vorzubereiten.

Nach der Gleissperrung wurden zunächst die neuen Pendelwände unter den Schlepplträgern zum Anlegen gebracht, die Schlepplträgerstege über den Konsolen des Seitenüberbaues ausgebrannt und mit dem Anheben des Überbaues begonnen. Gleichzeitig erzeugten die Pressen in den Spannvorrichtungen der Druckdiagonalen einen Druck von 250 t je Stab. Hierdurch wurden die Druckstäbe in den Bereichen der Spannvorrichtungen spannungslos und konnten durchgebrannt werden. Vor Beendigung dieser Arbeiten war der Überbau bereits so weit gehoben, daß er nicht mehr auf dem Behelfsjoch auflag. In diesem Zustand erhielten die Druckstreben Zugbeanspruchungen, so daß die Schnittstellen sich inzwischen von selbst öffneten.

Es war notwendig, die Überbauten über den eigentlichen Durchhang von 18 cm hinaus um das Maß des Übergreifens des oberen

Lagerteiles über die Kalotte der Sattelplatte 6 cm höher zu heben. Die insgesamt 24 cm wurden in 2 Hüben bewältigt. Nach dem 1. Hub von rd. 14 cm wurden die Lager auf den Behelfsjochen frei und konnten seitlich in eine vorbereitete Hängekonstruktion ausgeschoben werden. Nach Unterklotzen des zweiten Pressenpaares wurde weitergehoben, bis die Oberteile der endgültigen Lager eingeschoben werden konnten. Nach Einrichten der Stelzen wurde der Überbau abgesetzt.

Gleichzeitig mit diesen Stahlbauarbeiten lief die vorbereitete Auswechslung der Schwellen auf einem Teil des Seitenbogens und das Vorspannen des Drahtseils im Zugband. Die Größe der eingeleiteten Kraft wurde am Manometer abgelesen und durch Dehnungsmesser am Seil sowie durch Messen der Verlängerung des Seiles kontrolliert. Die Seilreckung betrug 310 mm. Die nach der Rechnung zu erwartenden Werte stimmten mit den gemessenen sehr gut überein. Der Zwischenraum zwischen Seilkopf und Druckplatte wurde durch stählerne Zwischenstücke geschlossen, die das Seil umfaßten und zur Sicherung gegen Kippen mit seitlich angeschweißten Knaggen versehen waren.

2. Bauliche Durchbildung des neuen Mittelbogens.

a) Allgemeines.

Da das Höhenverhältnis zwischen Seiten- und Mittelbogen in der früheren Form ästhetisch gut abgestimmt war, sind die gleichen Systemmaße des alten Mittelüberbaues beibehalten worden (Bild 8).

Stützweite	167,750 m = 22 Felder zu je 7,625 m	Hauptträgerabstand	9,00 m
Systemhöhe über den Auflagern	8,40 m	Gleisabstand	3,50 m
Systemhöhe im Scheitel:		Bauhöhe	1,495 m
Zugband bis Untergurt	25,00 m		
Untergurt bis Obergurt	5,00 m		
insgesamt: 30,00 m			

Für die Bemessung ist der Lastenzug E zugrunde gelegt, da die Seitenbögen 1932/35 schon von Lastenzug A auf E verstärkt worden waren und eine weitere Verstärkung für den Lastenzug S konstruktiv nicht mehr zuließen.

Untersuchungen über die zweckmäßigste und preisgünstigste Wahl der Werkstoffe und der Ausführungsart der einzelnen Tragwerksteile in genietet oder geschweißter Bauweise führten dazu, die Hauptträger und Endportale mit Ausnahme der Hänger in St 52, die Hänger, Fahrbahn und Verbände in St 37 auszubilden, wobei die

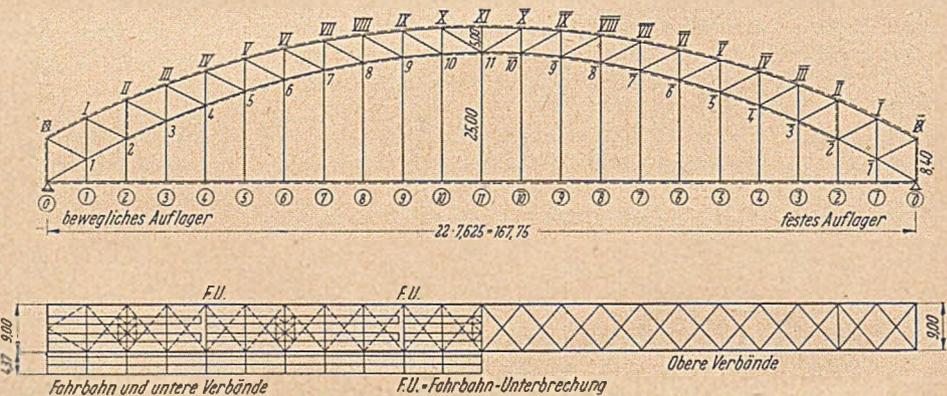


Bild 8. Netz des neuen Mittelbogens.

Hauptträger, Endportale und Verbände genietet, die Längs- und Querträger sowie die Fußwegkonstruktion im einzelnen geschweißte, aber in allen Anschlüssen genietet wurden. Diese Verwendung von zwei verschiedenen Werkstoffen am gleichen Bauwerk verlangte auch in der Verwendung der Niete besondere Sorgfalt und Sicherung gegen Verwechslung. Deshalb wurden mit Ausnahme des städtischen Steges in der Werkstatt grundsätzlich alle Niete 25 und 28 ϕ aus St 44, alle kleineren Niete, die nur in der Fahrbahn und den Verbänden vorkamen, aus St 34 vorgesehen. Auf der Baustelle gab es nur Niete 21 ϕ St 34 für die Fahrbahn und Niete 25 ϕ St 44 für alle anderen Bauteile.

Der Überbau wurde um 200 mm entsprechend $g + 1/4 p$ überhöht. Mit Rücksicht auf die etwa spätere Viergleisigkeit des Bauwerkes und den dann nur von Köln nach Köln-Deutz gerichteten Verkehr auf dem Überbau wurden die festen Auflager für den neuen Mittelbogen (1./2. Gleispaar) auf dem rechtsrheinischen Strompfeiler angeordnet.

b) Oberbau und Abdeckung.

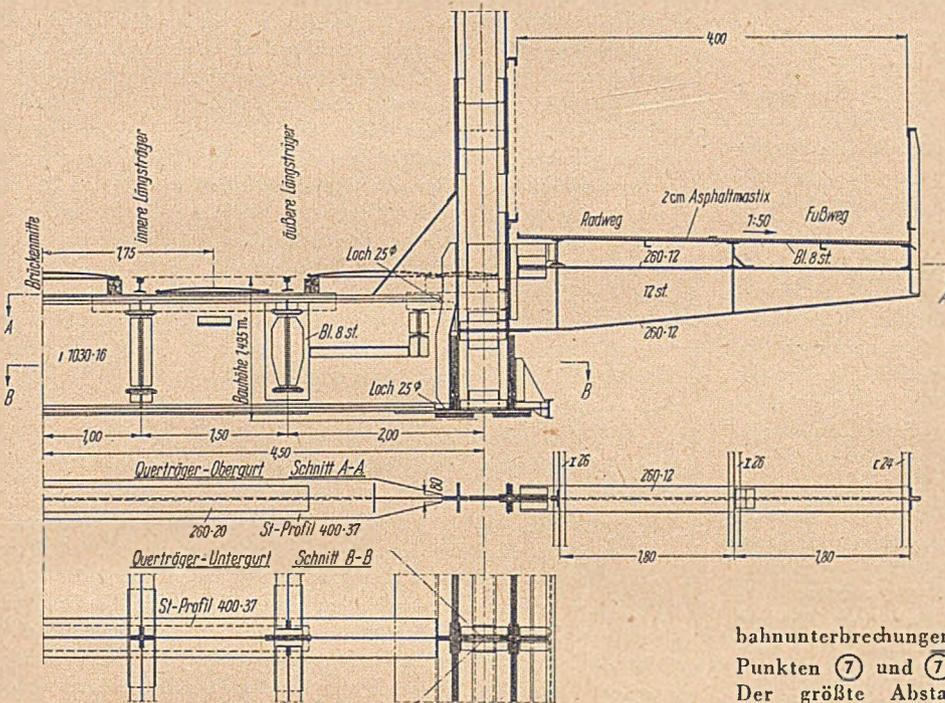
Da die Schienenstränge durchgehend geschweißt waren, mußten an den Übergängen zwischen Mittel- und Seitenbögen entsprechend der Anordnung der festen und beweglichen Auflager über dem Kölner Pfeiler Schienenauszugsvorrichtungen mit 340 mm Spiel, über dem Deutzer Pfeiler solche mit 200 mm Spiel angeordnet werden.

Zur Vermeidung von Kurzschlüssen in den vollautomatischen Sicherungsanlagen war besonderer Wert auf genügend große Abstände aller stählernen Einzelteile des Oberbaues von der Stahlkonstruktion zu legen. Als Mindestmaße zwischen Unterkante

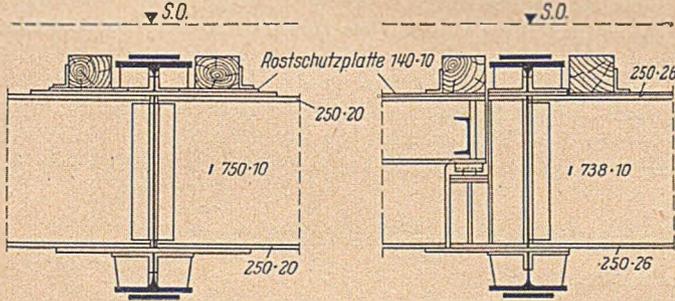
Jedes Gleis erhielt außenliegende Saumschwellen, auf denen die Abdeckungen aus 5 mm starken bombierten Waffelblechen aufliegen.

c) Fahrbahn.

Bei dem neuen Überbau wurde in Anlehnung an die Gestaltung der früheren Mittelbögen und der noch vorhandenen Seitenbögen die Fahrbahn fest mit dem Zugband verbunden. Sie ist dadurch gezwungen, die Formänderungen des in nahezu gleicher Höhe liegenden Zugbandes mitzumachen. Zur Verminderung dieser Zusatzspannungen waren in den früheren Mittelüberbauten aus St 37 je 2 Fahr-



Anschlüsse der inneren Längsträger
am normalen Querträger an der Fahrbahn-Unterbrechung



Anschlüsse der äußeren Längsträger
am normalen Querträger an der Fahrbahn-Unterbrechung

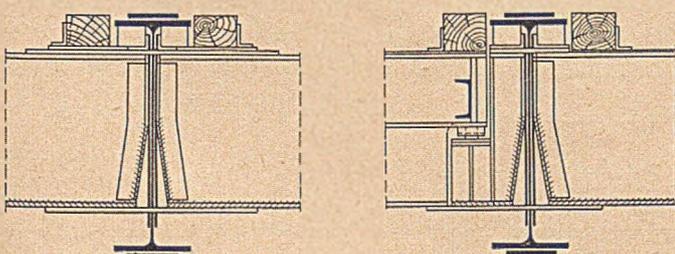
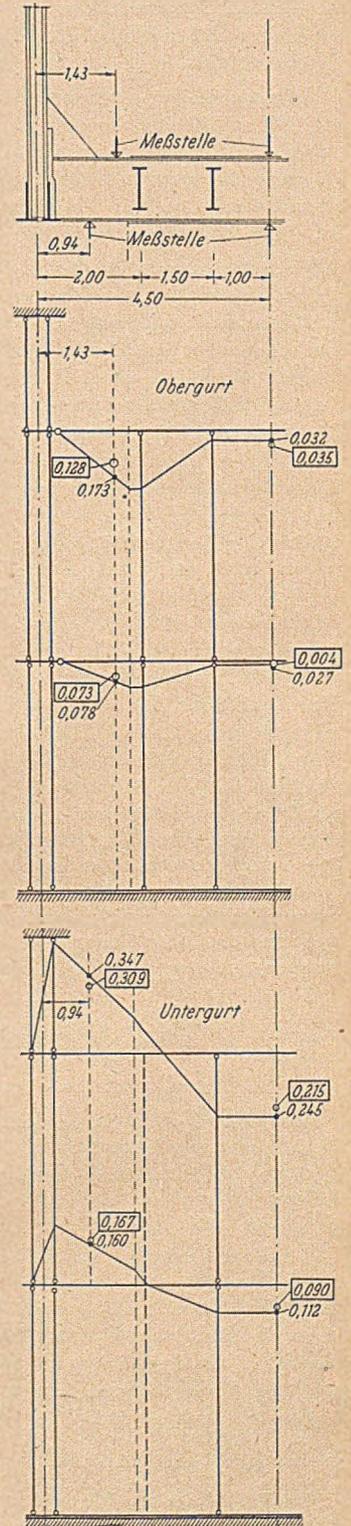


Bild 9. Normaler Querträger mit öffentlichem Steg und Längsträgeranschlüsse.

Schiene und Oberkante Querträger wurden 20 mm, zwischen lotrechten Schwellenschrauben und waagerechten Schwellenbefestigungsschrauben 60 mm von Mitte zu Mitte Loch gefordert. Mit Rücksicht auf das Verlegen der Lehrschiene zum Abhobeln der Brückenbalken für das Aufbringen der Unterlagsplatten wurden die Schwellen 2,50 m lang und für die Abhobelung selbst 20 mm höher, als erforderlich, beschafft.



□ = gemittelte Meßergebnisse

Bild 10. Waagerechte Biegebeanspruchungen in den Querträgern (t/cm²) infolge Formänderungen der Zugbänder. Rechnerische und gemessene Werte bei Belastungsprobe.

bahnunterbrechungen in den Punkten ⑦ und ⑦ angeordnet. Der größte Abstand zwischen Bremsverband und Fahrbahnunterbrechung betrug 30,5 m. Mit Rücksicht darauf, daß bei der neuen Ausführung der Hauptträger in St 52 die in der Fahrbahn aus St 37 auftretenden waagerechten Biegespannungen sich wesentlich ungünstiger auswirken, erschien eine Ermittlung dieser Spannungen erforderlich, obschon nach BE Ziff. 34.1 auf den Nachweis der Spannungen in den Fahrbahnträgern, die durch die Formänderung der Hauptträger verursacht werden, verzichtet werden kann, wenn der Abstand zwischen Bremsverband und Fahrbahnunterbrechung bzw. Brückende nicht größer als 30 m ist.

Bei diesen Ermittlungen wurde von folgenden Grundlagen und Annahmen ausgegangen:

Die Beanspruchung des Zugbandes aus Eigengewicht hat keinen Einfluß auf die Fahrbahnträger, da die Längsträger erst nach dem Schließen und Freisetzen des Überbaues abgelenkt werden. Aus Verkehrslast treten im ganzen Zugband gleich große Kräfte auf. Die kleinen Unterschiede in den Beanspruchungen infolge der nur gering verschiedenen Querschnitte der einzelnen Zugbandabschnitte werden vernachlässigt. Die Bremsverbände können als starr angesehen werden.

Da beiderseits der Fahrbahn-Unterbrechungen die Verformungen bei den entsprechenden Querträgern gleich groß und entgegengesetzt gerichtet sind, kann das Zugband in den Mitten dieser Felder als festgehalten angenommen werden.

Die Längsträger sind als gelenkig angeschlossene Stäbe, die Querträger als biegesteife Träger in Rechnung gestellt. Wegen der verschiedenartigen Anschlüsse der beiden Querträger-Gurte an die Hauptträger wurden Querträger-Ober- und -Untergurt getrennt untersucht. Angenähert wurde bei den Längs- und Querträgern je die Hälfte des Querschnittes dem Ober- bzw. Untergurt zugewiesen. Außerdem ist der Einfluß des Wind- und Schlingerverbandes berücksichtigt worden.

Beim Querträger-Obergurt (Bild 9), dessen Breite an den Enden von 400 mm eingeschränkt ist, konnte mit hinreichender Genauigkeit gelenkige Lagerung an den Anschlußwinkeln der Hänger vorausgesetzt werden. Der Querträger-Untergurt, der aus konstruktiven Gründen voll an das Windverbandknotenblech angeschlossen ist, wurde eingespannt angenommen.

Die Berechnungen ergaben, daß beim Anschluß von beiderseits je 3 Querträgern an einen Bremsverband im Obergurt- wie im Untergurt-System die Spannungen oberhalb der nach BE Ziff. 34.1 zulässigen Grenze liegen. Auch beim Anschluß von nur beiderseits je 2 Querträgern an einen Bremsverband errechneten sich für das Querträger-Untergurt-System untragbare Werte. Im Querträger-Obergurt-System lag die größte Beanspruchung unter dem zulässigen Wert. Diese Anordnung von je 2 Querträgern beiderseits eines Bremsverbandes erforderte im Überbau 4 Fahrbahnunterbrechungen und 5 Bremsverbände, womit die äußerste Grenze erreicht sein dürfte. Zur Verminderung der zu hohen Beanspruchungen im Querträger-Untergurt-System mußte daher ein anderer Weg gesucht werden. Ausgehend von der Überlegung, daß die waagerechten Querträger-Biegespannungen im umgekehrten Verhältnis zum Abstand seiner waagerechten Stützpunkte stehen, wurden nach einem Vorschlag (DBPa) von Obergeringieur Schön (Fa. Stahlbau Rheinhausen) die Anschlüsse der äußeren Längsträgerstränge an die Querträger so ausgebildet, daß die Querträger-Untergurte hier frei ausbiegen konnten. Hierzu wurden bei Durchführung der unteren Durchbindelaschen die Längsträger-Stegbleche in der unteren Hälfte schräg abgeschnitten und nur die oberen Hälften mit den Querträgern fest verbunden (Bild 9). Bei diesem System für den Querträger-Untergurt blieben die Beanspruchungen in den zulässigen Grenzen. Spannungsmessungen anlässlich der Belastungsprobe des neuen Überbaues ergaben gute Übereinstimmung der gemessenen waagerechten Biegespannungen mit den unter den vorgenannten Voraussetzungen für die Belastungszüge errechneten Werten. Ge-

messungen wurden die Beanspruchungen im Querträger-Obergurt bei 1,43 m, im Querträger-Untergurt bei 0,94 m Abstand von Mitte Hauptträger und bei beiden Gurten in Querträgermitte.

In Bild 10 sind die gemessenen und rechnerischen Werte dargestellt. Die Meßergebnisse in den Abständen 1,43 bzw. 0,94 m von Hauptträgerachse sind Mittelwerte aus den auf der rechten und linken Trägerhälfte festgestellten Spannungen.

Die Längsträger im gegenseitigen Abstand von 1,50 m bestehen aus geschweißten Vollwandträgern aus 750 mm hohen, 10 mm starken Stegblechen und 250 mm breiten Gurtplatten von 20 mm Stärke in den Mittel- und 26 mm in den Endfeldern bzw. in den Feldern neben den Fahrbahnunterbrechungen. Sie haben oben eine durchgehende Rostschutzplatte 140 · 10, die nicht zum tragenden Querschnitt gerechnet ist. Die Schwellenwinkel sind ringsum auf den Rostschutzplatten angeschweißt. An den Querträgern erhielten die Längsträger obere und untere Durchbindelaschen. Die äußeren Längsträger wurden zur Erzielung der oben erwähnten Verschieblichkeit der Querträger-Untergurte in der beschriebenen Weise nur in der oberen Hälfte, die inneren Längsträger in der üblichen Art auf ganzer Höhe des Stegblechs angeschlossen. Mit Rücksicht auf negative Auflagerdrücke der Längsträger an den Fahrbahnunterbrechungen wurden hier besondere Sicherungen gegen Abheben vorgesehen. An den Bremsverbänden sind die Längsträger-Untergurte heruntergezogen und in den Verband eingebunden worden.

Der 4feldrige Schlingerverband ist in den Endfeldern als K-Verband, in den Mittelfeldern als einfacher Strebenzug ausgebildet. Die Knotenbleche an den Längsträgern wurden in der Werkstatt angeschweißt, die an den Querträgern auf der Baustelle angeietet.

Die Querträger sind geschweißte Vollwandträger aus 1030 mm hohen, 16 mm starken Stegblechen und Gurtungen aus St-Profilen 400 · 37 mit aufgeschweißten Gurtplatten 260 · 20. Bei den äußeren Längsträgern wurden wegen der größeren Querkraft die Schlitzlöcher für die Durchbindelaschen durch beiderseitige 8 mm starke Beibleche gesäumt; bei den inneren Längsträgern erschien diese Verstärkung wegen der erheblich verminderten Querkraft nicht erforderlich. Alle Schlitzlöcher wurden sorgfältig bearbeitet, um Anrisse zu vermeiden. An den Längsträger-Anschlußpunkten sind die Obergurte der Querträger durch eingebaute Aussteifungen auf den Längsträgern gegen Knicken in waagerechter Richtung gesichert. Die Querträgerstegbleche stoßen über den inneren Zugbandwangen gegen Eckbleche, die in die Hänger einbinden (Bild 9). Da am Ende der St-Profile 3 Schweißnähte zusammentreffen, wurde hier nach dem Schweißen ein Loch 25 mm Ø gebohrt, um einen Ausgleich der Schrumpfungen zu ermöglichen. Der Anschluß der Querträger an Zugband und Hänger erfolgte durch abgeknickte Winkel. (Schluß folgt.)

Das „Durchbiegungsverfahren“ zur Lösung von Stabilitätsproblemen*).

Von Prof. Dr.-Ing. Konrad Sattler, Berlin.

Nachstehend wird ein Verfahren entwickelt, das die Möglichkeit bietet, selbst schwierige Stabilitätsprobleme in einfacher Weise unter Verwendung bekannter Lehrsätze der Statik zu lösen. Die z. B. bei anderen Verfahren notwendige Aufstellung von Differentialgleichungen und deren Lösung entfällt.

Der Grundgedanke besteht darin, bei Stabilitätsproblemen die Durchbiegungen mit denselben Verfahren zu berechnen, wie sie sonst in der Statik üblich sind. Wesentlich ist hierbei jedoch, daß diese für den Augenblick des Ausknickens zu berechnenden Durchbiegungen unbestimmte Werte haben, daß diese Werte aber aus den Bedingungsgleichungen herausfallen. Vorausgesetzt wird hierbei die auch sonst übliche Gleichung für den Krümmungshalbmesser eines geraden Stabes $\frac{1}{\rho} = -y''$. Es handelt sich um ein Näherungsverfahren, bei dem je nach den getroffenen Annahmen die Abweichungen von den genauen Werten etwa zwischen 0 und 5% schwanken, wobei es dahingestellt bleibt, ob in gewissen Fällen überhaupt genauere Werte ermittelbar sind.

*) Diese Arbeit sei dem Andenken meines soeben verstorbenen Vaters, des Lehrers Konrad Sattler, gewidmet, dem ich mein Studium und damit meine Ingenieurlaufbahn verdanke.

Die vielseitige Anwendungsmöglichkeit dieses neuen Verfahrens wird nachfolgend gezeigt.

A. Die Knicklasten für den mittig belasteten beiderseits gelenkig gelagerten Vollstab.

1. Druckstab mit konstantem Querschnitt im elastischen Bereich.

Annahmen: $\sigma_k < \sigma_p = 0,8 \cdot \sigma_s$; $y = f \cdot \sin \frac{\pi x}{l}$; $F = C_1$; $J = C_2$.

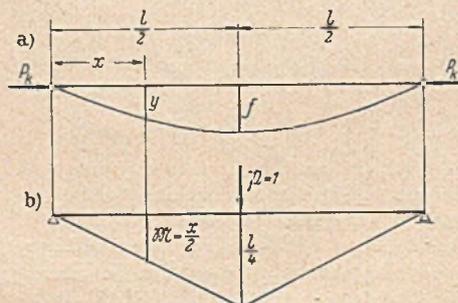


Bild 1.

Unter Beachtung obiger Annahmen gilt der Elastizitätsmodul E, und es ist f der einzige unbekannte Durchbiegungswert.

Für das Moment infolge P gilt: $P \cdot M = P \cdot y$ (Bild 1a).

Zur Berechnung der Durchbiegung f in Stabmitte wird hier eine virtuelle Bela-

stung $\mathfrak{B} = 1$ aufgebracht, für die sich das Moment $\mathfrak{M} = \frac{x}{2}$ ergibt (Bild 1b).

Nach dem Satz von der Gleichheit der äußeren und inneren Arbeit ergibt sich:

$$A_{\bar{a}} = A_i,$$

$$1 \cdot f = \int \mathfrak{M} \cdot P \cdot M \cdot \frac{dx}{E \cdot J} = \frac{P_k}{E \cdot J} \cdot f \cdot 2 \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{x}{2} \cdot \sin \frac{\pi x}{l} \cdot dx = \frac{P_k}{E \cdot J} \cdot f \cdot \frac{l^2}{\pi^2}.$$

Damit erhält man:

$$P_k = \frac{\pi^2 E \cdot J}{l^2}.$$

2. Druckstab mit veränderlichem Trägheitsmoment und konstanter Fläche im elastischen Bereich.

a) Die Form der Biegelinie wird angenommen zu: $y = f \cdot \sin \frac{\pi x}{l}$.

Annahmen:

$$\sigma_k < \sigma_p; y = f \cdot \sin \frac{\pi x}{l}; F = C_1; J = \text{veränderlich (Bild 2b)}.$$

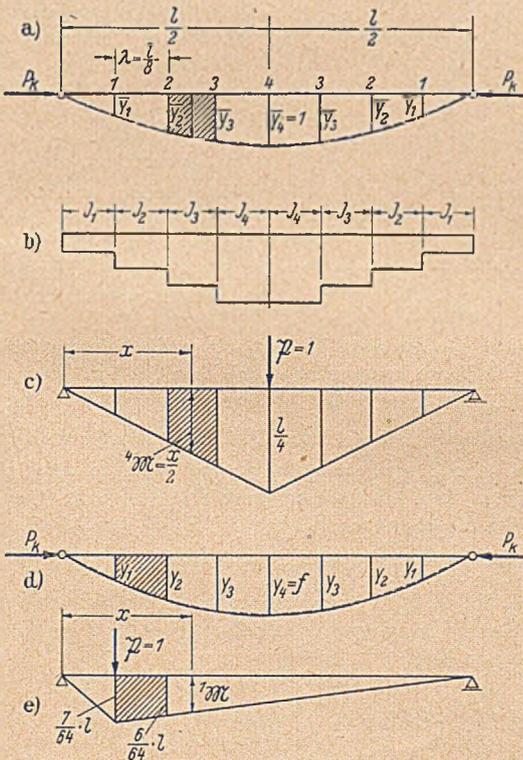


Bild 2.

Da die Form der Biegelinie vorweg festgelegt ist, kann der erhaltene Wert nur als Näherungswert angesehen werden. Der Stab wird zweckmäßig in eine gerade Anzahl beliebig vieler Teilfelder mit der Länge λ eingeteilt, das Trägheitsmoment innerhalb eines Teilfeldes konstant und die Momentenkurve

$$P M = P_k \cdot y = P_k \cdot f \cdot \sin \frac{\pi x}{l} = P \cdot f \cdot \bar{y}$$

innerhalb eines Teilfeldes geradlinig verlaufend angenommen.

Der Wert \bar{y}_n für einen bestimmten Punkt n ist somit ein gegebener Zahlenwert (Bild 2a), f der einzig unbekannte Durchbiegungswert.

Bringt man wieder die virtuelle Last $\mathfrak{B} = 1$ in Stabmitte an (Bild 2c), so erhält man entsprechend A, 1 den Wert von P_k aus einer einzigen Gleichung.

$$E \cdot J_c \cdot f = P_k \cdot f \sum_n \left(\frac{J_c}{J_n} \int_0^{\lambda} \bar{y} \cdot \mathfrak{M} \cdot dx \right).$$

Beachtet man, daß für die Integration zweier geradlinig begrenzter Flächen M_1 und M_2 (Bild 3) gilt:

$$\int_0^{\lambda} M_1 \cdot M_2 \cdot dx = \frac{\lambda}{6} [a(2c + d) + b(2d + c)]$$

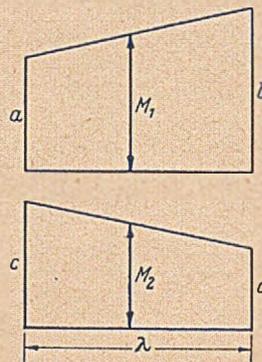


Bild 3.

und führt man die Integration $\int_0^{\lambda} \bar{y} \cdot \mathfrak{M} \cdot dx$ über alle Teilstrecken durch, so ergibt sich aus oberer Gleichung wieder P_k .

Man wird den Ausdruck für P_k zu Vergleichszwecken immer auf die Form bringen:

$$P_k = \frac{\pi^2 E \cdot J_c}{(\beta l)^2}.$$

β) Über die Form der Biegelinie wird keine Annahme gemacht.

Annahmen: $\sigma_k < \sigma_p$; $F = C_1$; $J =$ veränderlich (Bild 2b).

Da über die Form der Biegelinie keine Annahmen gemacht wurden, ist nun jeder der angenommenen Werte y_1, y_2, y_3 und y_4 ein unbekannter Durchbiegungswert und $P M = P_k \cdot y$. Für die virtuelle Last $\mathfrak{B} = 1$ im Punkt 1 (Bild 2e) erhält man die Bedingungsgleichung:

$$1 \cdot y_1 \cdot E \cdot J_c = P_k \sum_n \left(\frac{J_c}{J_n} \int_0^{\lambda} y \cdot \mathfrak{M} \cdot dx \right) = P_k \cdot F_1(y_1, y_2, y_3, y_4).$$

Da sich z. B. für das Teilfeld 1 — 2 ergibt:

$$\int_0^{\lambda} y \cdot \mathfrak{M} \cdot dx = \frac{\lambda}{6} \left[\frac{7}{64} \cdot l(2y_1 + y_2) + \frac{6}{64} \cdot l(2y_2 + y_1) \right] = \frac{l^2}{48 \cdot 64} (20y_1 + 19y_2),$$

so wird die Summe $\sum_n \left(\frac{J_c}{J_n} \int_0^{\lambda} y \cdot \mathfrak{M} \cdot dx \right)$ eine bestimmte Funktion

von y_1, y_2, y_3 und y_4 . Führt man die Abkürzung $q = x^2 = \frac{P}{E \cdot J_c}$ ein, so kann man obige Gleichung auch in folgender Form schreiben:

$$y_1(1 + a_{11} \cdot q) + y_2 \cdot a_{12} \cdot q + y_3 \cdot a_{13} \cdot q + y_4 \cdot a_{14} \cdot q = 0.$$

Nun bringt man die virtuelle Last in den Punkten 2, 3 und 4 an und erhält jeweils eine weitere Bedingungsgleichung, z. B. ergibt sich für Punkt 4 (Bild 2c):

$$1 \cdot y_4 \cdot E \cdot J_c = P_k \sum_n \left(\frac{J_c}{J_n} \int_0^{\lambda} y \cdot \mathfrak{M} \cdot dx \right) = P_k \cdot F_4(y_1, y_2, y_3, y_4) \text{ bzw.:}$$

$$y_1 \cdot a_{41} \cdot q + y_2 \cdot a_{42} \cdot q + y_3 \cdot a_{43} \cdot q + y_4(1 + a_{44} \cdot q) = 0.$$

Die Größen $a_{n,m}$ sind hierbei bestimmte Zahlengrößen.

Setzt man die Determinante des homogenen Gleichungssystems gleich Null, so erhält man die Lösungsgleichung für q und daraus die Knicklast P_k .

y_1	y_2	y_3	y_4	
$1 + a_{11} \cdot q$	$a_{12} \cdot q$	$a_{13} \cdot q$	$a_{14} \cdot q$	$= 0.$
$a_{21} \cdot q$	$1 + a_{22} \cdot q$	$a_{23} \cdot q$	$a_{24} \cdot q$	
$a_{31} \cdot q$	$a_{32} \cdot q$	$1 + a_{33} \cdot q$	$a_{34} \cdot q$	
$a_{41} \cdot q$	$a_{42} \cdot q$	$a_{43} \cdot q$	$1 + a_{44} \cdot q$	

Diese Determinante löst man am schnellsten, wenn man für P verschiedene Werte einsetzt — man weiß meist, wo man die kritischen Werte zu erwarten hat — und die Werte D in einer Kurve aufträgt. Die Schnittpunkte mit der q -Achse ($D = 0$) ergeben die kritischen Werte (Bild 4). Es interessiert in der Regel nur der kleinste Wert $P_{k,1}$. Die höheren Werte kennzeichnen die höheren Knickwellen.

Die Genauigkeit beträgt bei 4 angenommenen Werten rd. 1%, eine weitere Unterteilung ist nicht zu empfehlen, da dann der Rechenaufwand stark steigt.

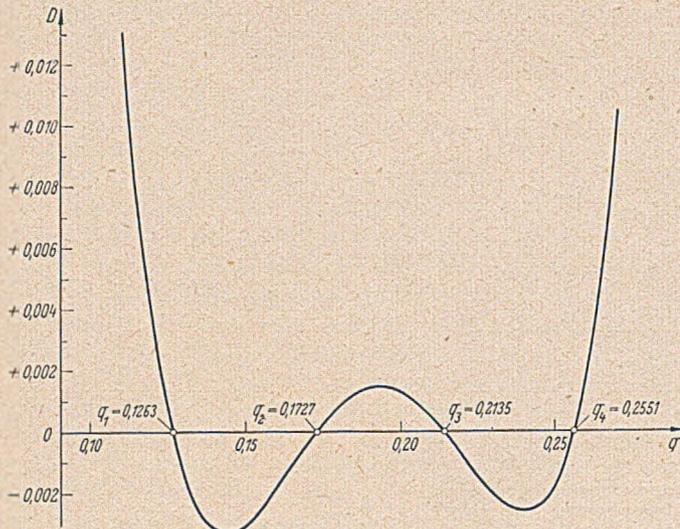


Bild 4.

Dividiert man obige Gleichungen durch y_4 , so erhält man ein lineares Gleichungssystem mit $\eta_1 = \frac{y_1}{y_4}, \eta_2 = \frac{y_2}{y_4}, \eta_3 = \frac{y_3}{y_4}, \eta_4 = \frac{y_4}{y_4} = 1,0$.

Löst man dieses System unter Einsetzen des ermittelten Knickwertes P_k auf, so ist mit den Lösungswerten für η_1, η_2 und η_3 die Form der Biegelinie eindeutig festgelegt. Da die Anzahl der Unbekannten sich um eine verringert hat, kann eine beliebige Gleichung weggelassen bzw. diese nachträglich zur Rechenkontrolle benützt werden, da die Werte η_1, η_2 und η_3 auch diese überzählige Gleichung erfüllen müssen. Es kann verschiedentlich von Interesse sein, auch die Form der Biegelinie zu kennen.

Dieses Verfahren wurde in ähnlicher Weise vom Verfasser bereits a. O. [1] verwendet. Dort wurde auch gezeigt, wie die Differentialgleichung 4. Ordnung für die elastische Linie eines Stabes mittels

Differenzenrechnung gelöst werden kann. Letzteres Verfahren findet man in ähnlicher Form bereits bei der „elastischen Gelenkkette“ nach Henky [2].

3. Druckstab mit konstanter Fläche im plastischen Bereich.

Legt man den Knickuntersuchungen im plastischen Bereich den T -Modul nach Engesser-von Karman zugrunde, so können die T -Werte nach der DIN 4114 Ri. 7.42 [4] verwendet werden. Die Abhängigkeit des Wertes T von σ_k ist in Bild 5 für St 37 und St 52 als Kurve Φ_{37} bzw. Φ_{52} dargestellt.

Ist die Fläche über die ganze Stablänge konstant, so wird die Rechnung folgendermaßen durchgeführt:

Man berechnet sich für beliebig angenommene Werte von T in gleicher Weise wie unter A, 1 und A, 2 den jeweils zugehörigen kleinsten Knickwert P_k' bzw. $\sigma_k' = \frac{P_k'}{F}$, wobei man in den früheren Gleichungen nur T statt E einzusetzen braucht. Die durch zugehörige Werte T und σ_k' festgelegten Punkte trägt man in Bild 5 ein und legt durch sie eine Kurve Ψ . Der Schnittpunkt dieser beiden Kurven Φ und Ψ ergibt den tatsächlichen σ_k -Wert, da nur für diesen Punkt sowohl die Knickgleichungen als auch die festgelegten Beziehungen zwischen T und σ_k erfüllt sind.

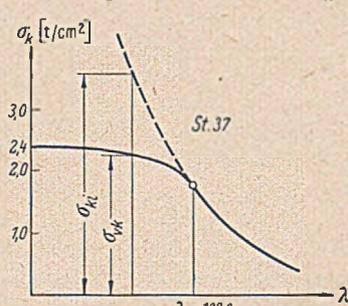


Bild 6.

Meistens wird es genügen, den ideellen Wert σ_{ki} nach A, 1 bzw. A, 2 unter Zugrundelegung des Moduls E zu bestimmen, wobei für den Fall, daß σ_{ki} die Proportionalitätsgrenze σ_p überschreitet, der Wert von σ_{ki} entsprechend DIN 4114, Tafel 7 auf σ_{vk} abzumindern ist (Bild 6). Zumindest gibt diese Abminderung einen guten Anhalt für die Größe des zu erwartenden Wertes σ_k bzw. des zugehörigen Wertes T . Meist wird der mit diesem T -

Wert nun ermittelte neue Wert σ_k einen Punkt unmittelbar in der Nähe der Φ -Kurve bestimmen, so daß damit und mit dem zu E zugehörigen Wert σ_{ki} bereits die Ψ -Kurve genügend genau festgelegt ist.

4. Druckstab mit veränderlicher Fläche im plastischen Bereich.

Gegenüber A,3 muß ein etwas anderer Rechnungsweg eingeschlagen werden. Man nimmt eine geschätzte Knicklast P an und bestimmt für die einzelnen Flächen F_1, F_2, F_3 usw. die zugehörigen Spannungen $\sigma_1 = \frac{P}{F_1}, \sigma_2 = \frac{P}{F_2}$ usw. und dazu aus Bild 5 die zugehörigen Werte T_1, T_2 usw. Für $\sigma < \sigma_p$ ist E einzuführen.

Der weitere Rechnungsgang ist wie unter A, 2, wobei die Gleichungen jetzt nur lauten:

$$1 \cdot y_1 \cdot E \cdot J_c = P_k \sum_n \left(\frac{E}{T_n} \cdot \frac{J_c}{J_n} \int_0^{\lambda} y \cdot {}^1 \mathfrak{M} \cdot dx \right);$$

$$1 \cdot y_2 \cdot E \cdot J_c = P_k \sum_n \left(\frac{E}{T_n} \cdot \frac{J_c}{J_n} \int_0^{\lambda} y \cdot {}^2 \mathfrak{M} \cdot dx \right) \text{ usw.}$$

Man erhält in gleicher Weise wie früher die zugehörige Knicklast P_k' , die mit dem angenommenen Wert von P nicht übereinstimmen wird. Mit P_k' ist $\sigma_{k1}' = \frac{P_k'}{F_1}$ zugehörig zu T_1 festgelegt. Der

Schnittpunkt der Kurve Ψ (für 2 Annahmen von P_k durchgerechnet) mit der Φ -Kurve gibt die tatsächliche Knickspannung σ_{k1} und damit $P_k = \sigma_{k1} \cdot F_1$.

Legt man σ_{k2}' bzw. die Ψ_2 -Kurve zugrunde, so erhält man im Schnittpunkt mit der Φ -Kurve σ_{k2} und damit den gleichen Endwert

$$P_k = \sigma_{k2} \cdot F_2 = \sigma_{k1} \cdot F_1.$$

Beispiel 1.

Zur überschläglichen Ermittlung der Knicklast des in Bild 7 dargestellten Druckstabes aus St 37 wird die einfachste Annahme nach A,2, α für die Biegelinie, $y = f \sin \frac{\pi x}{l}$ gewählt.

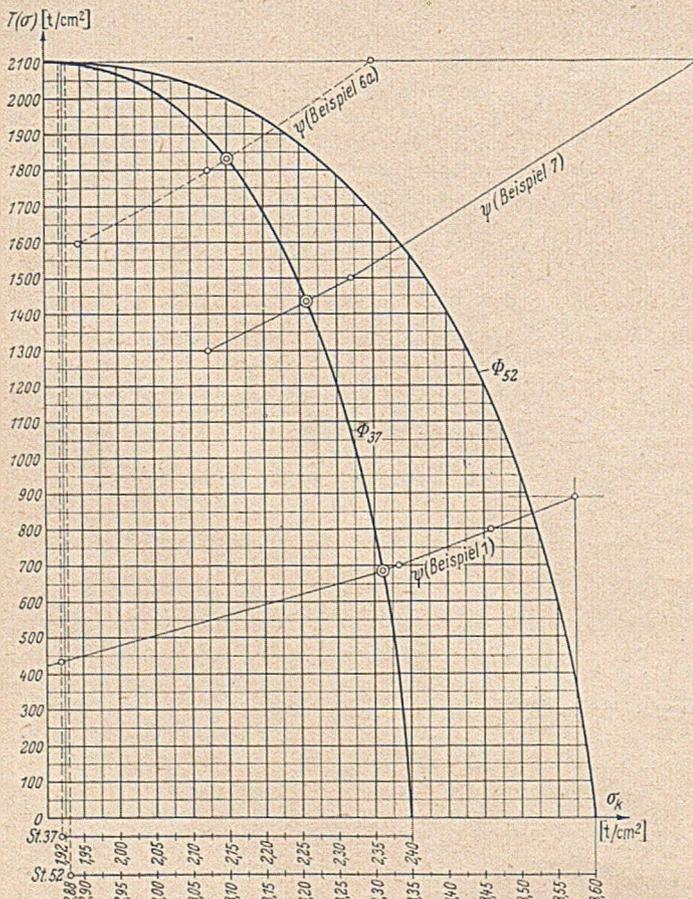


Bild 5.

$F_1 = 60,0 \text{ cm}^2$; $J_1 = 5076 \text{ cm}^4$; $F_2 = 68,0 \text{ cm}^2$; $J_2 = 6060 \text{ cm}^4$.
Es ist: $y_1 = 0,707 \cdot f$; $y_2 = 1,0 \cdot f$.
Bei unbegrenzter Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes (elastischer Bereich) ergibt sich mit dem Modul E :

$$E \cdot J_1 \cdot f = 2 \cdot P_{ki} \cdot f \left\{ \frac{2,0}{6} \cdot 1,0 \cdot 0,707 (2 \cdot 1,0 + 0,0) + \frac{2,0}{6} \cdot 0,8377 [0,707 (2 \cdot 1,0 + 2,0) + 1,0 (2 \cdot 2,0 + 1,0)] \right\} = 2 \cdot P_{ki} \cdot f \{ 0,4713 + 2,1856 \}.$$

Damit ergibt sich:

$$P_{ki} = 12,044 \cdot \frac{E \cdot J_1}{f^2} = 200,63 \text{ t},$$

$$\sigma_{k1,i} = \frac{200,63}{60,0} = 3,34 \text{ t/cm}^2; \text{ dazu Abminderung nach DIN 4114 \cdot Tafel 7.}$$

$$\sigma_{rk} = 2,26 \text{ t/cm}^2 \quad P_k \sim 2,26 \cdot 60,0 = 135,6 \text{ t}.$$

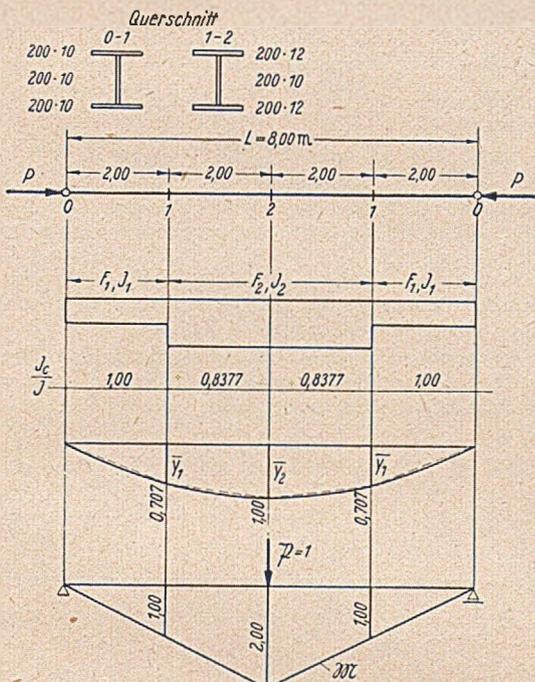


Bild 7.

1. Annahme für Berechnung im plastischen Bereich $P'_1 = 140,0 \text{ t}$.

$$\sigma_{k1} = \frac{140,0}{60,0} = 2,34 \text{ t/cm}^2; \text{ dazu } T_1 = 890 \text{ t/cm}^2; \quad \frac{E}{T_1} = 2,36,$$

$$\sigma_{k2} = \frac{140,0}{68,0} = 2,06 \text{ t/cm}^2; \text{ dazu } T_2 = 2010 \text{ t/cm}^2; \quad \frac{E}{T_2} = 1,043.$$

Die Bedingungsgleichung lautet jetzt:

$$E \cdot J_1 \cdot f = 2 \cdot P_k \cdot f \{ 0,4713 \cdot 2,360 + 2,1856 \cdot 1,043 \};$$

$$P_k = 9,434 \cdot \frac{E \cdot J_1}{f^2} = 157,15 \text{ t};$$

$$\sigma_{k1} = \frac{157,15}{60,0} = 2,62 \text{ t/cm}^2.$$

Aus dem Schnittpunkt der Φ - und ψ -Kurven (Bild 5) ergibt sich $\sigma_{k1} = 2,36 \text{ t/cm}^2$ und somit der endgültige Wert der Knicklast zu $P_k = 2,36 \cdot 60 = 141,6 \text{ t}$. Will man einen genaueren Wert haben, so muß man nach A, 2. β drei oder vier unbestimmte Durchbiegungen y_1, y_2, y_3 und y_4 zugrunde legen.

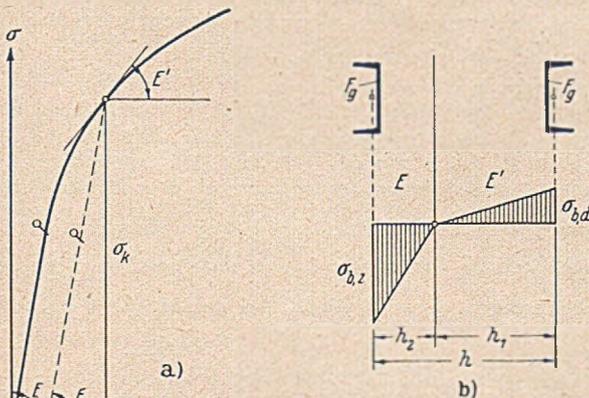


Bild 9.

B. Die Knicklasten für den mittig belasteten Druckstab mit besonderen Randbedingungen.

Die Berechnung kann in ähnlicher Weise wie unter Abschnitt A durchgeführt werden. Bei der Ermittlung der Momente M infolge $\mathfrak{P} = 1$ sind nun aber die besonderen Randbedingungen zu beachten. Z. B. sind für den beiderseits starr eingespannten Stab nach Bild 8 die Momente M ebenfalls am starr eingespannten Stab zu berechnen. Bei veränderlichem Trägheitsmoment werden diese nach den üblichen Verfahren für statisch unbestimmte Systeme ermittelt. Bei dem Beispiel nach Bild 8 mit vier angenommenen Durchbiegungen y_1 bis y_4 beträgt die Abweichung gegenüber den theoretisch genauen Werten 5%.

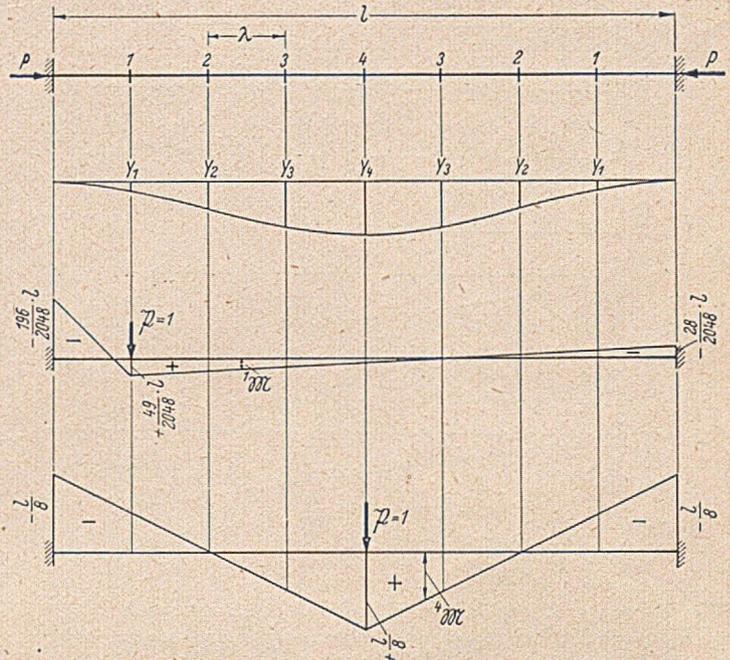


Bild 8.

C. Die Knicklasten für gegliederte Stäbe mit gelenkig gelagerten Enden.

1. Gegliederte Stäbe mit Fachwerkvergitterung.

Die Knickbedingungen werden für den plastischen Bereich entwickelt, woraus sich diese für den elastischen Bereich als Sonderfälle ergeben. Die Engesser'schen Annahmen (siehe [3] Seite 126-130) über das Knicken im plastischen Bereich werden beibehalten, d. h. es ist den Biegezugspannungen der Modul E , den Biegedruckspannungen der Modul E' (Bild 9a) zugeordnet. Für einen gedachten Vollstab gilt in bekannter Weise (siehe [3] S. 126 ff. und 147) unter Beachtung von Bild 9b:

$$h_1 = \frac{E}{E + E'} \cdot h; \quad h_2 = \frac{E'}{E + E'} \cdot h; \quad T \cdot J = F_g \cdot h^2 \cdot \frac{E \cdot E'}{E + E'};$$

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot T \cdot J}{l^2}; \quad \sigma_{k0} = \frac{\pi^2 \cdot T \cdot J}{2 \cdot F_g \cdot l^2}.$$

Im Augenblick des Ausknickens gelten für Moment und Querkraft im Punkt n (Bild 10b) die Beziehungen:

$$M_n = P_k \cdot y_n = P_k \cdot f \cdot \sin \frac{\pi \cdot x_n}{l} = P_k \cdot f \cdot \sin \alpha_n$$

$$\text{und} \quad Q_n = \frac{dM}{dx} = P \cdot f \cdot \frac{\pi}{l} \cdot \cos \frac{\pi \cdot x_n}{l} = P \cdot f \cdot \frac{\pi}{l} \cdot \cos \alpha_n,$$

woraus die Stabkräfte bestimmt werden können:

$$S_n = \frac{M_n}{h}; \quad D_n = \frac{Q_n}{2} \cdot \frac{d}{h}.$$

Für die virtuelle Belastung $\mathfrak{P} = 1$ erhält man die Werte (Bild 10c):

$$\mathfrak{M}_n = \frac{x_n}{2}; \quad \mathfrak{Q}_n = \frac{1}{2}; \quad \mathfrak{S}_n = \frac{M_n}{h}; \quad \mathfrak{D}_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{d}{h}.$$

Mit F_d wird die Fläche zweier Diagonalen (vordere und rückwärtige) bezeichnet. Die Bedingung $A_{\bar{a}} = A_i$ lautet unter Beachtung von E und E' :

$$1 \cdot f = \sum_m \left(\frac{M}{h} \cdot \frac{\mathfrak{M}}{h} \cdot \frac{c}{E \cdot F_g} \right) + \sum_m \left(\frac{M}{h} \cdot \frac{\mathfrak{M}}{h} \cdot \frac{c}{E' \cdot F_g} \right) + \sum_m \left(\frac{Q}{2} \cdot \frac{d}{h} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{d}{h} \cdot \frac{d}{E \cdot F_d} \cdot 2 \right)$$

oder

$$1 \cdot f = P_k \cdot f \left\{ \sum_m \left(\frac{x_n \cdot \sin \alpha_n}{2 \cdot h^2} \cdot \frac{c}{E \cdot F_g} \right) + \sum_m \left(\frac{x_n \cdot \sin \alpha_n}{2 \cdot h^2} \cdot \frac{c}{E' \cdot F_g} \right) + \sum_m \left(\frac{\pi \cdot \cos \alpha_n \cdot d^3}{2 \cdot l \cdot h^2 \cdot E \cdot F_d} \right) \right\}$$

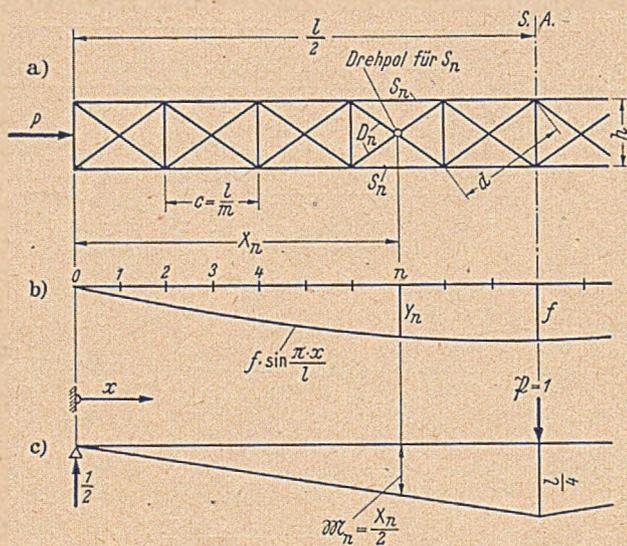


Bild 10.

Die Summen sind jeweils über alle m Felder zu erstrecken. Nach einigen Umformungen erhält man unter Benutzung der obigen Ausdrücke für TJ und σ_{k0} die Knicklast P_k .

$$P_k = \frac{\pi^2 T \cdot J}{(\beta l)^2} \quad \text{mit} \quad \beta = \sqrt{1 + \sigma_{k0} \cdot \frac{d^3}{E \cdot h^2 \cdot c} \cdot \frac{F_g}{F_d}}$$

Genau die gleiche Formel wurde auf andere Weise von Bleich (s. [3] S. 148) erhalten.

Die entsprechende Formel im elastischen Bereich ergibt sich mit:

$$\sigma_{k0} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{2 F_g \cdot l^2} \quad \text{und} \quad J \approx \frac{F_g \cdot h^2}{2}$$

zu:

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{(\beta l)^2} \quad \text{mit:} \quad \beta = \sqrt{1 + 2,5 \cdot \frac{d^3}{c \cdot l^2} \cdot \frac{F_g}{F_d}}$$

Bei Ausführung der Vergitterung nach Bild 11a ist das zweite Glied unter der Wurzel mit 2,0; bei Ausführung nach Bild 11b mit 4,0 zu multiplizieren.

2. Rahmenstäbe.

Bei dem als Vierendeelträger wirkenden Rahmenstab ist der Einfluß der Gurtkräfte $\frac{M}{h}$ genau gleich wie unter Abschnitt C, 1. Zusätzlich sind auch Momente in den Gurten und Pfosten des Rahmenstabes zu berücksichtigen. Diese Momente werden unter der Annahme gedachter Gelenke in den Stabmitten näherungsweise berechnet und sind in Bild 12a für den Knoten k eingetragen.

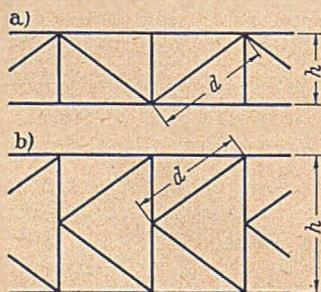


Bild 11.

Für den virtuellen Belastungszustand $\mathfrak{P} = 1$ werden in gleicher Weise die Gurt- und Pfostenmomente berechnet (Bild 12b).

Da die Gurte bereits mit σ_h beansprucht sind, ist bei der zusätzlichen Berücksichtigung der Biegespannungen mit $T \cdot J_g$ statt $E \cdot J_g$ zu rechnen, wobei J_g das Trägheitsmoment eines Gurtes um seine Schwerachse bedeutet.

Unter Beachtung der Ableitungen von C,1 erhält man:

$$1 \cdot f = \sum_m \left(\frac{M}{h} \cdot \frac{\mathfrak{M}}{h} \cdot \frac{c}{E \cdot F_g} \right) + \sum_m \left(\frac{M}{h} \cdot \frac{\mathfrak{M}}{h} \cdot \frac{c}{E' \cdot F_g} \right) + \sum_k \left(4 \cdot \frac{c}{2 \cdot 6} \cdot Q_k \cdot \frac{c}{4} \cdot 2 \cdot \frac{c}{8} \cdot \frac{1}{T \cdot J_g} \right) + \sum_k \left(2 \cdot \frac{h}{2 \cdot 6} \cdot Q_k \cdot \frac{c}{2} \cdot 2 \cdot \frac{c}{4} \cdot \frac{1}{E \cdot J_v} \right)$$

$$1 \cdot f = P_k \cdot f \left\{ \sum_m \left(\frac{x_n \cdot \sin \alpha_n}{2 \cdot h^2} \cdot \frac{c}{E \cdot F_g} \right) + \sum_m \left(\frac{x_n \cdot \sin \alpha_n}{2 \cdot h^2} \cdot \frac{c}{E' \cdot F_g} \right) + \frac{\pi}{l} \sum_k \left(\frac{\cos \alpha_k}{48} \cdot \frac{c^3}{T \cdot J_g} \right) + \frac{\pi}{l} \sum_k \left(\frac{\cos \alpha_k}{24} \cdot \frac{h \cdot c^2}{E \cdot J_v} \right) \right\}$$

Nach einigen Umformungen ergibt sich:

$$P_k = \frac{\pi^2 T \cdot J}{(\beta l)^2} \quad \text{mit} \quad \beta = \sqrt{1 + 0,41 \left(\frac{c}{l} \right)^2 \cdot \frac{J}{J_g} + 0,167 \cdot \sigma_{k0} \cdot \frac{c \cdot h}{E} \cdot \frac{F_g}{J_v}}$$

Für den elastischen Bereich wird:

$$P_k = \frac{\pi^2 E \cdot J}{(\beta l)^2} \quad \text{mit} \quad \beta = \sqrt{1 + 0,41 \left(\frac{c}{l} \right)^2 \cdot \frac{J}{J_g} + 0,82 \cdot \frac{c \cdot h}{l^2} \cdot \frac{J}{J_v}}$$

Diese Formeln stimmen wieder mit den auf anderem Weg ermittelten Formeln von Bleich (siehe [3] S. 154) überein.

Sind für gegliederte Stäbe, deren Form nicht in den Vorschriften verankert sind, die Knickbelastungen zu ermitteln, so kann man sich u. U. mit Vorteil der unter A, B und C gebrachten Entwicklungen bedienen.

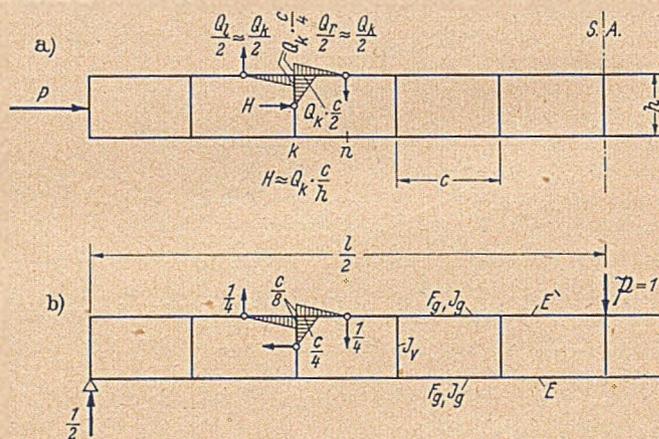


Bild 12.

D. Das Ausknicken von Stockwerkrahmen mit seitlich verschieblichen Knotenpunkten.

Für die nachfolgenden Untersuchungen wird das vielseitig verwendbare Verfahren von Kani [5] weiter entwickelt. Zu diesem Zwecke muß in Abschnitt I kurz auf die Grundlagen und Ergebnisse dieses Verfahrens eingegangen werden, wobei z. T. mit Rücksicht auf die nachfolgenden Untersuchungen Änderungen in den Formeln für die Übertragungszahlen μ_{ik} und ν_{ik} notwendig wurden.

1. Normale Rahmenberechnung nach Kani.

Wirkt auf einen Knotenpunkt ein äußeres Moment, so wird dieses entsprechend den Steifigkeiten $m \cdot K_{ik}$ auf die einzelnen anschließenden Stäbe verteilt. Ist das gegenüberliegende Ende fest eingespannt, wird $m = 1,0$, ist es gelenkig gelagert, wird $m = 0,75$. Den nachfolgenden Untersuchungen werden Stäbe mit über die Stablänge konstantem Trägheitsmoment mit $K = \frac{J}{l}$ zugrunde gelegt.

Überschreiten die Spannungen in den einzelnen Stäben die Proportionalitätsgrenze, so muß mit $K = \frac{EJ}{l}$ bzw. $K = \frac{TJ}{l}$ gerechnet werden.

a) Unverschiebliche Knotenpunkte.

Nach Bild 13a sind M_{ik} und M_{ki} die Endmomente für Volleinspannung, nach Bild 13b $2 M'_{ik}$ und M'_{ik} die infolge einer Verdrehung

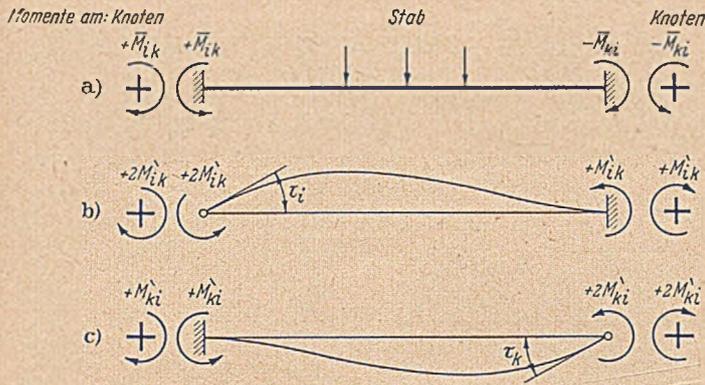


Bild 13.

des Knotens i um τ_i und nach Bild 13c M'_{ki} und $2M'_{ki}$ die infolge einer Verdrehung von Knoten k um τ_k .

Somit ist das endgültige Moment im Knoten i :

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$$

Für gelenkig gelagertes Ende k ist: $\bar{M}_{ki} = M'_{ki} = 0$.

Bezeichnet man mit $\sum \bar{M}_{ik} = \bar{M}_i$ die Summe der Volleinspannungsmomente für die am Knoten i anschließenden Stäbe, so ist mit:

$$\sum M_{ik} = 0 = \sum \bar{M}_{ik} + 2 \sum M'_{ik} + \sum M'_{ki}$$

$$\sum M'_{ik} = -\frac{1}{2} [\bar{M}_i + \sum M'_{ki}]$$

Bei Berücksichtigung der Aufteilung von $\sum M'_{ik}$ entsprechend den Steifigkeiten der einzelnen Stäbe, ergibt sich:

$$M_{ik} = \mu_{ik} [\bar{M}_i + \sum M'_{ki}] \quad \text{mit} \quad \mu_{ik} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{m \cdot K_{ik}}{\sum m \cdot K_{ik}}$$

Der Rechnungsgang wird mit $M'_{ki} = 0$ begonnen. Bei den nächsten Ausgleichen werden jeweils schon vorhandene M'_{ik} -Werte an den Stabenden, die dem gerade auszugleichenden Knoten gegenüberliegen, als M'_{ki} -Werte eingeführt. Sobald sich die M'_{ik} -Werte nicht mehr ändern, bildet man die endgültigen Momente:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + M'_{ik} + \underbrace{M'_{ik} + M'_{ki}}_a$$

b) Seitlich verschiebbliche Knotenpunkte, senkrechte Belastung.

Wird das obere Stabende der Stiele, zusätzlich zu den Verdrehungen, noch um einen Wert δ seitlich verschoben, so treten bei beider-

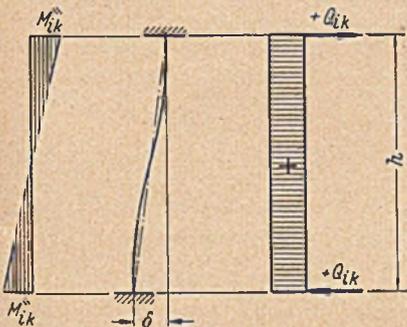


Bild 14.

seits eingespannten Stielen nach Bild 14 noch die zusätzlichen Endmomente:

$$M'_{ik} = 6E \cdot K \cdot \frac{\delta}{h}$$

bei Gelenken am unteren Ende nach Bild 15 das zusätzliche obere Endmoment:

$$M'_{ik} = 3E \cdot K \cdot \frac{\delta}{h} \quad \text{auf}$$

Die endgültigen Momente betragen jetzt für die Riegel:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$$

für beiderseits eingespannte Stiele:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M'_{ik} \quad \text{da} \quad \bar{M}_{ki} = 0$$

für unten gelenkig gelagerte Stiele:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} \quad \text{da} \quad \bar{M}_{ki} = 0$$

Entsprechend Abschnitt a) ergibt sich hier:

$$M'_{ik} = \mu_{ik} [\bar{M}_i + \sum_e (M'_{ki} + M'_{ik}) + \sum_g M'_{ik}]$$

$$\text{mit} \quad \mu_{ik} = -\frac{1}{2} \cdot \frac{m \cdot K_{ik}}{\sum m \cdot K_{ik}}$$

Die Summe \sum_e ist hierbei über alle Stäbe mit beiderseits eingespannten Enden, die Summe \sum_g über alle Gelenkstäbe zu erstrecken.

Für die Riegel ist dabei $M'_{ki} = 0$.

Für einen Stiel ist: $Q_{ik} = \frac{M_{ik} + M_{ki}}{h}$ (eingespannt) bzw. $Q_{ik} = \frac{M_{ik}}{h}$ (gelenkig).

Für alle Stiele eines Stockwerkes erhält man aus $\sum Q_{ik} = 0$:

$$\sum_e (2M'_{ik} + M'_{ki} + M'_{ik} + 2M'_{ki} + M'_{ik} + M'_{ik}) + \sum_g (2M'_{ik} + M'_{ik}) = 0$$

$$\sum_e 2M'_{ik} + \sum_g M'_{ik} = -\{3 \sum_e (M'_{ki} + M'_{ki}) + 2 \sum_g M'_{ik}\}$$

Beachtet man, daß sich alle Stielköpfe um denselben Wert δ verschieben müssen, so ergibt sich daraus das Verteilungsgesetz für die M'_{ik} -Werte zu:

$$M'_{ik} = v_{ik} \{3 \sum_e (M'_{ki} + M'_{ki}) + 2 \sum_g M'_{ik}\}$$

für beiderseits eingespannte Stiele ist:

$$v_{ik} = -\frac{K_{ik}}{2 \sum_e K_{ik} + 0,5 \sum_g K_{ik}}$$

für unten gelenkig gelagerte Stiele ist:

$$v_{ik} = -\frac{0,5 \cdot K_{ik}}{2 \sum_e K_{ik} + 0,5 \sum_g K_{ik}}$$

Sind alle Stiele eines Stockwerkes beiderseits eingespannt, so erhält man:

$$M'_{ik} = v_{ik} \sum (M'_{ki} + M'_{ki}) \quad \text{mit} \quad v_{ik} = -\frac{3}{2} \cdot \frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}}$$

sind alle Stiele eines Stockwerkes unten gelenkig gelagert, so ergibt sich:

$$M'_{ik} = v_{ik} \sum M'_{ik} \quad \text{mit} \quad v_{ik} = -2 \cdot \frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}}$$

Man erhält somit das endgültige Moment im Stiel zu:

$$M_{ik} = M'_{ik} + \underbrace{M'_{ik} + M'_{ki} + M'_{ik}}_b \quad \text{(eingespannt)}$$

bzw.

$$M_{ik} = M'_{ik} + \underbrace{M'_{ik} + M'_{ki}}_b \quad \text{(gelenkig)}$$

c) Seitlich verschiebbliche Knotenpunkte, horizontale Belastung.

Entsprechend Abschnitt a) und b) gilt

für die Riegel: $M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$, da $\bar{M}_{ki} = 0$, für beiderseits eingespannte Stiele:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M'_{ik}$$

für unten gelenkig gelagerte Stiele:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$$

Für M'_{ik} und μ_{ik} gelten dieselben Ausdrücke wie bei Abschnitt b). Die Querkraft in einem Stiel beträgt:

$$Q_{ik} = Q_{ik}^0 + \frac{M_{ik} + M_{ki}}{h} \quad \text{(eingespannt)}$$

bzw. $Q_{ik} = Q_{ik}^0 + \frac{M_{ik}}{h}$ (gelenkig),

wobei Q_{ik}^0 hierbei jeweils die Querkraft für den beiderseits gelenkig gelagerten Stiel darstellt.

Daraus folgt für die Stiele eines Stockwerkes mit:

$$\sum Q_{ik} - \sum H = 0$$

$$\sum_e 2M'_{ik} + \sum_g M'_{ik} = -\{h(\sum Q_{ik}^0 - \sum H) + \sum_e (\bar{M}_{ik} + \bar{M}_{ki}) + \sum_g \bar{M}_{ik} + \underbrace{\sum_r M_r}_{M_r} + 3 \sum_e (M'_{ki} + M'_{ki}) + 2 \sum_g M'_{ik}\}$$

Mit dem vom Ausgleich unabhängigen Stockwerkmoment M_r wird:

$$M_{ik}'' = v_{ik} \left\{ M_r + 3 \sum_e (M_{ik}' + M_{ki}') + 2 \sum_g M_{ik}' \right\}.$$

Sind alle Stiele heiderseits eingespannt, wird:

$$M_{ik}'' = v_{ik} \left\{ \frac{M_r}{3} + \sum (M_{ik}' + M_{ki}') \right\}$$

$$\text{mit } M_r = h (\sum Q_{ik}^0 - \sum H) + \sum (\bar{M}_{ik} + \bar{M}_{ki});$$

sind alle unten gelenkig gelagert, ergibt sich:

$$M_{ik}'' = v_{ik} \left\{ \frac{M_r}{2} + \sum M_{ik}' \right\} \text{ mit } M_r = h (\sum Q_{ik}^0 - \sum H) + \sum \bar{M}_{ik}.$$

Die v_{ik} -Werte bleiben gleich wie bei Abschnitt b).

Das endgültige Moment ergibt sich im Stiel zu:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + M_{ik} + \underbrace{M_{ik}' + M_{ki}' + M_{ik}''}_{b} \text{ (eingespannt),}$$

$$\text{bzw. } M_{ik} = \bar{M}_{ik} + M_{ik} + \underbrace{M_{ik}' + M_{ki}''}_{b} \text{ (gelenkig).}$$

(Schluß folgt.)

Die Arbeiten der Wasserbauverwaltung des Bundes im Jahre 1952.

Von Ministerialdirektor Alfred Feyerabend, Bonn.

(Fortsetzung aus Heft 8/1953.)

3. Main³⁾.

Der Verkehr auf dem Main hat im Jahre 1952 mit rd. 8 Mio t die Verkehrshöhe des Rekordjahres 1951 mit 8,4 Mio t nahezu gehalten. Die Schleuse Kostheim bewältigte dabei einen Verkehr von 7,13 Mio t (Vorjahr 7,3 Mio t).

In der Mainstrecke Kostheim—Würzburg wird in jedem Jahr eine gewisse Anzahl Schleusen gründlich überholt. Im Jahre 1952 waren es die Schleusen Griesheim, Obernau, Rothenfels, Himmelstadt und Würzburg. Der Zustand der nach der Trockenlegung untersuchten Schleusenkammern und Verschlüsse war im allgemeinen besser, als nach den z. T. sehr langen Betriebszeiten angenommen werden konnte. Sowohl an den Spundwänden der Schleuse Griesheim wie an den Betonmauern der übrigen Schleusen wurden keine Schäden festgestellt. Dagegen zeigten sich an den Laufschienen der Rollkeilschütze und an den Spurfanhaken der Tore teilweise erhebliche Abnutzungen. Die Aushesserungsarbeiten, die im Eigenbetrieb durchgeführt wurden, verliefen planmäßig. Soweit Schiffahrtssperren erforderlich waren, dauerten sie nur wenige Tage.

Die Umbauarbeiten an der Staustufe Offenbach zeigten so gute Fortschritte, daß mit der baldigen Inbetriebnahme der neuen Südschleuse gerechnet werden kann. Die alte Schleuse Offenbach, die den Verkehrsanforderungen nicht mehr gewachsen ist, wird dann stillgelegt und zu einer kürzeren Selbstfahrerschleuse umgebaut werden.

Die Arbeiten zur Kanalisierung des Mains auf der Strecke Würzburg—Bamberg im Zuge des Ausbaues der Rhein-Main-Donau-Großschiffahrtsstraße konnten von der Rhein-Main-Donau-AG tatkräftig gefördert werden.

Mit dem Vordringen der Großschiffahrtsstraße nach Bamberg soll für das rohstoffarme und revierferne Gebiet des fränkischen Raumes die Voraussetzung dafür geschaffen werden, daß sich eine entwicklungs- und wettbewerbsfähige Industrie ansiedeln und das Gewerbe entsprechend gefördert werden kann.

In Anbetracht der nur knappen Mittel, die für den weiteren zügigen Ausbau der Mainstrecke zwischen Würzburg und Bamberg zur Verfügung stehen, erschien es unter Berücksichtigung der inzwischen an der kanalisierten Strecke Kostheim—Würzburg gesammelten Erfahrungen angebracht, die oberhalb Würzburg gültigen Entwurfsgrundlagen für die Mainkanalisierung einer eingehenden Prüfung zu unterziehen.

Während bis Würzburg bei jeder Schleuse bisher eine eigene Kleinschiffahrtsrinne vorgesehen worden war, hat die Erfahrung gezeigt, daß die Einrichtung dieser Kleinschiffahrtsrinne nach Einführung der Großschiffahrt nicht mehr notwendig ist, weil

- a) längere Staulegungen, in denen die Kleinschiffahrt hätte aufleben können, seit Beginn der Mainkanalisierung nicht aufgetreten sind,
- b) die mit großem Kostenaufwand gebaggerte Kleinschiffahrtsrinne sich nach wenigen Jahren durch Hochwässer stark umbildete und verlagerte, so daß bei Staulegungen eine Kleinschiffahrt praktisch nicht durchführbar wäre,
- c) sich die Kleinschiffahrtsunternehmer mit ihrem Schiffspark auf die Großschiffahrt umstellen.

Bei dieser Sachlage konnte der Fortfall der Kleinschiffahrtsrinne angeordnet werden. Dadurch ergaben sich Ersparnisse an Flußbaggerungen sowie an Betonarbeiten der Wehre und der Schleusen.

³⁾ Holler, Großschiffahrtsstraße Rhein-Main-Donau. Baudedn. 25 (1948), Heft 6, S. 143. — Die Stufe Würzburg im Großschiffahrtsweg Rhein—Main—Donau. Baudedn. 27 (1950), Heft 12, S. 369—370. — Seifert, Die Mainstaustufe Gößmannsdorf. Baudedn. 30 (1953), Heft 6, S. 166—173.

In diesem Zusammenhang wurde auch die Bedingung für die Lage der Wehrwalze bei höchstem Hochwasser überprüft. Das höchste Hochwasser, das am Main mit Hilfe von alten Wassermarken festgestellt werden kann, lief im Jahre 1845 ab. In den Jahren 1880 bis 1920 wurde der Main durch Korrekturenbauten so stark verändert, daß es sehr fraglich erscheint, ob ein Hochwasser, wie es 1845 auftrat, jemals diese Höhe wieder erreichen wird. Da dieses Hochwasser somit unter ganz anderen Bedingungen zustande gekommen ist, als sie heute am Main vorzufinden sind, außerdem genaue Messungen über die Wasserführung des Hochwassers 1845 nicht vorhanden sind, konnte das nächsthöchste Hochwasser von 1909 der Entwurfsbearbeitung zugrunde gelegt werden. Dieses Hochwasser kann als 100jähriges Hochwasser angesprochen werden, da dessen Zustandekommen nur durch Zusammentreffen besonders ungünstiger Umstände, wie starken Bodenfrostes mit hoher Schneelage und plötzlich eintretender ergiebiger Überregnung des gesamten Einzugsgebietes, möglich war. Dieses Hochwasser liegt wesentlich tiefer als das Hochwasser von 1845, so daß an Wehrpfeilerhöhe gespart werden kann. Zur Abführung von Treibholz wird ein Sicherheitsmaß von 0,40 m über diesem Hochwasser als ausreichend erachtet.

Die bisherige Sohlenlage am Ende des unteren Schleusenvorhauens mit 2,50 m unter hydrostatischem Stau bei Sand- und Kiesuntergrund und 2,60 m bei Felsstrecken bedeutet bei einer Tauchtiefe von 2,30 m ein Wasserpolster von nur 0,20 m unter dem Schiffsboden und ergibt somit einen zu hohen Fahrwiderstand, der die Geschwindigkeit der Schiffe insbesondere bei Bergfahrt, erheblich hemmt. Ferner wurde festgestellt, daß trotz regelmäßiger Räumungsarbeiten und sorgfältiger Peilungen im Fahrwasser der Felsstrecken durch schleifende Trossen einzelne liegende Felsbrocken hochkant gestellt werden, die dann in das Schiffsprofil hereinragen. Eine vorübergehende Stauerhöhung könnte diesem Hindernis zwar begegnen, führt aber zu Schwierigkeiten bei der Durchfahrt unter Brücken.

In den Sand- und Kiesstrecken des Mains unterhalb Würzburg wird daher im Zuge laufender Unterhaltungsarbeiten seit Jahren eine Sohle von 2,70 m unter hydrostatischem Stau angestrebt. Auch in den Felsstrecken soll im Zuge der für die kommenden Jahre vorgesehenen Felsmeißelungsarbeiten eine Fahrwassertiefe von 2,80 m unter hydrostatischem Stau hergestellt werden. Es erscheint wünschenswert, oberhalb Würzburgs die gleichen Fahrwasserverhältnisse zu schaffen, so daß künftig auch in der Neubaustrecke von vornherein eine Fahrwassertiefe von 2,70 bzw. 2,80 m vorhanden sein wird.

Neben diesen Änderungen der Entwurfsgrundlagen, die künftig in der Neubaustrecke oberhalb Würzburgs berücksichtigt werden und die im ganzen gesehen eine erhebliche Kostenersparnis erbrachten, ist eine Reihe von Verbesserungen in Vorbereitung.

Die Schwerpunkte der Neubauarbeiten lagen im Jahre 1952 in Würzburg, Marktbreit und Volkach-Gerlachshausen. In Würzburg wird die neue Schleppzugschleuse, deren Neubau im Mai 1952 begonnen werden konnte, neben der alten Kleinschiffahrtsschleuse errichtet. Der Baubeginn war wegen der Einengung des Mains im Stadtbereich von Würzburg nur dadurch möglich geworden, daß im Vorjahre die mächtige Bastion unterhalb der Festung Marienburg um 23 m zurückverlegt wurde. Damit die historische alte Mainbrücke mit ihren engen Öffnungen unverändert erhalten werden kann, wird die Schleusenkammer so angelegt, daß sie bis an die Brücke heranreicht. Die Brücke kann dann ohne Behinderung

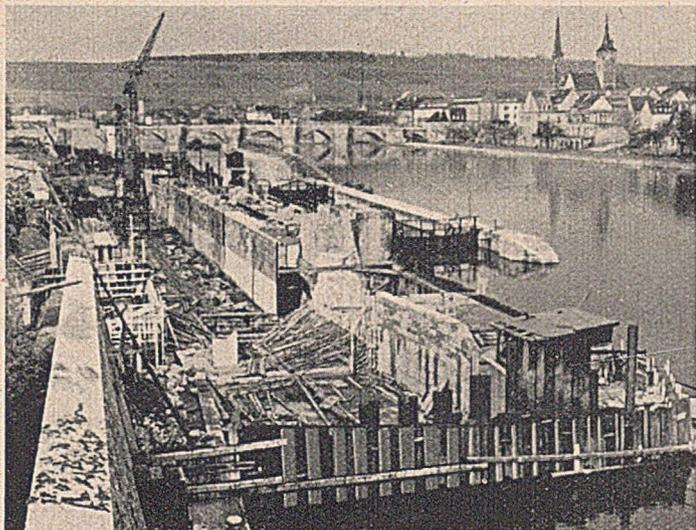


Bild 9. Staustufe Würzburg, Betonierung der wasserseitigen Schleusenammermauer.

der Schifffahrt bei der Schleusenein- und -ausfahrt durchfahren werden. Entgegen der am Main sonst üblichen Torumläufe erhält die Schleuse Würzburg für die Füllung und Entleerung Längs- und Stichkanäle, die in Verbindung mit einem bei der Schleusenfüllung mitwirkenden Drehsegmenttor eine besonders kurze Füllungs- und Entleerungszeit ermöglichen. Im Jahre 1952 wurde die nach Oberstrom gelegene Hälfte der Schleusenbaugrube ausgehoben. Die Betonarbeiten für die Kammermauern wurden zum größten Teil fertiggestellt (Bild 9). Es kann damit gerechnet werden, daß die Arbeiten an der Schleuse Würzburg im Jahre 1954 beendet sein werden. Bis zu diesem Zeitpunkt muß auch die Fahrwasserrinne im Unterwasser, die bisher nur bis zur Einfahrt in den alten Staatshafen Würzburg von der Großschifffahrt benutzt werden kann, ausgebaut sein. Die Felhmeißelungen in dieser Flußstrecke mußten daher bereits in diesem Jahre begonnen werden. Wenn dann auch die z. Z. laufenden Streckenbaggerungen im Bereich der oberhalb Würzburg liegenden fertigen Staustufen Randersacker und Goßmannsdorf (Bild 10) beendet sind, kann die Großschifffahrt bis Ochsenfurt zugelassen werden.

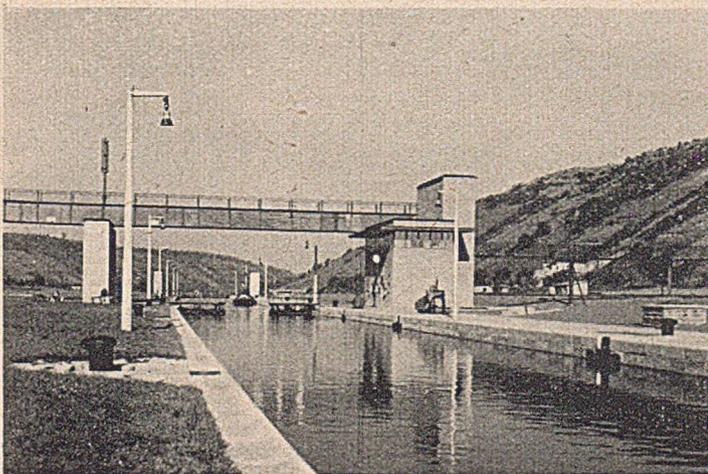


Bild 10. Staustufe Goßmannsdorf, Schleuse mit Mittelhaupt und Schleusensteuerhaus.

Nachdem die Bauarbeiten an der Spundwandschleuse der Staustufe Marktbreit ihrem Ende entgegengehen und die Schifffahrt durch die Schleuse geleitet werden konnte, stand der Inangriffnahme der Bauarbeiten für das Wehr Marktbreit nichts mehr entgegen.

Die größte Baustelle der Rhein-Main-Donau AG befindet sich z. Z. in Gerlachshausen-Volkach. Hier konnte bei der Herstellung des Kanaldurchstiches die Tagesleistung von 3000 m³ auf mehr als 6000 m³ Erdförderung gesteigert werden. In einem Teil des Kanaleinschnittes ist die künftige Sohle bereits erreicht.

Fertiggestellte Kanalböschungen wurden sofort bepflanzt. Dadurch konnte ihre Standfestigkeit wesentlich erhöht werden.

Um die Versorgung der Kanalstrecke zwischen Bamberg und Beilngries mit dem erforderlichen Betriebswasser sicherzustellen, wurde im Konzessionsvertrag vom 30. 12. 1921 der Untere Lech in die Gesamtplanung der Großschifffahrtsstraße und somit in das Arbeitsgebiet der Rhein-Main-Donau AG, München, einbezogen¹⁾. Nach dem damals vorliegenden Entwurf sollte das Betriebswasser dem Lech unterhalb Meitingen entnommen und über die Donau hinweg zur Scheitelhaltung des Kanals geleitet werden. Spätere Untersuchungen haben ergeben, daß es wirtschaftlicher ist, die Scheitelhaltung durch Pumpwerke aus der Altmühl bzw. Donau zu versorgen und die Energie zum Antrieb der Pumpen in den Kraftwerken am Unteren Lech zu erzeugen.

Da sich hierbei die Möglichkeit einer wirtschaftlichen Zusammenarbeit mit der öffentlichen Energieversorgung ergab, wurde zwischen dem Bund, dem Land Bayern und der Rhein-Main-Donau AG, München, vereinbart, die Energieerzeugung an den 4 Kraftwerken des Unteren Lech der öffentlichen Energieversorgung des Landes Bayern zur Verfügung zu stellen, solange und soweit sie nicht zur Befriedigung des Eigenbedarfs und des Bedarfs für die Rhein-Main-Donau-Großschifffahrtsstraße benötigt wird.

Im Zuge des Ausbaues des Unteren Lechs, der 4 Stufen: Ellgau, Oberpeiching, Rain und Feldheim umfaßt, hat die Rhein-Main-Donau-AG im Jahre 1952 die Staustufe Ellgau (Bild 11) mit einer

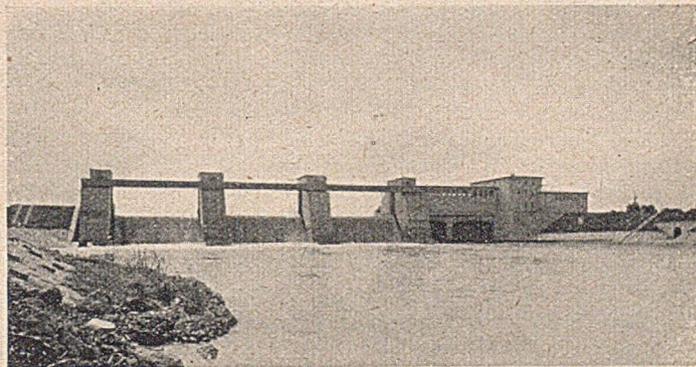


Bild 11. Staustufe Ellgau am Unteren Lech.

Aushauleistung von 9500 kW in Betrieb genommen. Die Staustufe Oberpeiching, die ein Kraftwerk mit 11 000 kW erhalten soll, ist z. Z. im Bau und wird voraussichtlich 1954 fertiggestellt werden.

4. L a h n.

Die Maßnahmen zur Wiederherstellung der Betriebssicherheit der Wehre und der Verkehrssicherheit der Wasserstraße wurden planmäßig fortgesetzt. Für die Strecke Bad Ems-Innmündung wurde ein neuer Entwurf aufgestellt, der eine Verminderung der Zahl der Staustufen vorsieht. Dadurch können die heute noch an der Unteren Ems vorhandenen hölzernen Vorschleusen, die abgängig sind, entbehrt werden.

5. D o n a u.

Vergleicht man das Verkehrsaufkommen der Donau am Ende des Jahres 1952 mit 2,3 Mio t mit dem Stand des Verkehrsaufkommens des Vorjahres mit 1,7 Mio t, so kann festgestellt werden, daß die seit 1947 eingetretene Aufwärtsentwicklung des Donauverkehrs auch im Jahre 1952 zu einer weiteren bedeutenden Verbesserung der Verkehrslage im Donaauraum geführt hat. (Zum Vergleich sei angeführt, daß der höchste Verkehr vor dem Kriege auf der deutschen Donaustrecke im Jahre 1938 1,5 Mio t betragen hat.)

Die Wasser- u. Schifffahrtsverwaltung des Bundes war deshalb bestrebt, neben einer Steigerung der wasserbautechnischen Arbeiten den Verkehrsinteressen dadurch entgegenzukommen, daß auch die deutsche Donaustrecke durch eine Befeurung, wie sie auf der österreichischen Strecke bereits vorhanden ist, bei Nacht befahren werden kann. Sie hat dabei die im Küstengebiet gesammelten Erfahrungen verwertet und der Schifffahrt somit einen weiteren Anreiz zur Steigerung ihrer Leistung gegeben.

¹⁾ Holleris, Der Ausbau des „Unteren Lechs“. Bautechn. 30 (1953), Heft 7, S. 185-189.

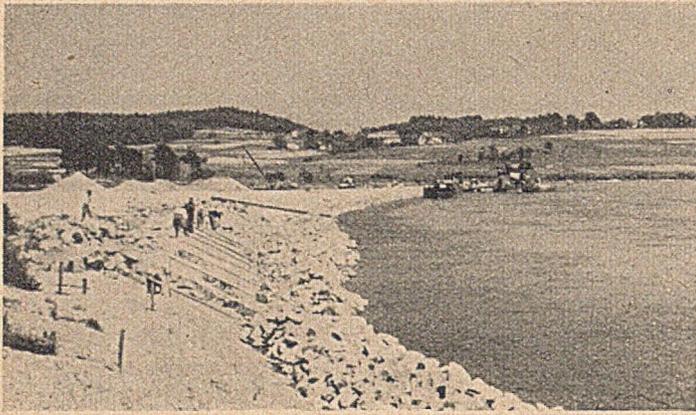


Bild 12. Leitwerksbau für die Niederwasserregulierung am Rainereck (Donau).

Auf der nichtkanalisierten Donaustrecke Regensburg-Vilshofen lag das Schwergewicht der im Eigenbetrieb durchgeführten Unterhaltungsarbeiten auf der Wiederinstandsetzung der Ufersicherungen. Außerdem setzte auf dieser Strecke die Rhein-Main-Donau AG die Arbeiten zur Niederwasserregulierung im Zuge des Ausbaues der Rhein-Main-Donau-Großschiffahrtsstraße fort. Umfangreiche Arbeiten am Rainereck (Bild 12) und Felsprengungen im Hilgartsberg-Hofkirchener Kachlet trugen dazu bei, die Fahrwasserhältnisse auf der Donau erheblich zu verbessern.

Von überragender Bedeutung an der Donau ist die Errichtung des Donaukraftwerkes Jochenstein⁵⁾ auf der deutsch-österreichischen Grenzstrecke der Donau etwa 22 km unterhalb Passau als deutsch-österreichisches Gemeinschaftsunternehmen. Hier wird mit einer Jahresarbeit von 920 Mio kWh das größte Laufwasserkraftwerk Mitteleuropas entstehen. Am 13. Februar 1952 haben in Wien die Regierungen der Bundesrepublik Deutschland, des Freistaates Bayern und der Republik Österreich ein Regierungsabkommen über die Errichtung dieser Stauanlage abgeschlossen. Daraufhin wurde am 15. Februar 1952 in Passau die Donaukraftwerk Jochenstein AG gegründet. An dieser Aktiengesellschaft sind die Rhein-Main-Donau AG als deutscher Partner und die Österreichische Elektrizitätswirtschafts-AG als österreichischer Partner je zur Hälfte beteiligt.

Zur Überwindung des Wasserspiegelgefälles von im Mittel 11 m soll eine Doppelschleusenanlage mit 2 Schleusen von je 230 m Länge und 24 m Breite errichtet werden, die mit geräumigen Vorhäfen und mit den neuesten technischen Einrichtungen ausgestattet werden wird. Durch den Stau werden ferner 7 einschiffige Stellen zwischen Jochenstein und Passau beseitigt werden können.

Alle wesentlichen Arbeiten und Lieferungen sind bereits vergeben. Z. Z. wird die Baustelleneinrichtung und die Baugrubenumschließung am linken und rechten Donauufer durchgeführt (Bild 13). Es ist beabsichtigt, den Bau der Staustufe so rasch voranzutreiben, daß in 3 Jahren ein Teilstau errichtet werden kann, um die Stromerzeugung aufzunehmen.



Bild 13. Blick auf die Baustelle Jochenstein an der Donau.

⁵⁾ Press, Untersuchungen über eine Pfeilerkraftwerksbauart. Bautechn. 29 (1952), Heft 9, S. 246-249.

6. Westdeutsche Kanäle.

a) Dortmund-Ems-Kanal und Emsausbau.

Der Dortmund-Ems-Kanal, der eine entscheidende Bedeutung für die hochentwickelte Verkehrswirtschaft des westfälischen Industriegebietes besitzt und die einzige vollwertige Binnenschiffahrtsstraße zu den deutschen Nordseehäfen darstellt, genügt seit langem nicht mehr den an ihn gestellten Verkehrsansprüchen.

Während der Anfangsverkehr beim Bau des Kanals vor mehr als 50 Jahren mit 2,1 Mio t angenommen wurde, wurde der konstruktiven Ausstattung des Kanals eine Leistungsfähigkeit von 4,5 Mio t zugrunde gelegt. Bereits vor dem 1. Weltkrieg wurde die 3-Mio-t-Grenze überschritten. Der Verkehr stieg weiter und erreichte im Jahre 1943 die bisher größte Höhe von über 18 Mio t mit 40 336 Transportschiffen im Berg- und Talverkehr durch die Schleuse Münster. 1952 erreichte der Verkehr durch die Schleuse Münster

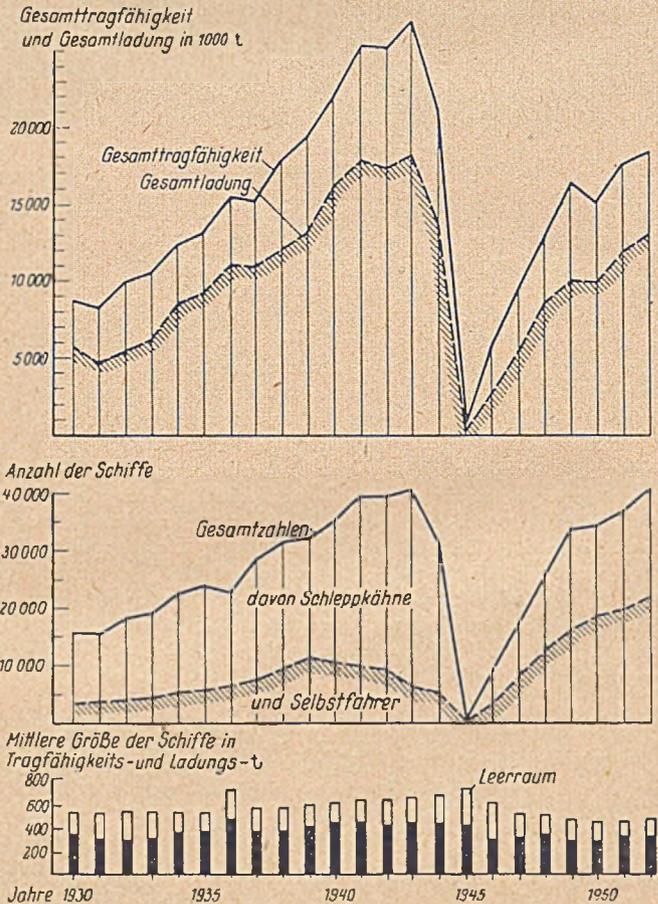


Bild 14. Strukturwandel der Schifffahrt auf dem Dortmund-Ems-Kanal nach dem Kriege.

bei etwa gleicher Anzahl Transportschiffe den Stand von 1939 mit nur 13,1 Mio t. Dieses zunächst unverständlich erscheinende Mißverhältnis findet in Bild 14 seine Aufklärung. Die Abtrennung der Ostgebiete, die ein starkes Abwandern der Küstenmotorschiffahrt nach dem Westen zur Folge hatte, und die nach dem Kriege in verstärktem Maße einsetzende Motorisierung der Binnenschiffahrt brachte eine starke Zunahme der Selbstfahrer — im Jahre 1952 über 53% — auf dem Kanal. Bei der geringeren Tragfähigkeit und damit Ladefähigkeit der Selbstfahrer und der kleinen Küstenmotorschiffe ist die Abnahme der Gesamtjahresleistung bei etwa gleichbleibender Anzahl der Transportschiffe erklärlich.

Die Zunahme der Transportschiffe und die Änderung der Struktur des Verkehrs hatte für den Bestand der über 50 Jahre alten Anlagen des Dortmund-Ems-Kanals schwerwiegende Folgen. Die Fahrzeuge, die wegen der häufigen Begegnungen nun nicht mehr in der Mitte des Kanals, sondern fast ständig zweispurig über den Böschungen des engen Kanalquerschnittes fahren, beanspruchen die alten Kanalstrecken so stark, daß die Unterhaltung mit dem dauernden Verfall kaum noch Schritt halten kann; während früher auf 5 Schleppkähne eine Schiffsschraube, nämlich die des Schleppers, kam, beansprucht heute jeder zweite Kahn mit einer eigenen Schiffsschraube

die Kanalsohle. Außerdem hat sich die mittlere Geschwindigkeit der Schiffe heute gegenüber früher wesentlich erhöht und liegt bei etwa 6 km/Std. in den Kanälen. Die häufigen Begegnungen verursachen darüber hinaus einen Zeitverlust für die Schifffahrt infolge Verminderung der Geschwindigkeit. Überholungen eines langsamer fahrenden Schleppzuges durch einen schneller fahrenden Selbstfahrer sind bei lebhaftem Verkehr fast unmöglich. Dadurch wird die Ausnutzung der im Selbstfahrer liegenden wirtschaftlichen Vorteile stark beschränkt.

Diese unhaltbaren Zustände, die sich in der Südstrecke des Dortmund-Ems-Kanals wegen der zusätzlichen Verkehrsbelastung durch den Mittellandkanal besonders ungünstig auswirken, können nur dadurch beseitigt werden, daß die Wasserbauverwaltung

1. die einzelnen engen Strecken des Dortmund-Ems-Kanals erweitert,
2. die Fahrwassertiefe zur Erhöhung der Abladefähigkeit der vorhandenen Flotte vergrößert und
3. durch rechtzeitige Erneuerung der alten Bauwerke eine den künftigen Verkehrsverhältnissen genügende Betriebsabwicklung sicherstellt.

Die Reichswasserstraßenverwaltung hatte bereits im Jahre 1926 mit den Erweiterungsarbeiten in der Südstrecke begonnen. Die hier vorhandenen zahlreichen Engstellen mit vielen Kunstbauwerken (Dükern, Brücken, Sicherheitstoren, Kanalbrücken usw.) ließen sich aber mit vertretbaren Kosten nicht erweitern. Diese Strecken konnten nur durch die Anlage sogenannter „Zweiter Fahrten“ umgangen werden. Vor Kriegsbeginn 1939 waren diese Arbeiten schon verhältnismäßig weit fortgeschritten, mußten dann aber während des Krieges eingestellt werden. Es fehlten insbesondere die Fertigstellung der Stadtstrecke bei Münster, die zweiten Fahrten bei Hilstrup und Lüdinghausen-Senden, die Sicherung des rechtsseitigen Kanalufers der Venner-Moor-Strecke sowie die Beseitigung mehrerer kurzer Engstellen. Auf der Nordstrecke zwischen Gelesen und Papenburg hatte man zur Umgehung der schiffahrtstechnisch ungünstigen kanalisiert Emsstrecke und im Hinblick auf die nur einschleusigen Abstiege vor dem Kriege mit dem Bau eines Seitenkanals begonnen. Auch diese Arbeiten, von denen nur ein Teil des Erdaushubs hergestellt worden war, mußten eingestellt werden. Die Fertigstellung dieses Seitenkanals hätte nach dem Kriege noch 400 Mio DM (Stand 1950) gekostet. Da diese Summe nicht aufzubringen ist, mußten die Arbeiten liegen bleiben.

Die Schifffahrt erholte sich jedoch nach dem Kriege rasch, so daß eine grundlegende Verbesserung der Verhältnisse auch auf der Nordstrecke nicht länger hinausgeschoben werden konnte. Nach eingehenden Vorarbeiten wurde daher für diese Strecke als wirtschaftlich zweckmäßigste Lösung die Durchführung folgender Arbeiten in Angriff genommen. Im Zuge des Emsausbaues werden unter grundsätzlicher Beibehaltung der alten Linienführung die Kanalquerschnitte erweitert und vertieft. Gleichzeitig werden zweite Schleusen mit den Ausmaßen 165×12 m bei einer Drempeltiefe von 3,5 m gebaut.

Nach Vollendung dieser Neubauarbeiten wird die Schifffahrt nicht nur sicherer fahren können, sondern ihrer Strukturentwicklung entsprechend von allen bisherigen Hemmungen des Wasserweges frei sein. Der wesentlichste Gewinn dieser Arbeiten ist dabei, daß durch Vergrößerung der Taudtiefe von 2,0 auf 2,50 m die vorhandene Flotte um 200 000 t Laderaum bereichert wird, ohne daß ein Schiff neu gebaut oder verändert werden mußte.

Im Jahre 1952 wurde der Ausbau auf der gesamten Strecke fortgesetzt. Auf den einzelnen Strecken wurden dabei folgende wesentlichen Arbeiten ausgeführt:

S ü d s t r e c k e (Herne bis Bergeshövede).

Durch umfangreiche Bauarbeiten konnten im Stadtgebiet Münster die Fahrwasserverhältnisse bedeutend verbessert werden. Die Freigabe der „Zweiten Fahrt Hilstrup“, die im Januar 1952 durch den Herrn Bundesminister für Verkehr erfolgte, brachte der Schifffahrt ebenfalls erhebliche Betriebserleichterungen und eine nicht unerhebliche Beschleunigung des Verkehrs. Der Schwerpunkt der Bauarbeiten in der Südstrecke des Dortmund-Ems-Kanals hat sich inzwischen zur Kanalstrecke bei Lüdinghausen verlagert. Hier wurden im Sommer 1952 die Arbeiten am nördlichen rd. 7 km langen Teil der Zweiten Fahrt Lüdinghausen-Senden aufgenommen. Die umfangreichen Erdarbeiten von fast 1 Mio m³ werden durch einen großen elektrisch betriebenen Bagger mit einem drehbaren Aus-

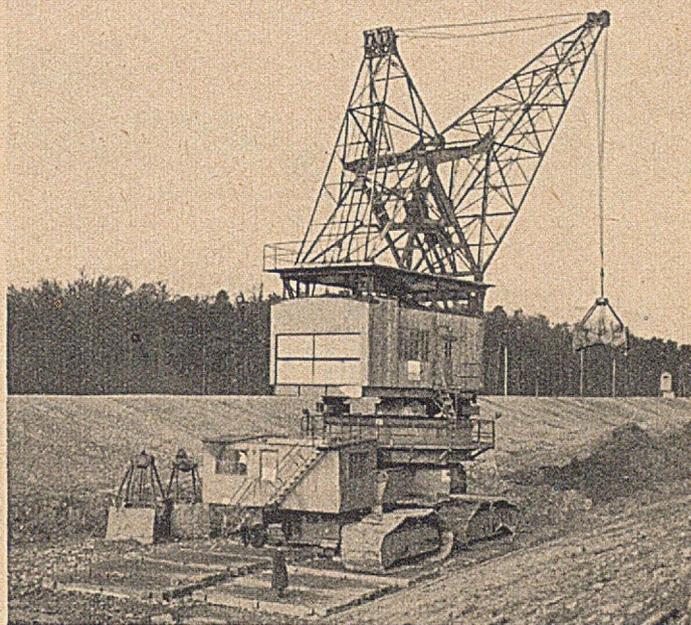


Bild 15. Elektrischer Großbagger am Dortmund-Ems-Kanal.

leger von rd. 25 m Reichweite und bis zu 6 m³ Greiferinhalt bewältigt (Bild 15). Das Gerät kann den größten Teil des Kanalbettes bestreichen und den gewonnenen Boden unmittelbar in die Kanaldämme einbauen.

Die an den nunmehr teils über 50 Jahre alten Kunstbauwerken (Dükern, Kanalbrücken usw.) gesammelten Erfahrungen ließen die Anwendung neuer Dichtungsverfahren angebracht erscheinen, um eine längere Haltbarkeit der Bauwerke zu gewährleisten (Bild 16).



Bild 16. Kanalüberführung Stever am Dortmund-Ems-Kanal.

Mit Hilfe durchgehender Stahltröge und elastischer Bitumdichtungen wurde angestrebt, konstruktive Verbesserungen einzuführen, die die Lebensdauer der Bauwerke verlängern und die Unterhaltungskosten herabsetzen. Bei den alten Kanalüberführungen mußten zur Sicherung der Bauwerke die beiden Stirnwände der Tröge durch Anker miteinander verbunden werden, um Kräfte aufzunehmen, die beim Bau vor 50 Jahren nicht erfaßt werden konnten und deshalb zu Rissebildungen geführt hatten.

N o r d s t r e c k e (Bergeshövede bis Emden).

Auf der Nordstrecke wurden bisher die Kanalverbreiterungen und die Vertiefung der Haltung Varloh—Teglingen mit einer Länge von rd. 4,5 km fertiggestellt (Bild 17). Die neue Wasserspiegelbreite beträgt 43,0 m bei einer Wassertiefe von 3,50 m gegenüber bisher 30 m Kanalbreite mit 3,0 m Wassertiefe.

Ferner wurden im Jahre 1952 der obere Vorhafen der Schleusen-Gruppe Meppen—Teglingen, die große Schleppzugschleuse Meppen—Teglingen mit 165 m Nutzlänge, 12,0 m Nutzbreite und 2 Sparbecken, und die Ausbauarbeiten im Tidegebiet oberhalb Papenburgs begonnen.

Zur Durchführung von Bindemittelfrachten für die Bauten der Verwaltung wurde das Behältermotorschiff „Oswald“ Ende Mai 1952 von der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Münster in Dienst gestellt



Bild 17. Verbreiterung des Dortmund-Ems-Kanals bei Varloh-Teglingen.

(Bild 18). Mit diesem Schiff können etwa 350 t unverpackte Bindemittel in 26 allseitig geschlossenen Behältern befördert werden. Durch diese Lagerung erleidet die Zementgüte keine Einbuße. Außerdem ist bei Havarien das Schiff durch seinen Inhalt nicht gefährdet. Mittels einer eingehauten Druckluftförderanlage nach dem Behälterpumpenprinzip ist es möglich, etwa 30 t Bindemittel stündlich in Silos umzuschlagen, die bis etwa 350 m von der Liegestelle des Schiffes entfernt aufgebaut sein können. Bei kurzen Förderstrecken kann die Leistung bis auf 60 t/Std. gesteigert werden. Da auf der Baustelle keine besonderen Geräte für das Löschen vorgehalten zu werden brauchen, können auch Kleinbaustellen mittels dieses ersten, von der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Münster entwickelten Behälterschiffes mit losen Bindemitteln in wirtschaftlicher Weise beliefert werden. Die wesentlichen Vorteile dieser Beförderungsart bestehen neben der Einsparung an Verpackungsmaterial in den erheblich niedrigeren Umschlagskosten des losen Zements.

E m s a u s b a u.

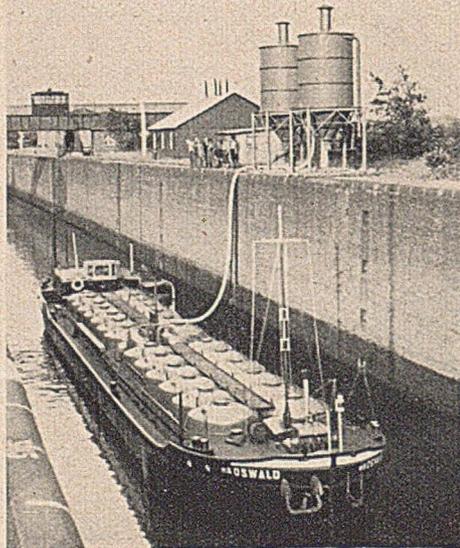


Bild 18. Behältermotorschiff „Oswald“ beim Füllen von Zementsilos

Im Zusammenhang mit den vorgenannten Baumaßnahmen wird gleichzeitig auch im landeskulturellen Interesse die Ems auf Sommerhochwasser ausgebaut:

Die schon vor dem letzten Kriege begonnenen, landeskulturellen Zwecken dienenden Arbeiten der Emsregelung auf Sommerhochwasser, die im Jahre 1950 wieder anliefen, konnten im Jahre 1952 tatkräftig gefördert werden. Soweit die Maßnahmen im Lande Nordrhein-Westfalen durchgeführt werden, beteiligt sich das Land mit 50% an den Kosten. Die Finanzierung der Maßnahmen im Lande Niedersachsen trägt der Bund allein im Zusammenhang mit den Aufwendungen für die Erschließung des Emslandes.

Die Wasserbauverwaltung mußte die Grundlagen der alten Entwürfe für die Emsausbaustrecke wegen der inzwischen von dritter Seite aufgegriffenen wasserwirtschaftlichen Maßnahmen und Planungen an den Nebenflüssen und im Tidegebiet der Ems einer eingehenden Prüfung unterziehen. Das gesammelte Material wurde in dem hierzu geschaffenen „Hydrologischen Büro für den Emsausbau“ der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Münster ausgewertet und danach neue Ausbaugrundlagen festgesetzt. Diese Vorarbeiten abschließend,

veröffentlichte die Wasser- und Schifffahrtsdirektion Münster am 19. Juli 1952 den „Übersichtsplan über den Ausbau der Ems von Bentlage bis Herbrum“.

Die Leitung der Ausbauarbeiten liegt von Schönellieth bei Greven bis Papenburg in den Händen der Wasserbauverwaltung des Bundes.

Unterhalb Schönellieth, am Anfang der Strecke, wurde die Sommerhochwasserregulierung mit einer Eindeichung der Stadt Greven gegen höchstes Winterhochwasser verbunden. An den Kosten dieser Arbeiten sind Bund und Land Nordrhein-Westfalen mit je 40 v. H. und die Stadt Greven mit Unterstützung durch den Landkreis Münster mit 20 v. H. beteiligt. Ferner leistet die Provinzialstraßenbauverwaltung einen erheblichen Beitrag für den Bau der neuen Bahnhofstraßenbrücke als Teilersatz für 2 zerstörte Brücken. Die im Jahre 1951 begonnenen Arbeiten sollen bis 1954 beendet werden. Die Erdarbeiten bei Greven wurden im gleislosen Betrieb durchgeführt. An größeren Bauwerken wurden der Sohlabsturz in Ems-km 0,196, die Kaskade an der Mündung der münsterschen Aa sowie das linke Widerlager und 2 Pfeiler der neuen Brücke über die Ems im Zuge der Bahnhofstraße fertiggestellt. Auf der an das Stadtgebiet Greven anschließenden Emsausbaustrecke im Lande Nordrhein-Westfalen (bis Bentlage) konnten die im Herbst begonnenen Durchstiche IV und V nördlich Greven beendet werden. Mit der Fertigstellung dieser Arbeiten wurden sämtliche für den Ausbau der Ems auf Sommerhochwasser geplanten Durchstiche im Lande Nordrhein-Westfalen beendet. Diese Maßnahmen sind für die Landwirtschaft bedeutsam. Sie haben sich hydraulisch als richtig erwiesen, so daß das Sommerhochwasser planmäßig gesenkt werden konnte.

Auf der Ausbaustrecke im Lande Niedersachsen zwischen Bentlage und Papenburg war vor dem Kriege erst ein kleiner Teil der Arbeiten geleistet worden, nämlich der Neubau des Wehres Versen und die Sommerbedeichung zwischen Herbrum und Papenburg. Mit der Wiederaufnahme der Arbeiten mußte daher als Ersatz für die alten Nadelwehre bei Hilter, Düthe und Bollingerfähr der Umbau dieser veralteten großen Emswehre geplant werden. Die Umbauarbeiten am Wehr Bollingerfähr, die 1951 begonnen werden konnten, wurden 1952 fortgesetzt.

Die 3 neuen Wehre erhalten 2 Öffnungen von 30 m Lichtweite mit beweglichen, maschinell angetriebenen Verschlusskörpern von je 160 t Stahlgewicht.

Um die Auswirkungen aller wasserbaulichen Veränderungen im Einzugsgebiet der Emsstrecke von Bollingerfähr bis Pogum zu untersuchen, wurden umfangreiche Modellversuche an der Technischen Hochschule in Hannover und an der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe ausgeführt, die äußerst aufschlußreiche und wertvolle Ergebnisse für die Beurteilung der geplanten Maßnahmen und deren Auswirkungen auf die künftigen Abflußverhältnisse brachten.

b) **Rhein-Herne-Kanal und Wesel-Datteln-Kanal.**
Die Erosionserscheinungen am Niederrhein, die in erhöhtem Maße auftretenden Bergschäden und die Erneuerung veralteter Anlagen im Zusammenhang mit der Beseitigung noch vorhandener Kriegsschäden ließen folgende Arbeiten notwendig werden:

Erosion des Niederrheins.

Die Erosion des Niederrheins beeinflußt nicht allein die unmittelbar am Rhein gelegenen Hafenbecken, Brückenpfeiler und Uferdeckwerke, sondern ebenso die Eingangsschleusen des Rhein-Herne-Kanals und des Wesel-Datteln-Kanals. Diese Schleusen müssen den noch nicht zum Stillstand gekommenen Sohlenaustiefungen angepaßt werden.

Dabei begegnen sich am Rhein-Herne-Kanal die Interessen der Wasserbauverwaltung und der Hafenverwaltung der Duisburg-Ruhrorter Häfen AG mit denen der Bergwerksgesellschaften. Nach langwierigen Untersuchungen und Verhandlungen wurde ein Vertrag geschlossen, der den Abbau der Kohle unter dem Gebiet der Ruhrorter Häfen und der beiden Schleusen des Rhein-Herne-Kanals, Schleuse I und Ruhrschleuse, vorsieht. Durch diesen Vertrag wird jeder der Beteiligten mit den Kosten belastet, die den Vorteilen entsprechen, die er durch die Absenkung erhält. Dadurch kann den Auswirkungen der Erosion des Niederrheins in diesem Gebiet auf längere Zeit wirksam begegnet werden. Die zur Beseitigung augenblicklicher Schwierigkeiten an der Schleuse I im Jahre 1951 begonnene Vertiefung und Verbreiterung des unteren Vorhafens wurde abgeschlossen⁴⁾. Hierdurch werden die bisherigen Fahrwasserschwierigkeiten solange behoben sein, bis durch den ge-

⁴⁾ B u m m, Die Vertiefung der Duisburg-Ruhrorter Häfen. Bautechn. 29 (1952), Heft 10, S. 281—289.

planten Untertage-Kohleabbau und die damit verbundenen Senkungen die angestrebten Verbesserungen für mehrere Jahrzehnte eintreten.

Die Bergsenkungen sollen im Jahre 1955 beginnen.

Am Wesel-Datteln-Kanal wurden die Vertiefungen des Pumpwerkes und der Schleuse Friedrichsfeld in Angriff genommen.

Bergsenkungen. Zur Beseitigung der Bergsenkungsschäden, die bisher überwiegend am Rhein-Herne-Kanal auftraten, werden entweder die Ufer und Schleusen aufgehöhht, oder der Wasserspiegel wird in den einzelnen Haltungen gesenkt. Mit dem nach Norden fortschreitenden Kohleabbau kommt nun auch der Wesel-Datteln-Kanal mehr und mehr in den Bereich dieser Bergsenkungen. Die Anlagen dieses Kanals waren jedoch beim Neubau schon im Hinblick auf diese Geländesenkungen ausgebaut und eingerichtet worden.

Am Rhein-Herne-Kanal wurde im Jahre 1952 den Bergsenkungen durch Aufhöhen der Ufer und Schleusen bis zu 2 m in den Haltungen I—II, II—III und IV—V und durch weitere Wasserspiegelabsenkungen in den Haltungen III—IV und IV—V begegnet. Die Südschleuse II wurde dabei gründlich überholt und ihre Ausrüstung verbessert. Als Maßnahme von besonderer Bedeutung ist der Neubau des Bernedükers zu erwähnen, der zum Ausgleich von Bergsenkungen mit 4 Rohrleitungen 16 m unter dem derzeitigen Wasserspiegel verlegt werden mußte (Bild 19).



Bild 19. Neubau des Bernedükers.

Am Wesel-Datteln-Kanal wurde eine 2 km lange Kanalstrecke mit Dichtungsschicht in der Haltung Dorsten—Flaesheim um etwa 1,50 m aufgehöhht. Zum Ausgleich bereits eingetretener und noch zu erwartender Bergsenkungen muß die Schleuse Dorsten um 2,0 m aufgestockt werden. Diese Arbeiten sind im Gange.

Kriegsschädenbeseitigung und sonstige Arbeiten.

Im Zuge der Beseitigung von Kriegsschäden wurden die Beleuchtungsanlagen der Schleusen und Vorhäfen des Rhein-Herne-Kanals nahezu vollkommen erneuert, so daß in Verbindung mit den Lichtquellen der Häfen und der Industriewerke die Schifffahrt ohne besondere zusätzliche Maßnahmen nachts gleichzeitig in beiden Richtungen verkehren kann.

Die Bauarbeiten am neuen Ruhrwehr in Duisburg schreiten planmäßig fort. Nach Inbetriebnahme der südlichen Öffnung des neuen Wehres Ende 1951 wurde im Frühjahr 1952 mit dem Baugrubenaushub des nördlichen 2. Bauabschnittes begonnen.

Am Wesel-Datteln-Kanal wurde das durch Bomben beschädigte Hochwasserrohr des Rapphofsmühlenbach-Dükers (Durchmesser 2,50 m) unter Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs ausgebaut. Die Arbeiten sind noch im Gange. Hierbei mußten erstmalig Überschieber mit einem Durchmesser von mehr als 2,50 m verwendet werden, die nach einem von einer Spezialfirma in der Entwicklung begriffenen neuartigen Verfahren abgedichtet werden sollen.

c) Küstenkanal.

Ein besonders eindruckliches Beispiel für die Veränderung der Verkehrsverhältnisse und der Verkehrsstruktur nach dem Kriege bietet der Küstenkanal. Dieser Kanal war vor dem Kriege im wesentlichen dazu bestimmt, der Entwässerung und der Erschließung der

Moorgebiete Oldenburgs zu dienen. Die veränderten Grenzverhältnisse im Osten und die zunehmende Umstellung des Hafens Bremen von einem Eisenbahnhafen zu einem Hafen mit Binnenschiffumschlag brachten dem Küstenkanal einen ungeahnten Verkehrsanstieg. Außerdem war die Zunahme der Selbstfahrer auf diesem Kanal nach dem Kriege besonders groß. Während vor dem Kriege sich die Schleppkahn-schifffahrt und die Selbstfahrer je zur Hälfte am Verkehr beteiligten, ist das Verhältnis Selbstfahrer zu Schleppkahn heute etwa 6 : 1. Mit dieser Veränderung der Verkehrsverhältnisse konnte die Unterhaltung des Kanals nicht mehr Schritt halten. Mit der Erweiterung des Kanals mußte deshalb nach der Währungsreform unverzüglich begonnen werden. Die Arbeiten konnten inzwischen so gefördert werden, daß der Kanal mit dem Ablauf des Jahres 1952 von der Abzweigung aus dem Dortmund-Ems-Kanal bei Dörpen bis Edewechterdamm dem Schifffahrtsbetrieb wieder als vollwertige Wasserstraße zur Verfügung steht. Der Ausbau der anschließenden Strecke bis Jeddelloh ist bereits fertiggestellt, so daß nur noch der Ausbau der Strecke zwischen Jeddelloh und der Schleuse Oldenburg verbleibt. Am Oberhaupt der Schleuse Oldenburg mußte der Drempel mit einer Unterfangenkonstruktion verstärkt und der schadhafte Beton verfestigt werden.

d) Mittellandkanal¹⁾.

Der Verkehr auf dem Mittellandkanal bedient heute nur noch den mitteldeutschen Industrieraum um Hannover, Braunschweig, Salzgitter und Hildesheim. Neben dieser verkehrswirtschaftlichen Aufgabe erfüllt der Mittellandkanal auch eine bedeutende wasserwirtschaftliche Aufgabe. Er dient als Ausgleichsbecken für die im östlichen Gebiet eingeleiteten Hochwasserspitzen der ihn kreuzenden Flüsse und als Verteiler dieser Wassermengen bis zu den westfälischen Kanälen. Er leistet damit gleichzeitig einen wertvollen Beitrag für die Wasserversorgung dieser im Sommer an Wasser knappen Gebiete. Der Mittellandkanal ist ein besonders schönes Beispiel dafür, daß eine Wasserstraße neben ihrem eigentlichen Zweck als Verkehrsträger eine Reihe anderer wasserwirtschaftlicher Aufgaben, wie die der Landwirtschaft, der Wasserversorgung von Städten und Industrien, des Hochwasserschutzes und der Volkserholung, erfüllen kann (Bild 20).



Bild 20. Uferbewudis zum Windschutz am Zweigkanal Osnabrück.

Im Rahmen der Beseitigung von Kriegsschäden wurde die Feldwegbrücke bei Bilm wiederhergestellt. Das Bauwerk wurde als Trogbücke mit einer fugenlosen unmittelbar befahrenen Betonfahrbahnplatte, die ohne Verwendung von Längs- und Querträgern auf den Untergründen der beiden Fachwerkträger aufliegt, ausgeführt. Mehrere Brücken sind noch im Bau.

Als Maßnahme zur Verbesserung der Hochwasserverhältnisse im Stadtgebiet von Hannover wurde mit dem Umbau des sogenannten staatlichen Wehres Herrenhausen, das 3 Öffnungen von je 10 m lichter Weite aufweist, begonnen²⁾. An Stelle der schwer zu bedienenden und in der Stahlkonstruktion unter Wasser abgängigen Schützenwehre mit Losständern (Baujahr 1930) werden z. Z. vollwandige Kastenschütze eingebaut. (Schluß folgt.)

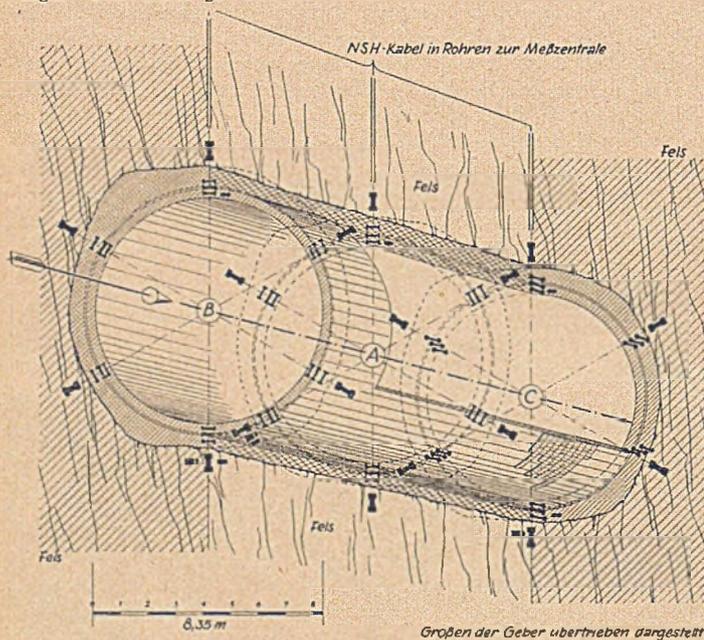
¹⁾ Canisius, Das Wasserstraßenkreuz Minden und die Verkehrsumleitung während der Wiederherstellung der Kanalbrücke. Baudtch. 28 (1951), Heft 4, S. 89. Jensen, Die Wiederherstellung der Überführung des Mittellandkanals über die Weser in Minden. Baudtch. 28 (1951), S. 121, 184, 232.

²⁾ Krueger, Der Hochwasserüberlauf an der Leine in Hannover. Baudtch. 29 (1952), Heft 8, S. 209—212.

Meßtechnische Überwachung des Verfahrens der Kernringauskleidung für Druckstollen mit Maihak-Gebern.

Von Dr.-Ing. Josef Frohnholzer in Bayerische Wasserkraftwerke A.G., München.

Bei Druckstollen beschränkte sich die Meßtechnik bis vor kurzer Zeit noch auf die Erfassung der Gebirgseigenschaften, des Gebirgsverhaltens während des Ausbruchs, auf Wasserdurchlässigkeitsprüfungen vor allem für die Auskleidung und auf Ermittlung der Veränderung des Stollenumfanges und der radialen Ausweitung des Stollendurchmessers bei Probefüllungen. Durch Differenzbildung innerhalb verschiedener Meßserien ergaben sich Ausschnitte eines bestimmten Verhaltens, die aber in Anbetracht der langen Lebensdauer von Jahrzehnten, die Druckstollen beizumessen ist, nicht voll befriedigen konnten. Die meßtechnische Betrachtung kam über die Zeit von Tagen oder Wochen kaum hinaus. Zu den herkömmlichen Auskleidungsverfahren für Druckstollen und Druckschächte trat 1947 das Verfahren mit Kernring-Auskleidung nach Dr. Kieser (Bregenz), später ergänzt durch Anwendung eines betonierten Kernrings mit Abstandsplatten nach Dr. Berger (Waldshut). Nach einigen österreichischen Versuchsausführungen wandte die Schluchseewerk A.G. dieses Verfahren 1949 bis 1951 erstmalig für einen 480 m langen Teil des Rheintalstollens mit 6 m Durchmesser und für den Wasserschloßschacht mit 14 m Durchmesser für das Kraftwerk Waldshut an. Bereits bei diesen Bauteilen sollten durch verschiedene neuartige Meßmethoden Aufschlüsse über längere Zeiträume gewonnen werden.



Maihak-Meßgeber für

→ → → Betondehnung MDS 55
 — — — Felswiderstand MDS 63 b

— — — Temperatur MDS 50
 + + + Wasserdruck im Fels MDS 66 a

Bild 1. Isometrische Übersicht der Maihak-Fernmeßeinrichtung für den Hauptstollen Nord des Lechspeichers Roßhaupten.

Der in Ausführung begriffene Lechspeicher Roßhaupten der Bayerische Wasserkraftwerke A.G. (BAWAG) erhielt in seinem Bestandteil, dem Hauptstollen Nord mit 8,35 m lichtigem Durchmesser, für die Umleitung des Lechs während der Bauzeit des Sperrendamms und des Speicherkraftwerkes und für die spätere Zuleitung des Triebwassers mit einem größten Betriebsdruck von 5,1 atü die zweite Großanwendung des Verfahrens. Auf eine Länge von 245 m wurde der Stollen nach dem Verfahren der Kernring-Auskleidung nach Dr. Kieser/Dr. Berger gebaut, das ohne Verwendung von Stahl eine Vorspannung des inneren Kernrings zur Erzielung eines rissfreien Betons und einer dichtenden Schicht innerhalb der Stollenwandungen bezweckt. Fünfundzwanzig Zonen mit einer Länge von je 5 m und einer gesamten Stollen-Mantelfläche von 6440 m² wurden im Frühjahr 1952 im Laufe von 14 Tagen mit einem Pumpendruck von 8 atü vorgespannt. Von jedem Verpreßvorgang erfolgte die Aufnahme der Drücke der Verpreßflüssigkeit mit Druckschreibern in Form von Indikatorgrammen. Außerdem wurden in

13 Zonen während der Vorspannung temporäre Messungen ausgeführt. Die wichtigste Meßvorrichtung bestand indessen aus einer Maihak-Fernmeßanlage, die 3 benachbarte Zonen erfaßt und eine eingehende Beurteilung des Stollenverhaltens vor, bei und nach der Vorspannung gestattet. Als stationäre Meßanlage stellt sie also ein Dauerüberwachungsorgan dar, das die BAWAG auf Veranlassung von Dr.-Ing. F. Treiber, dem Leiter der Bauabteilung, einbauen ließ. Die Anordnung und Einrichtung der Meßanlage, die Beaufsichtigung der Messungen und ihre Auswertung oblag dem Verfasser.

Der Aufbau der Meßanlage der Fa. H. Maihak A.G., Hamburg, (Bild 1) mußte den einzelnen Betonierabschnitten folgen. Dabei war beim Einbau der 80 verschiedenen Geber mit Kabelanschlüssen zu der sich über dem Stollen befindlichen Meßzentrale und bei der Einbringung und Verdichtung des Betons größte Sorgfalt erforderlich. Zwischen Juli 1951 (Einbau der ersten Betondehnungsgeber in der Kalotte des Außenringes) und dem 22. Mai 1953 blieben von 80 Gebern 76 meßbereit, womit bisher 29 000 Messungen ausgeführt wurden.

Seit seiner erstmaligen Teilfüllung am 18. Juni 1952 wirkt nun der Stollen noch als Freispiegelstollen. Bis 22. Mai 1953 ergaben sich auf Grund der Messungen für den Stollen folgende Erkenntnisse, wobei für die nachstehenden Punkte 2, 4, 5, 6, 10 und 11 auf Bild 2 und 3, verwiesen wird. (In diesen Darstellungen sind die Wirkungen für die tangentiale Betondehnung im Kernring, den Felswiderstand, den Außenwasserstand, die mittlere Stollentemperatur und für den Innenwasserstand zeitgleich untereinander aufgetragen. Bei den beiden ersten Wirkungen handelt es sich um gemittelte Absolutwerte in Prozenten, die auf die Null-Lage vor der Vorspannung bezogen sind; bei Außenwasserstand und Temperatur um gemittelte tatsächliche Werte.)

1. Die beiden mit tangential-messenden Betondehnungsgebern versehenen Querschnitte A und B des normal 40 bis 60 cm, an Nachbruchstellen bis 135 cm starken Außenrings zeigten verschiedene Ergebnisse, wobei allgemein die Druckspannungen überwiegen. Es ist daher anzunehmen, daß die Größe und Art der Gebirgsüberlagerung und die Güte des Ausbruchprofils von Einfluß ist. Abgesehen von wirtschaftlichen Erwägungen soll bei kreisförmigen Stollen auch der Ausbruch möglichst der Kreisform folgen, um ein möglichst gleichmäßiges Zusammenwirken von Betonaußenring und Fels zu erreichen. In der Längsrichtung ergaben die Messungen für Querschnitt C vor allem für den Stollenscheitel Druckwirkungen. Allgemein konnte ein einander entsprechendes Verhalten in tangentialer und axialer Richtung, das vorwiegend von den Gebirgskräften beeinflusst ist, festgestellt werden.

2. Die beiden mit tangential-messenden Betondehnungsgebern versehenen Querschnitte A und B des 35 cm starken Kernrings verhielten sich nahezu gleich, wobei die Vorspannung des 4 Monate alten Kernrings gegen den 8 Monate alten Außenring klar zum Ausdruck kam. Bild 2 beginnt mit diesem Zustand. Für den zunächst noch leeren Stollen führte die Erwärmung der Luft im Sommer 1952 zu einer Zunahme der Druckvorspannung. Nach der Füllung mit Wasser blieb diese erhalten und bewegte sich mit leichten Schwankungen um 80 %, bezogen auf den Spitzenwert am Vorspanntag, um sich schließlich ab Februar 1953 bis auf 115 % (entsprechend 72 kg/cm² Druck) zu steigern. In die Längsrichtung gingen durch die unmittelbare Vorspannung in Querschnitt C nur kleine Anteile ein, erst in den folgenden Monaten entstanden in den Ulmen des Kernrings erhebliche Druckwirkungen bis 170 kg/cm². Die bisher erreichten Wasserstände im Inneren und Äußeren des Stollens wirkten sich auf die Vorspannung nur gering aus. Es wird sich immer als zweckmäßig erweisen, die Einbringung der Vorspannung bei möglichst tiefen Temperaturen vorzunehmen.

Aus der bisher über 15 Monate anhaltenden Druckbeanspruchung des Kernrings hätte ein Verlust bis rund 30 % der Vorspannung durch Kriechinflüsse erwartet werden können; der bisherige Verlauf der Ergebnisse für den Kernring läßt jedoch den Kriechvorgang nicht erkennen. Es mag sein, daß von dem Kräfteaustausch zwischen Gebirge und Kernring derartige Vorgänge überlagert sind.

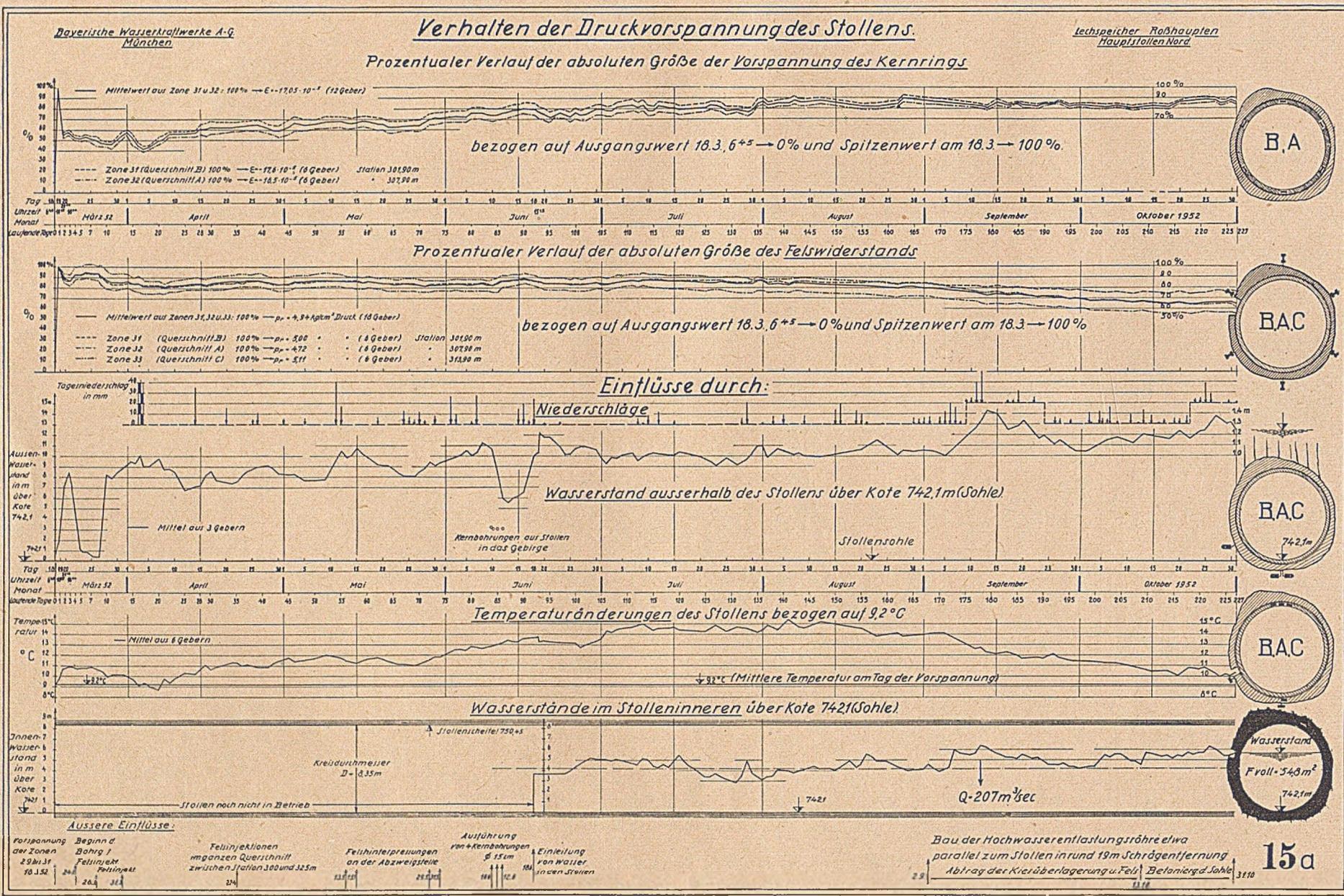


Bild 2. Verhalten der Druckvorspannung des Stollens März bis Oktober 1952.

3. Zu den verschiedenen Vorgängen im nur 3 cm starken Verpreßring (leerer Raum, wassergefüllter Raum, Einpreßgut hydraulisch, Einpreßgut abgebunden und erhärtet mit Zustandekommen des Verbunds zwischen Außenring und Kernring) wurden Meßwerte erhalten, die auf ein gleiches Verhalten in tangentialer und axialer Richtung schließen lassen. Die vielfältigen Vorgänge in diesem Konstruktionsglied sind nun allerdings nicht einfach zu überblicken. Immerhin enthält der Verpreßring Spannungsanteile, die in dem Bereich zwischen 50 kg/cm² Druck und Zug liegen.

4. Zur Beurteilung des Felswiderstandes hinter dem rund 10 m weiten Ausbruch ist die Kenntnis der geologischen Zugehörigkeit des Gebirges, seines Schichtverlaufs und seiner tektonischen Eigenschaften, insbesondere des Elastizitätsmoduls, unerlässlich.

In unserem Falle handelte es sich um nahezu senkrecht einfallende Schichten der oligozänen Molasse (Tertiär), bestehend aus Mergel, Steinmergel, Sandstein und einigen Konglomerateinschlägen. Das Streichen der Schichten erfolgt nahezu parallel zum Stollen. Über Stollenfirst betrug die Felsüberlagerung im Mittel 19 m, nach der Talseite stand horizontal rund 65 m Fels an. Die Elastizitätsmoduli wurden für Mergel als geringfügig, für Steinmergel mit 30 000 kg/cm² und für Sandstein mit 45 000 kg/cm² und darüber ermittelt. Für den Stollenbeton ergab sich ein E-Modul von 370 000 kg/cm² im Alter von 8 Monaten. Die Felswiderstandsgeber in den drei Meßquerschnitten A, B und C zeigten zunächst die Wirksamkeit des Gebirgsdrucks der Überlagerung und die teilweise Entlastung durch Lastverteilung nach Vornahme der Felsinjektionen.

Bei der Vorspannung wurde das Anpressen des Stollens an das standfeste Gebirge unter Nachgeben der Mergelschichten klar ersichtlich. Dabei handelte es sich im Durchschnitt um eine Lastaufnahme von 5 kg/cm² (100 %), wobei einzelne Lastspitzen bis 15 kg/cm² auftraten. Die Firstpartien haben sich so gut wie nicht beteiligt. Im weiteren Verlauf von September 1952 bis Ende März 1953 zeigte sich ein langsames, aber stetiges Zurückgehen der aus der Vorspannung stammenden absoluten Felsdrücke bis auf 45 % des Ausgangswertes, das offensichtlich teilweise mit dem Bau der Röhre für die Hochwasserentlastungsanlage in rund 20 m Entfernung (siehe Bild 3, rechts) und mit Spannungsumlagerungen im Gebirge zusammenhängt.

Die teilweise Wiedereinfüllung der offenen Baugrube für die Entlastungsröhre führte zu einer gewissen Wiederherstellung der Vorspannung der Felschichten und damit zu einem langsamen Wiederanstiegen der Felsdrücke ab März 1953 auf 58 %.

Auf einen steigenden Außenwasserstand reagieren die Felsdrücke mit Entlastung. Für das erfolgreiche Einbringen der Vorspannung ist eine Mindestgüte des Gebirges erforderlich.

5. Die Kenntnis der Temperaturen im Stollenbeton und Gebirge ist von großer Bedeutung für die Beurteilung der Spannungszustände. Aus der Ergänzung der Maihak-Messungen mit Messungen für die Temperaturen der Luft und des Lechwassers ließ sich erkennen, daß der Stollen einen viel gleichmäßigeren Temperaturverlauf hat, jedoch auf die äußeren Temperaturen schnell, wenn auch gedämpft antwortet.

6. Die Geber für den Außenwasserstand im Gebirge reagierten unmittelbar auf die Niederschläge. Auf Bohrungen mit Wasserentlastungen sprachen die Geber sofort an. Ein plötzliches Durchtreten der Verpreßflüssigkeit durch den Außenring in den umgebenden Fels konnte an den Meßstellen nicht beobachtet werden. Daraus wird geschlossen, daß der Außenring beim Vorspannen nicht aufriß, sondern sich radial an die Felsumhüllung anpreßte.

7. Die anlässlich der Vorspannung vorgenommenen Setzdehnungsmessungen im Scheitel und in der Sohle der Zonen 31 und 32 zeigten nach der Vorspannung die Wirkung von Biegemomenten auf die Innenleibung des Kernrings.

8. Die während der Vorspannung aufgenommenen Umfangsmessungen ließen Bewegungen der Innenleibung des Kernrings bis zum Erreichen des Pumpendrucks von 8 atü erkennen. Auch nach längerem Anhalten des Enddrucks erfolgten keine weiteren Verformungen mehr. Dies ist ein Zeichen für eine unmittelbare Umsetzung des hydraulischen Preßvorgangs in den Verformungszustand des Stollens mit erheblichen Kraftwirkungen.

9. Die mechanischen Messungen der radialen Verschiebung benachbarter Zonen stimmten sinngemäß mit den Erkenntnissen aus 8. und den Indikatorgrammen überein.

10. Mit dem Verfahren der Kernring-Auskleidung ist es gelungen, in den unbewehrten Druckstollen eine Vorspannung einzubringen, die der späteren Vollbeanspruchung des Stollens gewachsen sein wird, indem aus den Wasserdrücken voraussichtlich keine Zugspannungen und damit keine Risse auftreten werden. Nach 15 Monaten ist die Druckvorspannung unter den bisher geringen Teilbeanspruchungen des Stollens in voller Größe des wirksam gewordenen Ausgangswertes und selbst darüber hinaus vorhanden. Die Teilbeanspruchung bezieht sich dabei nur auf den Wasserdruck (Freispiegelstollen). Der Menge nach strömten bereits bis 260 m³/s mit Geschwindigkeiten bis 7 m/s durch den Stollen. Das Zusammenwirken der vorgespannten Kernring-Auskleidung mit dem als Bettung wirkenden Fels erfolgt durchaus elastisch.

11. Die Maihak-Fern- und Dauermeßanlage hat sich für die Gewinnung von Meßwerten vor Erkennen der entwickelten Zusammenhänge ausgezeichnet bewährt.

Es konnte gezeigt werden, daß eine elektrische Fernmeßeinrichtung besonders über längere Zeiträume zu Ergebnissen führt, die tatsächlich eine laufende Überwachung von Bauteilen gestattet. Wenn auch die in Roßhaupten gewonnenen Erkenntnisse nicht ohne weiteres verallgemeinert werden können, so bedeuten sie doch einen weiteren Schritt für die Klärung einiger noch offen gewesener Probleme des Verfahrens der Kernring-Auskleidung. Selbstverständlich können ähnliche Meßanlagen auch bei anderen Auskleidungsarten für Stollen und Schächte angewandt werden.

Ein Bericht des Verfassers mit dem Titel „Messungen am Hauptstollen des Lechspeichers Roßhaupten“, erstreckt sich über den Zeitraum von Juli 1951 bis Oktober 1952 mit einem Nachtrag bis Februar 1953 und enthält 13 Abbildungen und 42 Tafeln im Gesamtumfang von 75 Seiten DIN A 4. Dieser Bericht ist im Selbstverlag der Bayerische Wasserkraftwerke A. G., München 2 BS, Postfach 240, im März 1953 erschienen.

Bauausführung einiger kleinerer Brücken in niedersächsischen Ortschaften.

Von Regierungsbaurat Hans Laparose, Hannover.

(Schluß aus Heft 9/1953.)

IV. Ilmenubrücke in Bevensen.

Örtliche Verhältnisse.

Am östlichen Ortsausgang des in der Heide zwischen Lüneburg und Uelzen gelegenen Luftkurortes Bevensen führt die Landstraße I. Ordnung 252 über die Ilmenau. Der Fluß wurde durch 3 Überbauten von je 7,50 m Länge überbrückt. Die Widerlager waren, ähnlich wie in Dannenberg, aus behauenen Findlingen auf Pfahlrost ausgebildet. Die Zwischenjoche bestanden aus Holz, der Überbau aus Stahlstreckträgern mit Zoresisenbelag.

Die Brücke wurde in den Nachkriegsjahren so baufällig, daß sie den starken ländlichen Verkehr und Ortsverkehr nicht mehr tragen konnte. Im Jahre 1948 wurde als Sofortmaßnahme eine Bailey-Brücke über die Brücke gelegt.

Am linken (westlichen) Brückenkopf führt von der Ortsmitte her eine schmale, zwischen den Baufluchten nur 7,5 m breite Straße auf

die Brücke zu. Die Bebauung reicht auf der südlichen Straßenseite bis unmittelbar an den Fluß, auf der nördlichen bis kurz davor. Der rechte (östliche) Brückenkopf ist bebauungsfrei. (Lageplan, Bild 9).

Die Straße fiel von der höher gelegenen Ortsmitte zum Fluß hin und weiter bis in eine am rechten Ufer des Flusses sich hinziehende Niederung. Bei HHW auf N.N. + 26,98 m wurden Brücke und Straße überflutet. Die Straße sollte so weit gehoben werden, daß sie hochwasserfrei wurde. Demzufolge mußte der Brückenüberbau höher, als bisher geplant, werden. Mit Rücksicht auf die Ortsbebauung war eine Hebung nicht so weit möglich, daß die Brücken-KUK hochwasserfrei wurde. Die Bauhöhe war also äußerst zu beschränken.

weit nach unterstrom verschoben und verschwenkt, daß die oberstrom gelegene Hälfte der Brücke neben der Bailey-Brücke gebaut werden konnte.

Nach Abbruch des baufälligen alten Überbaues, der Joche und des rechten Widerlagers wurden die Senkkästen unterhalb der Bailey-Brücke in voller Länge und Höhe hergestellt, und zwar für das linke Widerlager auf einer angeschütteten Absenkinsel, für das rechte Widerlager auf gewachsenem Boden nach einer Abgrabung und für den Mittelpfeiler auf einem Absenkgerüst. Der letztgenannte Kasten mußte bis zur Flußsohle abgespindelt werden. Zur Erleichterung des Absenkens verjüngten sich die Kästen etwas nach oben. Nur der Senkkasten für das linke Widerlager erhielt lotrechte Wände, damit nicht durch Nachsacken von Boden das unmittelbar neben der Absenkstelle gelegene Gebäude gefährdet wurde. Aus gleichem Grunde wurde auch der Raum über diesem Senkkasten hinter dem Sockel der Widerlagerpendelstütze beim Absenken mit Magerbeton aufgefüllt. Im übrigen wurden die Kästen in gleicher Weise wie in Dannenberg gefertigt.

Das Absenken erfolgte im Winter. In den außerordentlich niedrigen und bei den Widerlagern auch schmalen Senkkästen war das Arbeiten ziemlich beschwerlich. Beim linken und mittleren Senkkasten wurden, wie erwartet, beträchtliche Hindernisse, insbesondere Findlings- und Geröllschichten, angetroffen. Die Findlinge mußten zum Teil mit Preßlufthämmern im Senkkasten zerlegt werden. Außerdem mußten rd. 65, meist kurze Pfähle beseitigt werden. Das Absenken des rechten Kastens ging ohne besondere Schwierigkeiten vonstatten. Die Widerlager-Senkkästen konnten auf Ordinate N.N. + 20,45 m im festen Sandboden gegründet werden. Die Absenkung des Mittelpfeilers wurde auf Ordinate N.N. + 20,30 m ebenfalls im Sand beendet, nachdem eine Sondierung im Senkkasten gezeigt hatte, daß der Sand etwa ab Ordinate N.N. + 20,00 m stark tonhaltig wurde. Es wurde für richtig gehalten, diese Schicht nicht anzuschneiden. Die max. Kantendruckung an der Gründungssohle beträgt rd. 3,0 kg/cm².

Nach Ausfüllung der Senkkästen mit Magerbeton und Fertigstellung der Unterbauten wurde der halbe Überbau errichtet, wobei die Spannbetonfertigträger in etwa gleicher Weise wie in Dannenberg auf der Bailey-Brücke vom Fahrzeug abgehoben und seitlich abgesetzt wurden.

Nachdem die oberstrom gelegene Brückenhälfte dem Verkehr übergeben war, konnte die Bailey-Brücke abgebaut und die andere Hälfte des Überbaues hergestellt werden. Bild 11 zeigt das Verlegen der Träger für die 2. Brückenhälfte. Ein mittlerer Längsstreifen mußte zunächst frei vom Aufbeton bleiben; hier wurden die Stöße der Querbewehrung angeordnet. Dadurch wurde erreicht,

daß die 2. Überbauhälfte weitgehend frei von den Verkehrseinflüssen (Belastung, Erschütterung) der bereits unter Verkehr liegenden Hälfte blieb. Nachdem auch die 2. Hälfte betoniert und erhärtet war, wurde die Baustelle unter Hineinnahme von 2 Feiertagen für 3 Tage für den Fahrzeugverkehr voll gesperrt. Jetzt konnte die Querbewehrung an den Stößen verbunden und der Mittelstreifen unter Verwendung von Portlandzement Z 425 betoniert werden. Nach 3 Tagen Erhärtungsdauer wurde die 1. Fahrbahnhälfte wieder für Fahrverkehr, jedoch für weitere 3 Tage zunächst nur für leichten Verkehr im Schritttempo, freigegeben. Anschließend wurde auch die 2. Brückenhälfte isoliert und der Schutzbeton aufgebracht. Bild 12 zeigt die Brücke vor Beginn der Pflasterarbeiten auf der 2. Hälfte, Bild 13 die fertiggestellte Brücke.

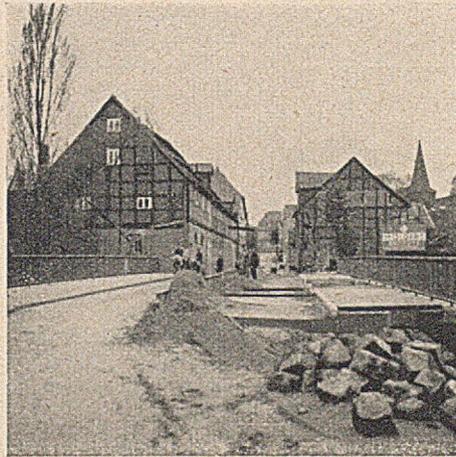


Bild 12. Breite Ilmenaubrücke vor eng bebautem Brückenkopf. 2. Hälfte noch ohne Pflaster.

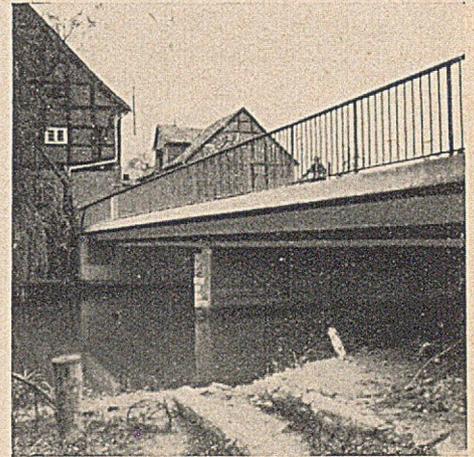


Bild 13. Ilmenaubrücke Bevensen nach Fertigstellung.

Die Materialgüten des Überbaues sind mit Ausnahme des Spannstahles die gleichen wie in Dannenberg. Die max. Betonrandspannungen der fertigen Brücke (je nach Belastungsfall) sind: UK-Träger 64 kg/cm² Druck, OK-Träger 86 kg/cm² Druck, OK-Aufbeton 50 kg/cm² Druck. Die min. Spannung an der Träger-UK. bei voller Verkehrslast beträgt 21 kg/cm² Druck. Auch hier ist also volle Vorspannung vorhanden.

Die Versorgungsleitungen wurden in gleicher Weise wie in Dannenberg verlegt.

V. Huntebrücke in Barnstorf.

Örtliche Verhältnisse.

Die Huntebrücke im Flecken Barnstorf nördlich Diepholz liegt unter dem starken und schweren Fernverkehr der Bundesstraße 51 Osnabrück-Bremen. Sie wurde bei Kriegsende gesprengt, wobei der Stahlfachwerküberbau von 18 m Stützweite absackte und die Widerlager beschädigt wurden. Die Lücke wurde zunächst durch eine Bailey-Brücke überbrückt. Zur Freimachung des Flußbettes wurde der alte Überbau 1946 gehoben und auf Joche abgesetzt. Die Bailey-Brücke wurde so hoch gelegt, daß die Querträger des alten Überbaues darunter Platz hatten. Diesen Zustand zeigt Bild 14.

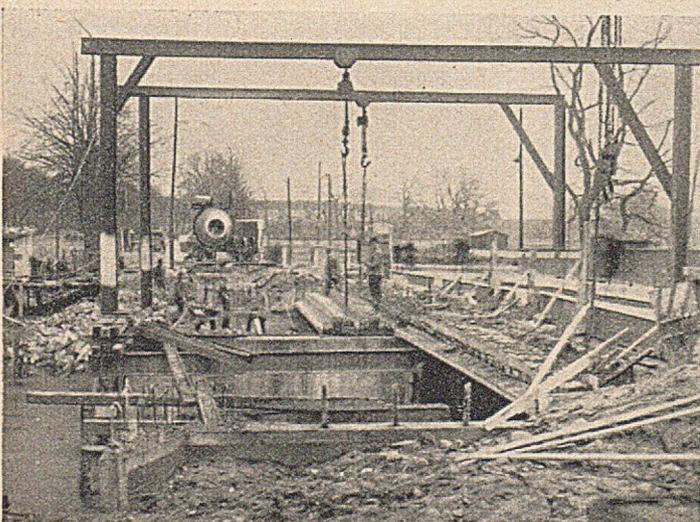


Bild 11. Trägerverlegung für die 2. Überbauhälfte.



Bild 14. Behelfsübergang über die Hunte in Barnstorf.

Vor der Währungsreform war die Wiederverwendung des alten Überbaues in Aussicht genommen worden. Hiervon ging man später ab, nachdem die Erfahrung vorlag, daß die Instandsetzung beschädigter Stahlbrücken nicht nur unverhältnismäßig teuer, sondern in vielen Fällen auch wegen zu geringer Abmessungen und Tragfähigkeit für den heutigen Verkehr unzureichend war.

Wie aus dem Lageplan (Bild 15) ersichtlich, sind die örtlichen Verhältnisse an der Brückenstelle sehr beengt. Die Bebauung reicht bis dicht an das Ufer. Die Straße steigt beiderseits zur Brücke an.

diese Gründung technisch richtig und wirtschaftlich erscheinen. Ein Kostenvergleich unter Berücksichtigung aller Erschwernisfaktoren bei anderen Gründungsarten ergab eindeutig einen wirtschaftlichen Vorsprung für die Druckluftgründung, wobei aus gleichen vorteilhaften Gründen wie in Dannenberg Schrägabsenkung vorgesehen wurde.

Um einerseits die Brückenrampen so flach wie möglich zu halten, andererseits aber auch den Überbau hochwasserfrei zu legen, wurde der Überbau mit geringstmöglicher Bauhöhe in Verbund-

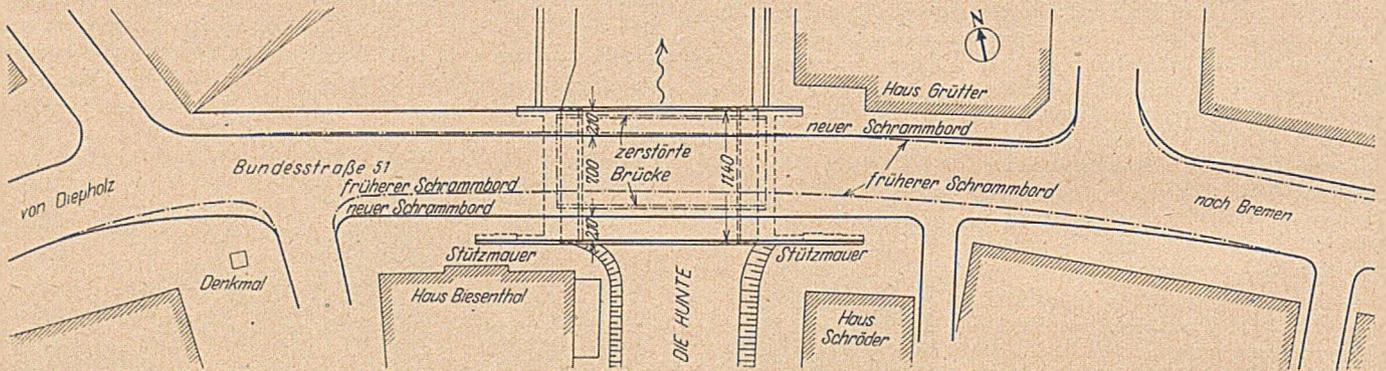


Bild 15. Huntebrücke Barnstorf. Lageplan.

deren Fahrbahn auf Ordinate N.N. + 30,14 m lag. Die Konstruktion tauchte bei HHW auf N.N. + 29,08 m tief in das Hochwasser ein. Infolge der hohen Lage der Bailey-Brücke waren die Behelfsbrückenrampen sehr steil, wodurch der Verkehr behindert wurde. Als Baugrund steht ein sehr feiner Sand an. Mit beträchtlichen Hindernissen infolge alter Brückenreste und Furtausbauten mußte bei Gründung einer neuen Brücke gerechnet werden. Der sehr feine, teils fließende Sand gebot Wasserhaltung nur als Grundwasserabsenkung, wobei mit Ansprüchen der Anlieger wegen zeitweiligen Versiegens ihrer Brunnen gerechnet werden mußte.

Eine Verkehrsumleitung während der Bauzeit war nur für sehr leichten Ortsverkehr auf Nebenstraßen möglich. Die Umleitung des schweren Verkehrs bedingte eine Mehrlänge von rd. 15 km, die

bauweise und wahlweise Spannbeton ausgeschrieben. In Zusammenarbeit mit den Firmen Dr.-Ing. Paproth, Niederlassung Winsen/Luhe, und Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Bremen, (letztere hatte als günstigstes Angebot einen Spannbetonüberbau vorgeschlagen) wurde der auf Bild 16 dargestellte Entwurf aufgestellt.

Die Fahrbahn ist unter Berücksichtigung der Breite der Ortsdurchfahrt in 7,00 m Breite angelegt. Die Tragfähigkeit entspricht der Brückenklasse 60 nach der DIN 1072. Das Tragwerk besteht aus einem Spannbetonplattenbalken System Dywidag — Dr.-Ing. Finsterwalder mit längsvorgespannten Balken und quervorgespannter Platte. Als Spannstaht wurde St 90 in 26 mm \varnothing gewählt, als Betongüte B 450. Trotz Quervorspannung wurde auf eine Isolierung nicht verzichtet, weil mit nur langsamem Abfluß des Wassers aus dem Sandbett des Klinkerpflasters zu rechnen ist, und weil auch etliche Spannstäbe nicht auf volle Balkenlänge durchgeführt wurden, sondern oben in der Fahrbahnplatte enden. Die Einschnitte in die Platte für das Ansetzen der Pressen mußten nachträglich vergossen werden. Zur Einsparung an Bauhöhe wurde eine 2,2 cm starke Mastixisolierung ohne besonderen Schutzbeton vorgesehen, deren 0,7 cm starke Unterschicht mit 40% Bitumengehalt die Aufgabe der Dichtung ausreichend erfüllt, während die 1,5 cm starke, auf einer

Zwischenlage von 500er

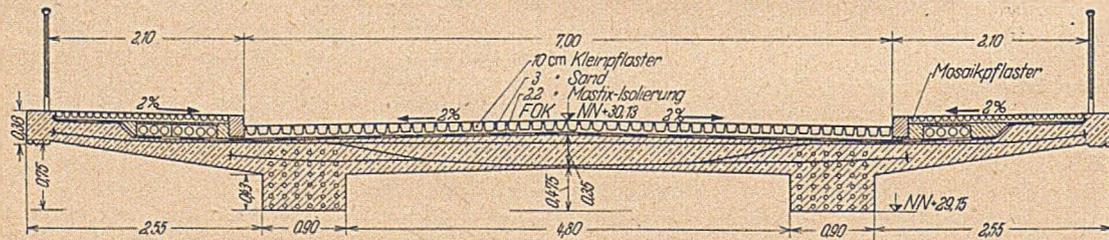


Bild 16a. Huntebrücke Barnstorf. Querschnitt.

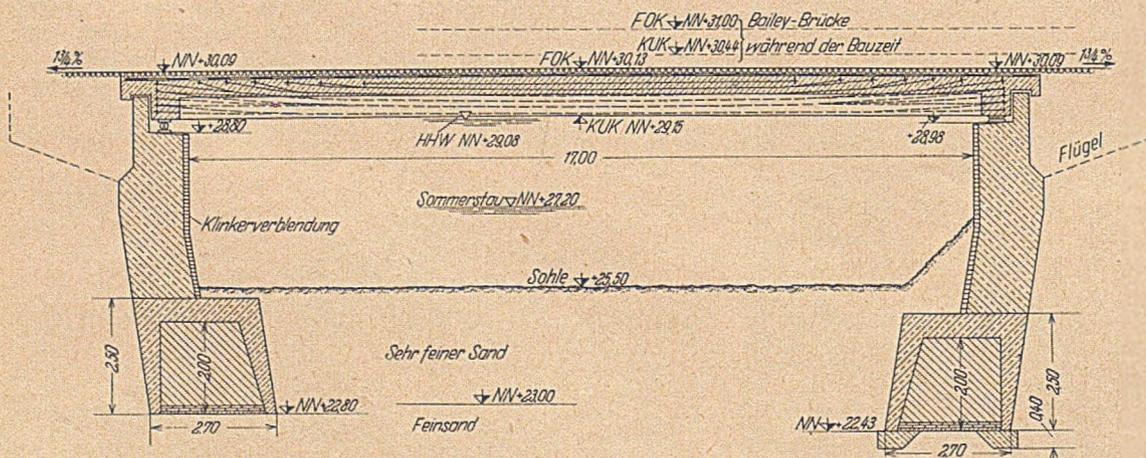


Bild 16b. Huntebrücke Barnstorf. Längsschnitt.

bei der Stärke des Verkehrs nur auf wenige Ausnahmetage beschränkt werden konnte.

Bauweise.

Die guten Erfahrungen, die in Dannenberg und Bevensen mit der Druckluftgründung gemacht worden waren, ließen auch hier

nackter Pappe aufgetragene Oberschicht mit nur 17% Bitumengehalt in diesem Falle als Schutzschicht für hinreichend erachtet werden konnte. Den Durchführungen der Starkstrom- und Fernmeldekabel wurde der Raum unter dem Mosaikpflaster der Fußwege oberhalb der Dichtung zugewiesen.

Die Gradiente liegt in einer Kuppenausrundung von $H = 1000$ m mit anschließendem Rampengefälle von beiderseits etwa $1\frac{3}{4}\%$. Die Brückenmitte liegt auf N.N. + 30,13 m, also etwa in gleicher Höhe wie bei der zerstörten Brücke. Die Unterkante konnte aber bei nur 98 cm Bauhöhe ($= \frac{l}{18}$) hochwasserfrei auf Ordinate N.N. + 29,15 m gehoben werden. Die Stahlgußlagerkörper sind unter Endquerträgern angeordnet, welche die Platte aussteifen.

Beim Widerlagerentwurf war die hohe Aggressivität des Wassers (Moorwasser) zu beachten. Für die Unterbauten wurde daher ein B 225 unter Verwendung von 300 kg Eisenportlandzement EPZ 325 je cbm Fertigbeton und Kies in bester Körnung vorgeschrieben. Da die Senkkästen an der Luft erhärten konnten und in wenig fließendem Grundwasser stehen, wurde hier außer gutem Beton und dem etwas fragwürdigen 3fachen Bitumenanstrich ein weiterer Schutz nicht für notwendig erachtet. Für das Aufgehende dagegen wurde als besonderer Schutz gegen die Angriffe des fließenden Wassers auf den noch jungen Beton, insbesondere an der Grenzzone Luft-Wasser, Klinkerverblendung vorgesehen. Die Senkkastenabmessungen betragen 2,70 m Breite, 11,40 m Länge und 2,50 m Höhe bei einer Arbeitsraumhöhe von 2,00 m. An der Gründungssohle wurde als unterer schützender Abschluß für den Arbeitsraumbeton eine doppelte Klinkerflachschiicht in Eisenportlandzementmörtel vorgesehen.

B a u a u s f ü h r u n g .

Die Bauarbeiten mußten wegen der Behinderung des Verkehrs sehr beschleunigt werden. Die Bauzeit wurde auf $\frac{1}{2}$ Jahr festgesetzt. Im April 1951 nahm die Firma Dr.-Ing. Paproth die Arbeiten an den Unterbauten auf. Sie setzte als Subunternehmer die Firma Willi Tappe, Diepholz, mit ein. Zunächst wurde die Bailey-Brücke um 0,5 m angehoben, um besser darunter arbeiten zu können. Hierbei mußten die Rampen erhöht werden. Bei dieser hohen Lage der einspurigen Bailey-Brücke war ein Überblick für den starken Verkehr nicht mehr gegeben, es mußte daher eine dauernde Verkehrsregelung mit Lichtsignalen eingeführt werden.

Nach Abbruch des alten Stahlschwerkes und der Widerlagerreste konnten die beiden Senkkästen auf Absenkskeln wie in Dannenberg betoniert werden. Bild 17 zeigt den Beginn der Schrägab-senkung des linken (südwestlichen) Senkkastens mit der neben der Bailey-Brücke liegenden Druckluft-Schleuse. Beim Absenken beider Senkkästen stieß man, wie erwartet, auf beträchtliche Hindernisse, insbesondere Holzpfähle, die beseitigt werden mußten. Der linke Kasten konnte auf Ordinate N.N. + 22,80 m planmäßig auf festgelagertem Feinsand gegründet werden. Beim rechten Kasten zeigten sich in dieser Tiefe noch organische Beimengungen, so daß um 37 cm weiter ab-gesenkt werden mußte. Da der Sand hier nicht so fest lag, wie es zur Aufnahme der max. Kantenpressung von $2,5 \text{ kg/cm}^2$ erwünscht war, wurde die Aufstandsfläche des Kastens durch Unterhöhlen der Schneide und Unterbetonieren eines Banketts von 40 cm Höhe und etwa 50 cm Breite nach außen hin ringsum um 15 cm verbreitert.

Die Widerlager wurden zunächst nicht in voller Höhe aufbetoniert; auf Vorschlag der den Überbau ausführenden Firma Dyckerhoff & Widmann sollte der Überbau nicht in endgültiger Höhe, sondern etwa 0,6 m tiefer hergestellt werden, damit

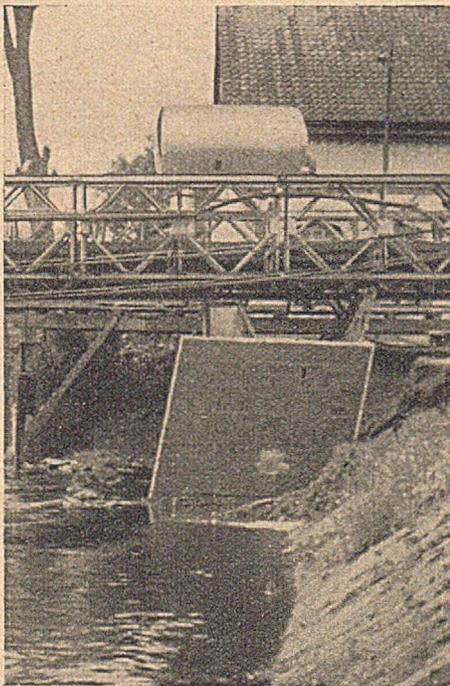


Bild 17. Absenken des Senkkastens am linken Hunteufer.

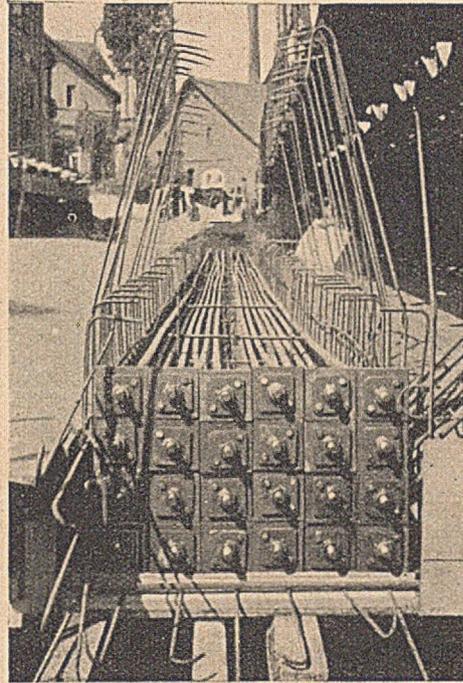


Bild 18. Vorspannstahl im Balken mit Ankerplatten.

die Behinderung durch die darüberliegende Bailey-Brücke vermindert wurde. Trotzdem blieb der Abstand zwischen Bailey-Brücke und Überbau-Schalung noch gering. Bild 18 zeigt die in einem Balken verlegte Spannbewehrung mit Endverankerung. Die fertig verlegte Bewehrung der Platte ist auf Bild 19 zu erkennen. Am rechten Rande stehen senkrecht die Entlüftungsröhrchen der an dieser Stelle endigenden Querverspannungsstäbe.

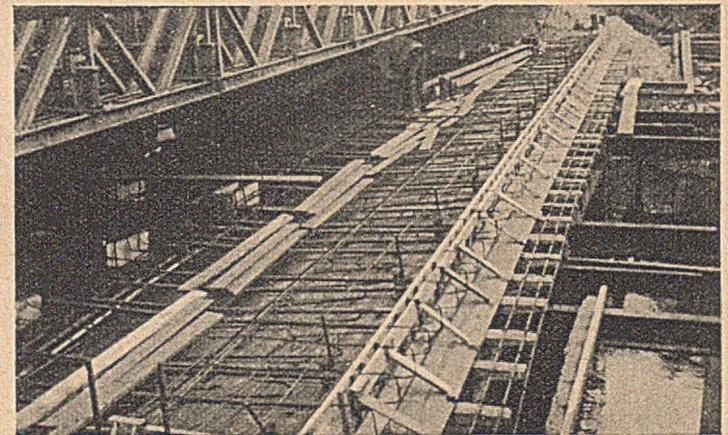


Bild 19. Bewehrung der Platte.

vorgespannt und die Hohlräume zwischen Rohrhülsen und Spannstählen mit Zementschlämme ausgepreßt. Alsdann wurden Öldruckpressen unter den Endquerträgern eingebaut und der Überbau um $67 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$ über Sollhöhe angehoben, wobei auf völlige Gleichmäßigkeit des Hubvorganges zu achten war. Erst jetzt konnten die Widerlager (Auflagerbänke) in voller Höhe einschließlich der Kammermauern fertiggestellt und die Stahlgußlager versetzt werden. Nach Ablauf der Erhärtungszeit wurde der Überbau auf die Lager abgesetzt. Ohne Verkehrslast betragen die max. Randspannungen des Tragwerkes oben 37 kg/cm^2 Druck und unten 84 kg/cm^2 Druck, mit voller Verkehrslast oben 110 kg/cm^2 Druck und unten 25 kg/cm^2 Zug. (Beschränkte Vorspannung.)

Bis zu diesem Zeitpunkt konnte der Verkehr an der Baustelle einwandfrei durchgeführt werden. Zur völligen Fertigstellung der Brücke wurde jetzt der Fahrverkehr für $5\frac{1}{2}$ Tage gesperrt. In dieser Zeit wurde die Bailey-Brücke abgebaut und die Isolierung aufgebracht. Gleichzeitig wurden die beiderseitigen Brückenköpfe umgeplastert und das Pflaster auf der Brücke versetzt. Die fertiggestellte Brücke ist auf Bild 20 dargestellt; sie wurde am 3. November 1951 dem Verkehr übergeben.



Bild 20. Huntebrücke Barnstorf nach Fertigstellung.

VI. Schlußbemerkungen.

Abschließend ist zu bemerken, daß die gewählten Bauverfahren sich voll bewährt haben. Sämtliche Arbeiten gingen ohne wesentliche Schwierigkeiten zügig vonstatten.

Die Bauleitung oblag bei der Jeetzel-Brücke in Dannenberg und der Ilmenau-Brücke in Bevensen dem Straßenbauamt Lüneburg, bei der Hunte-Brücke in Barnstorf dem Straßenbauamt Nienburg, nachdem die Planungen generell bei der Niedersächsischen Straßendirektion in Hannover bearbeitet worden waren.

Die Zusammenarbeit zwischen den beteiligten Firmen und der Bauverwaltung war in jeder Beziehung reibungslos und einwandfrei.

Die Brücken liegen jetzt rd. 2 Jahre unter Verkehr, irgendwelche Schäden konnten bislang nicht festgestellt werden. Inzwischen ist bei weiteren Brückenbauten ähnlich verfahren worden.

Neue Holzkonstruktion in Schweden.

Von Ingenieur Erik Barkeling, Stockholm.

In Schweden wird seit einigen Jahren eine neue „Holzverbindung bei freitragenden Holzkonstruktionen“ angewendet.

Aus großen, mit Zacken versehenen, dünnen Stahlblechen werden Plattenstücke, die in Form und Größe den bestimmten Knotenpunkten angepaßt sind, zugeschnitten, deren Zacken in die Holzflächen eingepreßt werden. Als Verbindungsmittel dienen Schraubennägel. Durch das rostschutzbehandelte etwa 1 mm starke Stahlblech kann auch ein Nagel gewöhnlicher Stärke hindurchdringen, wobei das Blech die Funktion einer Dübelmutter erhält. Diese Konstruktion beseitigt viele Nachteile der bisherigen Holzverbindungen, wie nachstehend näher gezeigt werden soll.

Als Holzverbindungen dienen gewöhnlich Schraubenbolzen, Schraubenbolzen mit Dübel, Nagel- und Leimverbindungen. Bei Schraubenbolzen, der ältesten Verbindung, erfolgt die Kraftübertragung hauptsächlich durch den Anliegedruck der Bolzen gegen das Holz. Die Größtlast kann aufgenommen werden, wenn der Anliegedruck über den ganzen Bolzen verteilt ist. Die entstehenden Verschiebungen werden dadurch vergrößert, daß das Bolzenloch aus praktischen Gründen um einige Millimeter größer ausgeführt werden muß als der Bolzen.

Zur Erhöhung der Steifigkeit des Schraubenbolzenverbandes verwendet man Dübel verschiedenster Art, die ein gleichzeitiges Zusammenwirken von Bolzen und Dübel erreichen sollen. Dies wird aber nicht restlos erreicht, weil die Elemente der Verbindung (Bolzen und Dübel) Lastverschiebungskurven verschiedener Krümmung besitzen und die Bolzenlöcher

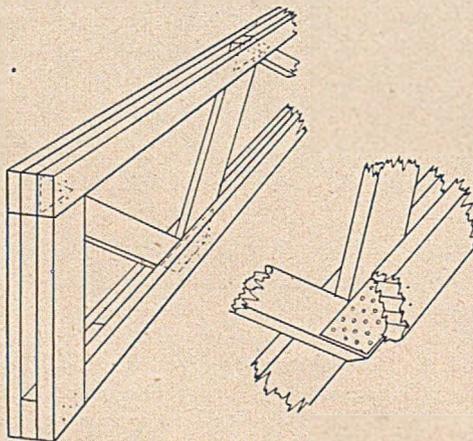


Bild 1. Einzelheiten eines Knotenpunktes.

einen etwas größeren Durchmesser als der Bolzen haben müssen.

Berechnete Nagelverbindungen haben wegen ihrer wirtschaftlichen und praktischen Vorteile seit langem eine große Anwendung gefunden. Nachteilig ist, daß die Nägel dicht an dicht geschlagen werden müssen, um größtes Kraftübertragungsvermögen bei geringem Holzaufwand zu erreichen. Die Lagefeststellung der Nägel bedingt daher eine Mehrarbeit im Zeichenbüro wie auf der Baustelle. Beim Nageln selbst ist besondere Sorgfalt aufzuwenden, um Risse im Holz zu vermeiden.

Leimverbände werden nur für besondere Zwecke verwendet, etwa beim Herstellen großer einheitlicher Holzbalken, und sind besonders empfindlich gegen unachtsame Arbeit.

Auch die Verbindung von Nägeln mit Dübeln ist aus wirtschaftlichen und praktischen Gründen noch nicht zufriedenstellend gelöst.

Die neue Konstruktion mit Schraubennägeln, welche die mit Zacken versehenen Stahlbleche durchdringen, vermeidet die meisten Nachteile obengenannter Holzverbindungen.

Besondere Vorteile:

1. Die Zackenbleche verhindern tatsächlich die zerreißende Neigung der Nägel.
2. Die Lastverschiebungskurven der beiden Verbindungselemente stimmen gut überein. Man erzielt hohes zusammengefaßtes Belastungsvermögen.
3. Nagelung mit geringem Abstand, so daß die Festlegung der Nagellage nicht mit größerer Sorgfalt ausgeführt werden muß.
4. Die ganze zur Verfügung stehende Knotenpunktsfläche kann ausgenutzt werden (Bild 1).
5. Kein sperriger Bolzenkopf.
6. Die Scherfestigkeit der Verbindung ist so groß, daß man mit z. B. dreifacher Sicherheit gerade die Werte erhält, die man für Holz zuläßt.
7. Erstaunlich kleine Verschiebungen, so daß nur wenige Durchbiegungen bei den angewandten Dachstuhlkonstruktionen entstehen (Bild 2).

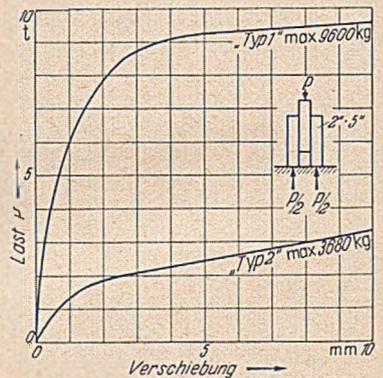


Bild 2. Verschiebung bei Typ 1: 5 Stück 150 mm Nägel und Zackenbleche; Typ 2: 5 Stück 150 mm Nägel ohne Zackenbleche.

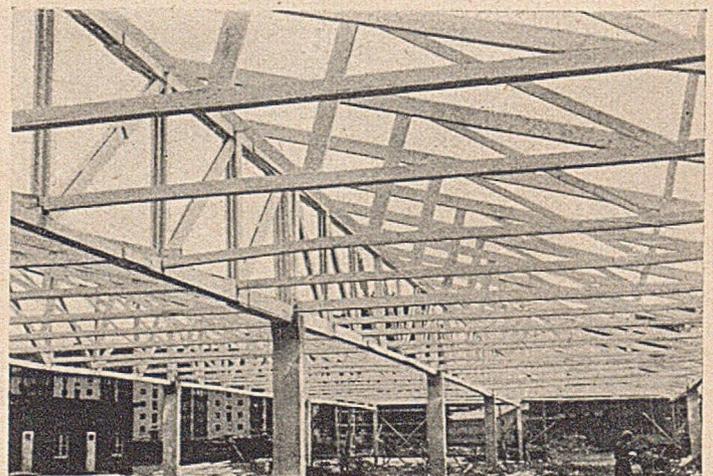


Bild 3. Ausstellungshalle in Schweden. Spannweiten in Längsrichtung 4 x 16 m, in Querrichtung 8 bis 10 m. Schneelast 100 kg/m².

Versuche haben gezeigt, daß die größte Scherfestigkeit der Verbindung bei Fichte und Tanne 25 bis 35 kg/cm² ist, wobei das Darrgewicht für Holz zwischen 0,34 und 0,47, die Druckfestigkeit zwischen 330 und 525 at und der Feuchtigkeitsgehalt zwischen 14 und 23% wechselt. Vergleichende Versuche mit Hölzern, die Querschnitte verschiedener Breite aufwiesen und besonders stark ausgetrocknet waren, zeigten bei den größten natürlichen Feuchtigkeitswechseln ein Absinken des Belastungsvermögens höchstens um etwa 20%. Als geeignetste Zackenlänge scheint sich eine solche von 6 bis

7 mm zu ergeben. Die Scherfestigkeit ist mindestens 50% größer als bei Nagelverbindungen mit größter Nageldichte nach den deutschen Normen. Die Nageldichte bei der neuen Verbindung ist dagegen nur 40% der gewöhnlichen Nagelverbindung. Die Möglichkeit großer Kraftübertragung bringt bedeutende Holzersparnisse.

In Schweden ist die Herstellung fabrikmäßig ausgeführt worden und umfaßt bis heute die Konstruktionen für etwa 300 Bauten mit über 2000 Dachstühlen von 8 bis 22 m Spannweite (Bild 3).

Herstellung einer Buhne in St. Peter-Bad.

Von Baumeister Emil Trapp, Tönning.

Bodengewinnung.

Die 1952 errichtete Buhne (Bild 1) ist als Notstandsmaßnahme im wesentlichen aus Mitteln der Arbeitsverwaltung finanziert worden. Die Buhnen-Oberkante (Bild 2) liegt mit + 4,50 m NN gleich 30 cm über dem HHW. Vor dem Kopf liegt die Buhne noch im Bereich des mittleren Tidhochwassers. Die Böschungseigung ist 1 : 3. Vor Anfuhr der Bodenmassen ist quer zur Längsrichtung der Buhne die schlickhaltige Grasnarbe durch Grüppel von 25 cm Tiefe und

nach jeder Tide wieder trocken wurde, das im Triebssand enthaltene Wasser wieder absackte und der Sandaushub bis zur vorgesehenen Tiefe von 1 m unter Gelände durchgeführt werden konnte. Die eingebrachten Sandmengen, rd. 27 000 m³, wurden durch Rüttler und Einschlemmen verdichtet. Die Böschungsfächen sind vor Aufbringung der Sandgußasphaltdecke nochmals besonders eingeschlemmt und festgestampft worden. Das für das Einschlemmen der Sandmassen und für die Pumpe zum Einspülen der Fußpfähle erforderliche Wasser konnte erst nach Schlagen eines Brunnens von 40 m Tiefe aus einer wasserführenden Mittelsandschicht gewonnen werden.

Da für die Abdeckung der Böschungen brauchbare Soden nicht zur Verfügung standen, diese auch ohne Kleiunterlage leicht verbrennen bzw. durch Flugsand eingedeckt werden, eine übliche Abdeckung mit Steinen auf Grand und Kleilage aber zu hohe Kosten erforderte, wurde erstmalig eine Sandgußasphaltdecke von 5,5 cm Stärke als Abdeckung gewählt. Die Fußsicherung der Buhne geschah durch eine Fußpfahlreihe von 1,20 m Länge und 10 cm Durchmesser. Die Fußpfahlsicherung und der untere Sporn der Sandgußasphaltdecke mußten in den in einer Tiefe von 30 bis 50 cm unter Gelände beginnenden Triebssand von 0,1 bis 0,2 mm Korngröße eingebracht werden. Ein Sachverständigengutachten über die Bodenverhältnisse hielt eine Grundwasserabsenkung für erforderlich. Die Ausführung ergab aber, daß die Fußpfähle sich einspülen ließen, auch die Einbringung des bis 1 m unter Gelände gehenden Fußsporns ließ sich abschnittsweise durch Wasserausschöpfen und unter Zuhilfenahme einer Blechtafel, die ständig weitergezogen wurde, einbringen, wodurch die hohen Kosten einer Grundwasserabsenkung eingespart werden konnten.

Sandgußasphaltdecke von 5,5 cm Stärke.

Nach Einbringung des Fußsporns wurde laufend die Sandgußasphaltdecke in halber Stärke und anschließend die Decklage aufgebracht. Verwendet wurde eine Mischung von etwa 15% Bitumen B 64 und B 45 mit 85% Zuschlagstoffen wie feiner Dünsand, feiner Grubensand, Grubensand Korngröße 3 bis 5 mm und Kalkzusatz.

Oberflächenbehandlung der Buhne (Bild 3).

Die Oberfläche der Buhne mit einem von der Mitte nach den Seiten ausgehenden Gefälle von 1 : 100 besteht aus 4 cm Grand 7 bis 15 mm, 2 cm Perlgrand 3 bis 7 mm und 1 cm Deckkies. Jede einzelne Schicht wurde sorgfältig eingeschlemmt und abgewalzt. An den Seiten und in der Mitte sind Beete mit 30 cm Mutterboden, mit

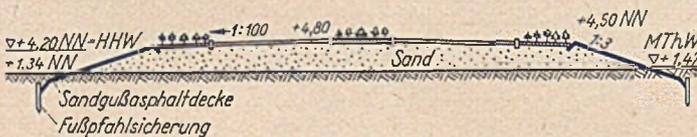
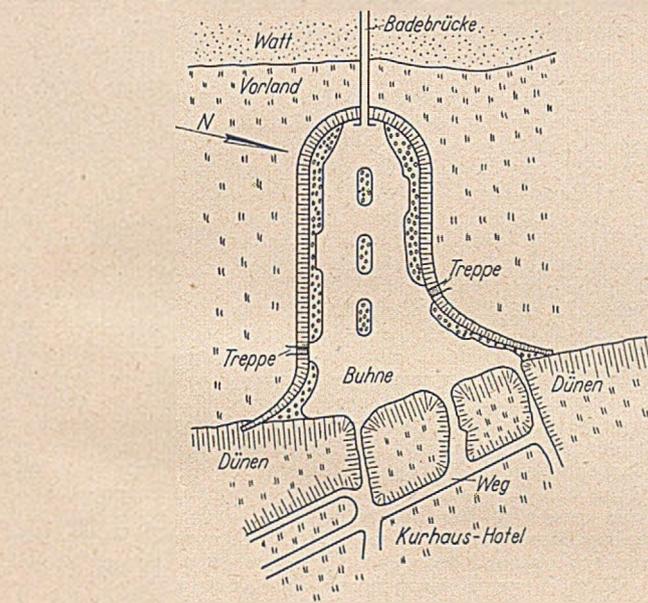


Bild 1. Übersichtsplan und Querschnitt.

1 m Breite in 10 m Abständen als Sickerschlitz durchstoßen worden, damit das bei ausnahmsweise hohen Sturmfluten über die Böschung schlagende Seewasser leichter wieder absickern kann. Der zur Herstellung der Buhne eingebrachte Sand wurde aus zwei etwa 70×300 m großen Entnahmestellen zu beiden Seiten der Buhne aus dem Vorland gewonnen und mit Rücksicht auf die Notstandsarbeit im Lorenbetrieb und Handausschachtung entnommen. Bei diesen Ausschachtungsarbeiten ergab sich die merkwürdige Tatsache, daß der Triebssand

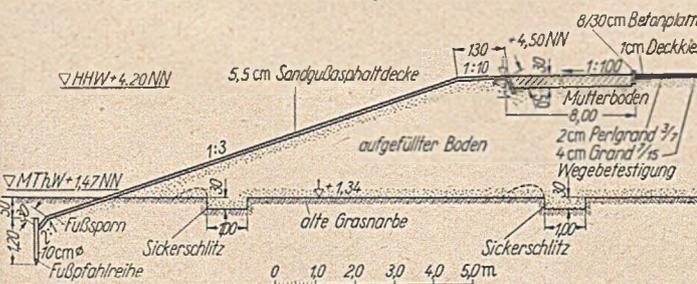


Bild 2. Bösungsbefestigung.



Bild 3. Oberflächenbehandlung der Buhne.

Windschutzsträuchern bepflanzt, angeordnet, die mit Spezialbetonsteinen von 8 x 30 cm Stärke eingefast sind. Zur Beleuchtung der Buhne dienen 14 Stück Betonkandelaber mit Leuchtröhrenlampen.

Auftraggeber war die Gemeinde St. Peter unter örtlicher Bauleitung des Baumeisters Trapp, die staatliche Bauaufsicht hatte das Marschenbauamt Heide. Buhne und Brücke führte die Arbeits-

gemeinschaft J. Derlien, Bauunternehmung Tönning, und Steffen Sohst, Bauunternehmung Kiel, die Sandgußasphaltdecke Firma Niko Lafrentz, Neumünster, aus. Lieferung der Windschutzsträucher durch Firma Boysen, Husumer Baumschulen.

Die Kosten der Herstellung der Buhne betragen 183 000,— DM, die der Sandgußasphaltdecke 70 000,— DM, die Bauzeit für die Buhne betrug 3 Monate.

Vermischtes

Dammbauten im Damodar Gebiet Indiens.

Die DVC, die Damodar Valley Corporation mit Sitz in Kalkutta, ist eine halbstaatliche Vereinigung, die im wesentlichen von den daraus Nutzen ziehenden Regierungen von Bihar und Westbengal gegründet wurde und die unter der Aufsicht der Central Water Power Irrigation and Navigation Commission in Delhi steht.

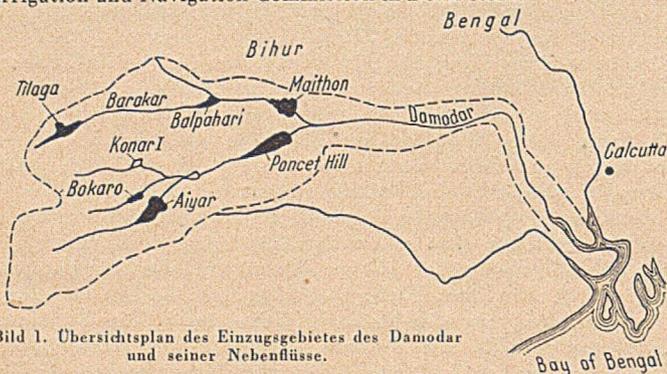


Bild 1. Übersichtsplan des Einzugsgebietes des Damodar und seiner Nebenflüsse.

Die Aufgaben der DVC sind es, hauptsächlich den Hochwasserschutz, die Bewässerung, die Wasserkraftgewinnung und die Schifffahrt im Damodartal zu betreiben.

Der Damodar mit einer Länge von 540 km ist ein Nebenfluß eines Mündungsarmes des Ganges, des Hoogli. Das Einzugsgebiet des Damodar beträgt rd. 22 000 km². Die jährliche Niederschlagsmenge, die in der Monsunzeit Mitte Juni bis Ende September niederfällt, beträgt über 3,0 m. Außerhalb der Monsunzeit liegt der Damodar trocken.

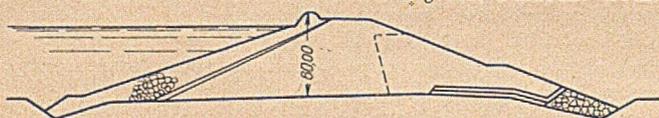


Bild 2. Querschnitt durch den Erddamm Konar I.

Zunächst wird der Konar, der bis 6500 m³/s an Hochwasser führt, ein Seitenfluß des Damodar, durch einen Erddamm aufgestaut, so daß ein Speicherbecken von 340 Mill. m³ entsteht. Am Barakarfluß sind das Staubecken Tilaga mit 350 Mill. m³, Balpahari mit 500 Mill. m³ und Maithon mit 1140 Mill. m³ vorgesehen. Am Bokaro soll ein Becken mit 200 Mill. m³ entstehen. Am Damodar selbst werden die Becken Aiyar mit 1650 und Pancet Hill mit 1230 Mill. m³ errichtet. Insgesamt sollen durch die zu bauenden Staudämme 4500 Mill. m³ verfügbare Speicherräume bei insgesamt 460 km² überstauter Fläche entstehen. In den Kraftwerken soll eine Leistung von 240 000 kW erzeugt werden.

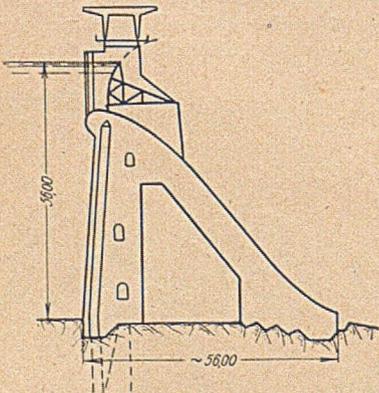


Bild 3. Hochwasserentlastungsanlage Konar I.

Die zu bewässernde Fläche wird 4000 km² umfassen. Durch die Sperren sollen die Hochwässer so geköpft werden, daß im Unterlauf 7000 m³/s nicht überschritten werden und ein Minimalabfluß von 90 m³/s gewährleistet wird.

Die Anlage Tilaga ist bereits im Bau.

Die Anlage Konar I wird unter der Oberleitung von Gebr. Gruner, Basel, von Grün und Bilfinger und zwei indischen Unternehmen hergestellt.

Der Staudamm Konar I enthält 5 Mill. m³ Erdschüttung. Die in Dammitte zu errichtende Entlastungsanlage besteht aus 300 000 m³ Beton bei 280 m Gesamtlänge und 56 m Höhe. Der Erddamm von 3920 m Länge wird mit neuzeitlichen Erdbaugeräten hergestellt.

Press.

Zwei neue selbstansaugende Schmutzwasser- und Dickstoff-Kreiselpumpen.

Die zwei neuen selbstansaugenden Kreiselpumpen haben Laufräder mit großer lichter Weite. Sie sind vornehmlich für kleine Förderhöhen und größere Fördermengen geeignet. Sie erreichen nicht die Luftsaugefähigkeit der Seitenkanalpumpe, die aber keinen Schmutz fördern kann. Selbstansaugefähigkeit und Fördermöglichkeit gasförmiger Beimengungen (Luft- und Schaumeinschlüsse) werden durch Kanalwirbel im Laufrad und besondere Bauart des vergrößerten Pumpengehäuses erreicht. Sie unterscheiden sich sonst kaum von gewöhnlichen Kreiselpumpen. Sie sind stark unempfindlich gegen Abnützung; Verschleißteile sind leicht auswechselbar.

Die von der „Hannibal“-Pumpenfabrik P. C. Winterhoff K.-G., Düsseldorf, entwickelten selbstansaugenden Kreiselpumpen fördern verunreinigte bis verdickte Flüssigkeiten mit Beimengungen von Schmutz, Sand und Schlamm; sie saugen auch zähes und breiiges Fördergut an. Sie sind zur Zeit lieferbar bis 250 mm Stutzenweite und bis 750 m³/h Fördermenge.

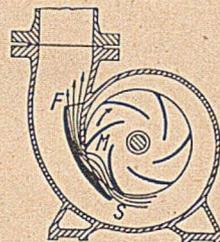


Bild 1. Schema der Laufradzellen-Spülung bei der selbstansaugenden Hannibal-Kreiselpumpe.

Bei der selbstansaugenden „Hannibal“-Pumpe wird die Wirkungsweise der Wasserstrahlpumpe in neuartiger Weise als „Laufradzellen-Spülung“ nutzbar gemacht (Bild 1). Der Spülstrom „S“ wird vom drehenden Laufrad infolge der Schleppwirkung seiner Schaufelenden selbst erzeugt und durch die schwarz gezeichnete Führungsfläche in die unter ihr vorbeistreichenden Laufradzellen hineingelinkt. Die Laufradzellen entsprechen der Mischkammer „M“ einer Strahlpumpe. In ihnen wird der Luft-Wasser-Schaum vom Strahl „S“ erfaßt, unter Vermischen mit ihm einer Fangdüse „F“ zugeführt und zum Druckstutzen der Pumpe befördert, wo die Luft nach oben abzieht, während die sich trennende Flüssigkeit wieder nach unten fällt, um erneut an dem Spülvorgang teilzunehmen. Es wird eine Pumpenausführung zum Fördern leicht verschmutzter Flüssigkeiten und eine andere zum Fördern stark verschmutzter Flüssigkeiten, die auch größere Verunreinigungen aufweisen, gebaut (Bild 2).

Die Hammelrath & Schwenzer Pumpenfabrik K.-G., Düsseldorf, baut die bis zu 8 m selbstansaugende Schmutzwasser-Kreiselpumpe SZ (D. P. angem.) für 65 und 80 mm lichte Stutzenweite. Der offene Kreisel ist aus verschleißfestem Gußeisen. Die Pumpe hat im Gehäuse eine besondere Wasserführung, ist aber sonst eine echte Kreiselpumpe. Die Welle läuft vollkommen im Ölbad, ist mehrfach kugellagert und durch Wellenschutzhülse geschützt. Die hauptsächlichsten technischen Daten der Pumpe sind:

Pumpentyp:	SZ 65	SZ 80
Korngröße bis zu	25	30
Man. Gesamtförderhöhe m	14,5	17,5
Fördermenge l/min	170	220
Kraftbedarf an d. Welle PS	2,2	2,8
Vorzuschende Motorstärke rd. PS	3,0	4,0

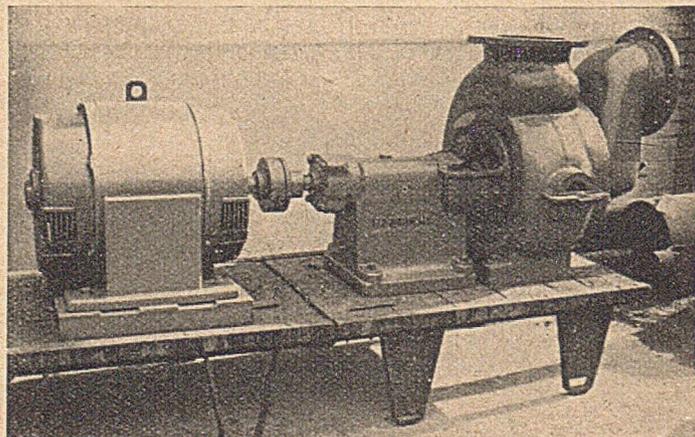


Bild 2. Selbstansaugende Hannibal-Kreiselpumpe.

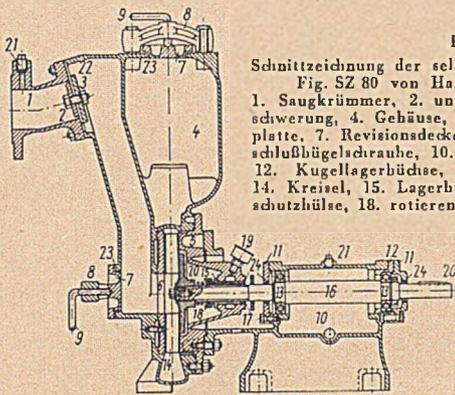


Bild 3.
Schnitzzeichnung der selbstansaugenden Kreiselpumpe Fig. SZ 80 von Hammelrath & Schwenzer.
1. Saugkrümmer, 2. unt. Beschwerung, 3. obere Beschwerung, 4. Gehäuse, 5. Lagerschild, 6. Verschleißplatte, 7. Revisionsdeckel, 8. Verschlussbügel, 9. Verschlussbügelschraube, 10. Lagerstuhl, 11. Staubdeckel, 12. Kugellagerbüchse, 13. Hochschulterkugellager, 14. Kreisel, 15. Lagerbüchse, 16. Welle, 17. Wellenschutzhülse, 18. rotierende Stopfbüchse, 19. Staufferbüchse, 20. Einlegekeil, 21. Gewindestopfen, 22. Ventilklappe, 23. Dichtung, 24. Abdichttring.

Die normale minüt. Umdrehungszahl ist 1450. Die Pumpe ist daher für alle üblichen Antriebsmittel (Riemenscheibe, Elektro- und Verbrennungsmotor) verwendbar. Sie wird in kurz- und langgekuppelter Ausführung geliefert (Bild 3 u. 4).

Dipl.-Ing. Erich Rathmann.

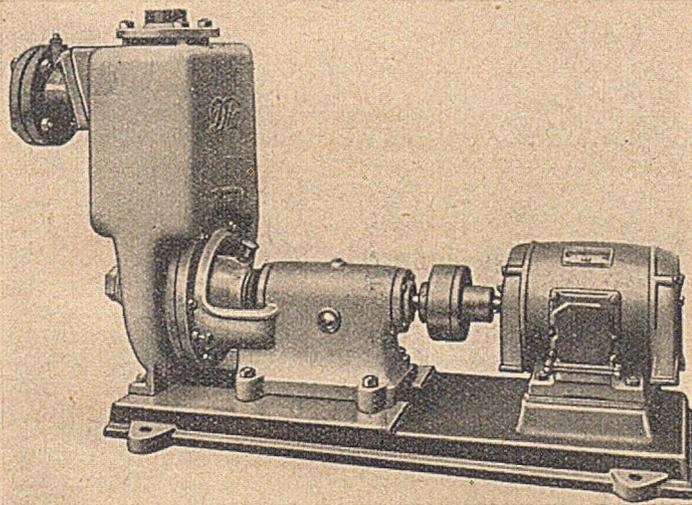


Bild 4. Selbstansaugende Kreiselpumpe Fig. SZ mit Elektromotor (langgekuppelt) von Hammelrath & Schwenzer.

Wiederherstellen eines Brückenpfeilers.

Bei einem Hochwasser war der rechte Flußpfeiler der in Bild 1a im Längsschnitt dargestellten Stahlbetonbrücke unterspült worden, so daß er in der im Bild gestrichelt wiedergegebenen Weise fluß-

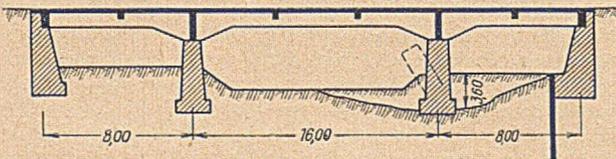


Bild 1a.

wärts kippte. Da infolge der weiteren Auskolkung große Gefahr für das rechte Widerlager bestand, wurde zunächst, um dieses zu sichern, nachdem eine provisorische Abstützung des rechten Flußpfeilerauflagers durchgeführt war, eine Spundwand vor das Widerlager geschlagen, wie in Bild 1a eingetragen ist. Da mit dem Wiederaufrichten des Pfeilers, wie ursprünglich vorgesehen, eine Gewähr auch bei Umspundung nicht gegeben schien, wurden der gekippte Pfeiler im oberen Teil abgetragen und sodann Bohr-Stahlbetonpfähle mit im Boden bzw. Wasser verbleibenden, innen asphaltierten Hülssen zu beiden Seiten des Pfeilerfundamentes angeordnet. Auf diese Pfähle kam eine Stahlbetonplatte.

Nachdem nunmehr der Oberbau durch Pressen auf diese Platte abgestützt und ausgerichtet war, wurden abschnittsweise zunächst zwischen den Pressen der Auflagerbeton hergestellt und dann die Lasten darauf abgesetzt und die Pressen ausgebaut.

Der Kolk wurde mit grobem Steinschlag in mehreren Lagen, zunächst feiner, nach oben immer gröber werdend, zugeschüttet.

Press.

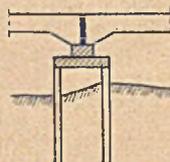


Bild 1b.

Fachnormenausschuß Bauwesen im DNA.

DIN 1054 — Gründungen. Richtlinien für zulässige Belastung des Baugrundes. —

Die jetzt erschienene Neufassung des Normblattes DIN 1054 „Gründungen. Zulässige Belastung des Baugrundes, Richtlinien“, Ausgabe Juni 1953, ersetzt die Ausgabe April 1940. Die Obersten Baupolizeibehörden der Länder wurden gebeten, die Neufassung als Richtlinien für die Baugenehmigungsbehörden einzuführen. Erläuterungen zum Normblatt von Prof. Dr. Lorenz, T. U. Berlin, werden in Kürze erscheinen*). Ein Verzeichnis von anerkannten Instituten für Baugrundfragen wird vorbereitet.

FN Bau-Arbeitsausschuß „Stahl im Hochbau“.

Eine Neufassung des Normblattes DIN 1050 — Stahl im Hochbau — ist im Hinblick auf die Fertigstellung des Normblattes DIN 4114 erforderlich geworden. Der Arbeitsausschuß, Obmann Oberreg. u. -baurat Keil, Wiesbaden, beriet einen von Mitgliedern des Deutschen Stahlbau-Verbandes erarbeiteten Vorschlag. Die Neufassung des DIN-Blattes 1050 wird sich voraussichtlich grundsätzlich von der alten Fassung unterscheiden und wesentlich umfangreicher werden.

*) DIN 1054 und Erläuterungen sind auch im Verlag von Wilh. Ernst & Sohn erschienen. Vgl. auch Wedler, Berechnungsgrundlagen, Stand Juni 1953. Berlin 1953, Wilh. Ernst & Sohn.

Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau.

Am 22. und 23. Juni 1953 fanden in Zürich Sitzungen des Vorstandes und des Ständigen Ausschusses der IVBH statt. Prof. Lardy teilte mit, daß die IVBH die Herausgabe einer Dokumentation beschlossen hat. Sie wird die Titelangaben der wichtigsten Veröffentlichungen auf Kartothekkarten enthalten, und zwar in deutsch, französisch und englisch. Außerdem werden Referate, ebenfalls dreisprachig, in einem Dokumentationsheft dieser ausgewählten Veröffentlichungen unter Verwendung eines vereinfachten Klassifikationssystems erscheinen. Der nächste Kongreß wird 1956 in Lissabon, die nächste Sitzung im September 1954 in Madrid stattfinden. Dr.-Ing. M. Klönne (Deutschland) wurde als Vizepräsident neu in den Vorstand aufgenommen, der sich wie folgt zusammensetzt:

Präsident: Prof. Dr. F. Stüssi (Schweiz).

Vizepräsidenten: Prof. Dr. F. Campus (Belgien), E. S. Andrews (Großbritannien), M. L. Cambournac (Frankreich), Dr. M. Klönne (Deutschland), Prof. J. Belard da Fonseca (Portugal).

Generalsekretär: Prof. Dr. P. Lardy (Schweiz).

Technische Berater: Prof. G. Wästlund (Schweden), L. Grelot (Frankreich), Dr. E. E. Howard (USA), Prof. Dr. E. Torroja (Spanien).

Sekretär: Fr. L. Gretener (Schweiz).

Hochschulnachrichten

Technische Hochschule Karlsruhe.

Die Würde eines Ehrensensors wurde Dr. sc. techn. Arnold U. Huggenberger in Zürich in Anerkennung seiner Verdienste um die Förderung der wissenschaftlichen Forschung durch Entwicklung und Herstellung von Meßgeräten verliehen.

Technische Hochschule Stuttgart.

Anlässlich der 50jährigen Zugehörigkeit von Professor Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. h. Otto Graf zu der Materialprüfungsanstalt haben Rektor und Senat beschlossen, die Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen in Otto-Graf-Institut der Technischen Hochschule Stuttgart umzubenennen. Diese Ehrung wurde dem Jubilar am 28. 7. 1953 in einer Feierstunde bekanntgegeben. Dabei wurde Professor Graf auch das ihm vom Bundespräsidenten verliehene Große Verdienstkreuz der Bundesrepublik überreicht.

Regierungsbaumeister a. D. August Wolfer, Seniorchef der Firma Wolfer & Goebel, Eßlingen, wurde zum Ehrensensator ernannt.

Die Staatliche Ingenieurschule für Bauwesen Köln

begeht im Juni 1954 das Fest ihres 75jährigen Bestehens. Da durch Kriegseinwirkung nahezu alle Unterlagen über die ehemaligen Studierenden verloren gegangen sind, bittet der Direktor alle Absolventen, Freunde und Gönner, zwecks Übersendung des Programms ihre Anschrift dem Vorbereitenden Festausschuß, Köln-Nippes, Turmstr. 7, mitzuteilen.

Personalmeldungen

Bundesanstalt für Gewässerkunde.

Der am 1. April 1953 in den Ruhestand getretene bisherige Leiter der Bundesanstalt für Gewässerkunde in Koblenz, Ministerialdirigent a. D. Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Gerhard Schroeder, hat für seine Verdienste um die wissenschaftliche Förderung der Gewässerkunde und der wasserwirtschaftlichen Rahmenplanung am 24. Juni das Große Verdienstkreuz erhalten.

Gleichzeitig erhielt der bisherige kommissarische Leiter der Bundesanstalt, Oberregierungs- und -baurat Dipl.-Ing. Arthur Hahn, unter Ernennung zum Oberregierungsbaudirektor seine Bestätigung als neuer Leiter der Bundesanstalt für Gewässerkunde in Koblenz.

Bücherschau

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 112. *Bührer*: Eisenbahnbrücken aus Spannbeton. Erfahrungen beim Bau. 67 S. mit 40 Bildern. Berlin 1953, Vertrieb durch Wilh. Ernst & Sohn. Geh. 8,— DM.

Die von der Deutschen Bundesbahn bisher zur Ausführung gebrachten Eisenbahnbrücken aus Spannbeton nach den Verfahren Finsterwalder, Freyssinet, Baur-Leonhardt und Magnel sind während und nach der Bauausführung durch das Eisenbahn-Zentralamt München sorgfältig durch Messungen und Einzelbeobachtungen überprüft worden. Die dabei gewonnenen Erfahrungen und Erkenntnisse umfassen den Baustoff Beton und den Spannstahl sowie die Wirkung der Spannverfahren.

In aller Ausführlichkeit werden die verschiedenen Einflüsse auf die Eigenschaften und auf das elastische und plastische Verhalten, das Schwinden und Kriechen des Betons erörtert und die Ursachen besprochen, die den Spannungszustand beim Vorspannen beeinflussen und im Laufe der Zeit ändern. Auch die Dauerfestigkeit der Spannstähle wird untersucht.

Die Veröffentlichung stellt einen äußerst wertvollen Beitrag zur Erforschung des Spannbetons dar. D r e c h s e l.

Streck, O.: Grundlagen der Wasserwirtschaft und Gewässerkunde. X, 466 S. mit 291 Bildern. Berlin/Göttingen/Heidelberg 1953, Springer-Verlag. Ganzleinen 43,50 DM.

Immer dringender wird in der modernen Wirtschaft mit dicht bevölkerten Großstädten und Industriegebieten, mit gewaltigen Anforderungen an Frischwasser durch Mensch und Produktion und mit ihren großen Aufgaben der Abwasserreinigung und -beseitigung die Planung der gesamten Wasserwirtschaft in großen, den natürlichen und künstlichen Verhältnissen entsprechenden Räumen. Diese lebenswichtige Aufgabe setzt eine gründliche Kenntnis der Zusammenhänge voraus. Es ist daher ein verdienstvolles Werk des Verfassers, die Grundlagen der Wasserwirtschaft und Gewässerkunde in wissenschaftlicher, aber leicht verständlicher Form dargestellt zu haben. Der Aufgabenstellung entsprechend wird nach einer Einleitung über Wesen und Zweck der Wasserwirtschaft zunächst als Ursprung des Wassers das Wetter behandelt, es folgt der Wasserhaushalt mit seinen Elementen Niederschlag, Verdunstung, Versickerung, Abfluß. Eingehend werden die oberirdisch fließenden Gewässer dargestellt und ein besonderer Abschnitt den Wasserständen und den Abflüßmengen gewidmet. Hieraus werden die wasserwirtschaftlichen Kennwerte und die Probleme der Flußkraftwerke, der Speicherung und der Wasserwirtschaftspläne entwickelt. Der siebente Abschnitt behandelt Hochwasser, Gewässervereisungen, Wasserstandsnachrichtendienst und der achte Abschnitt die Schwebstoffe des offenen Gewässers. Die Abschnitte Grundwasser, das Meer im Küstengebiet und die Wasserwirtschaft bilden den Schluß dieser gründlichen Schau. Das Buch, das mit ausgezeichneten Bildern erläutert und vom Verlag in beakanntester Güte ausgestattet ist, bildet eine hervorragende Quelle für Studium und Praxis. Der Preis kann für das Gebotene als angemessen bezeichnet werden. P e t e r s.

Grengg, Hermann: Das Großspeicherwerk Glockner-Kaprun. (Schriftenreihe des Österreichischen Wasserwirtschaftsverbandes, Heft 23.) V, 35 S. mit 10 Bildern. Wien 1952, Springer-Verlag. Geh. 2,80 DM.

Von berufener Seite sind mit dieser Schrift die Entwicklung der Planungen und besonders die Gründe für die Wahl der ausgeführten Anlage, die Grenzen und Größen der ausgewählten Speicher,

die Stufeneinteilung und Triebwasserführung, der Ausbaugrad und die Leistung klar dargestellt.

Dem Verfasser, dem für die Bauplanung und Baudurchführung zuständig gewesenem Vorstandsmitglied der Alpelektrowerke A.G., kann für diese grundlegende und äußerst wertvolle Darstellung aller Dank ausgesprochen werden. P r e s s.

Zerna, W.: Spannbeton. Eine Einführung in seine Theorie. 100 S. mit 55 Bildern. Düsseldorf 1953, Werner-Verlag G.m.b.H. Geh. 8,20 DM, geb. 10,— DM.

Die zunehmende Anwendung des Spannbetons im Brücken- und Hochbau zwingt Bauherren, Ingenieure und Banfirmen, sich mit dem Wesen dieser neuen Bauart ausreichend vertraut zu machen. Wenn gleich in den einschlägigen Fachzeitschriften vielseitige Aufsätze theoretischer und praktischer Art über Spannbeton veröffentlicht worden sind, so erleichtert die Schrift von Zerna erheblich die Unter richtung durch zusammenfassende Darstellung der grundlegenden Gesichtspunkte, der Baustoffe und der Theorie des Spannbetons einschließlich der Berechnungsverfahren. Nicht behandelt werden die einzelnen Spannbetonssysteme, desgleichen ist bewußt auf die Praxis des Spannbetons verzichtet worden. Wer sich also über die grundsätzlichen Fragen auf dem Gebiete des Spannbetons unterrichten will, dem kann das Büchlein empfohlen werden. P e t e r s.

Mayer, Max: Die statische Berechnung (Lebendige Baustatik, Band I). 247 S. mit 466 Bildern u. 65 Taf., davon 5 lose Einstecktaf., Stichwörterverzeichnis mit über 500 Stichwörtern. Berlin 1953, Bauwelt-Verlag. Ganzleinen 38,— DM.

Das Buch unterscheidet sich grundsätzlich von den üblichen Lehrbüchern. Es wird dargestellt, wie eine statische Berechnung unter den vielfachen praktischen Bedingungen der Konstrukteure, Bauunternehmer, Architekten, Prüfingenieure und Aufsichtsbehörden auszu sehen hat.

Der Verfasser regt zum Nachdenken und zur richtigen Abschätzung des Wertes der statischen Arbeit an und gibt viele fruchtbare Ratschläge für die Statiker in den Konstruktionsbüros und auf den Prüfämtern. In einem guten, manchmal eigenwilligen Stil werden auch subjektive Meinungen verteidigt, die nicht jeder Berufsgenosse annehmen mag; immer aber ist man durch die reifen Urteile gefesselt.

Das Buch gliedert sich in folgende Abschnitte, wobei in Klammern zur besseren Erläuterung des besonderen Charakters des Buches einige Untertitel angegeben werden: 24 Regeln für prüfbar statische Berechnungen. Grundsätze (Erfassung und Abbildung der Wirklichkeit, Auf- und Abrunden, Fehler und Sicherungen). Die äußeren Kräfte (Häufung der Angriffe, maßgebende Zustände). Verfahren (Umlast-Regel, Halbblast-Regel). Der Träger (Blocklast am Ende, Boden-Platte, das „Schieben“). Querschnittsgrößen (Dünnwandige Querschnitte, schräg stehendes Blech). Fachwerk (Reziproker Kräfteplan, Stab-Tausch). Durchlaufträger. Durchbiegung. Tragwerke (Wind-Versteifung, Schub von Dachbindern, Mauer mit Pfeilern, Treppen). Bemessung (Biegung mit Längskraft, verdübelter Holzbalken). Beton und Stahlbeton (Nomogramme für Stahlbeton-Bemessung; umständlich begrenzte Stahlbeton-Querschnitte, spitze Druckzone, Fenster-Stürze, Plattenränder, Biegung mit Druck). Die Entstehung der statischen Berechnung (Verkehr mit der Baupolizei). Die Folgen der statischen Berechnung (Risse, nach dem Bau-Unfall, Haftpflicht). Die Statik-Prüfung (Grenzen der baupolizeilichen Prüfung, Prüfbericht, Mißerfolge und Mißbräuche). Abriß der Balken-Biegungs-Lehre und der Widerstand-Rechnung bei unverschieblichen Knoten.

Das Buch kann allen, die mit statischen Berechnungen zu tun haben, empfohlen werden. v. H a l a s z.

Eingegangene Bücher

Die Schriftleitung behält sich vor, die nachstehend aufgeführten Neuerscheinungen gelegentlich zu besprechen.

Elsners Taschenbuch für den bautechnischen Eisenbahndienst 1953, 25. Jahrgang. 512 S. mit zahlreichen Bildern. Frankfurt a. M. / Berlin 1953, Dr. Arthur Teitzlaff-Verlag. Geb. 5,— DM.

Preise für Eisen, Stahl und Metalle. Rohmaterial, Halbzeug, Fertigerzeugnisse. Altmaterial im Werkgeschäft und Lagerverkauf. Zusammenestellt von Paul Herrmann. 4. Aufl. XLVIII, 176 S. Essen 1953, W. Girardet. Geb. 9,80 DM.

100 Jahre Staatsbauschule Nienburg-Weser, 1853 bis 1953. XIX, 193 S. mit zahlreichen Bildern. Herausgegeben im Juli 1953 von der Staatsbauschule Nienburg-Weser in Zusammenarbeit mit dem Rühmkorffbund.