

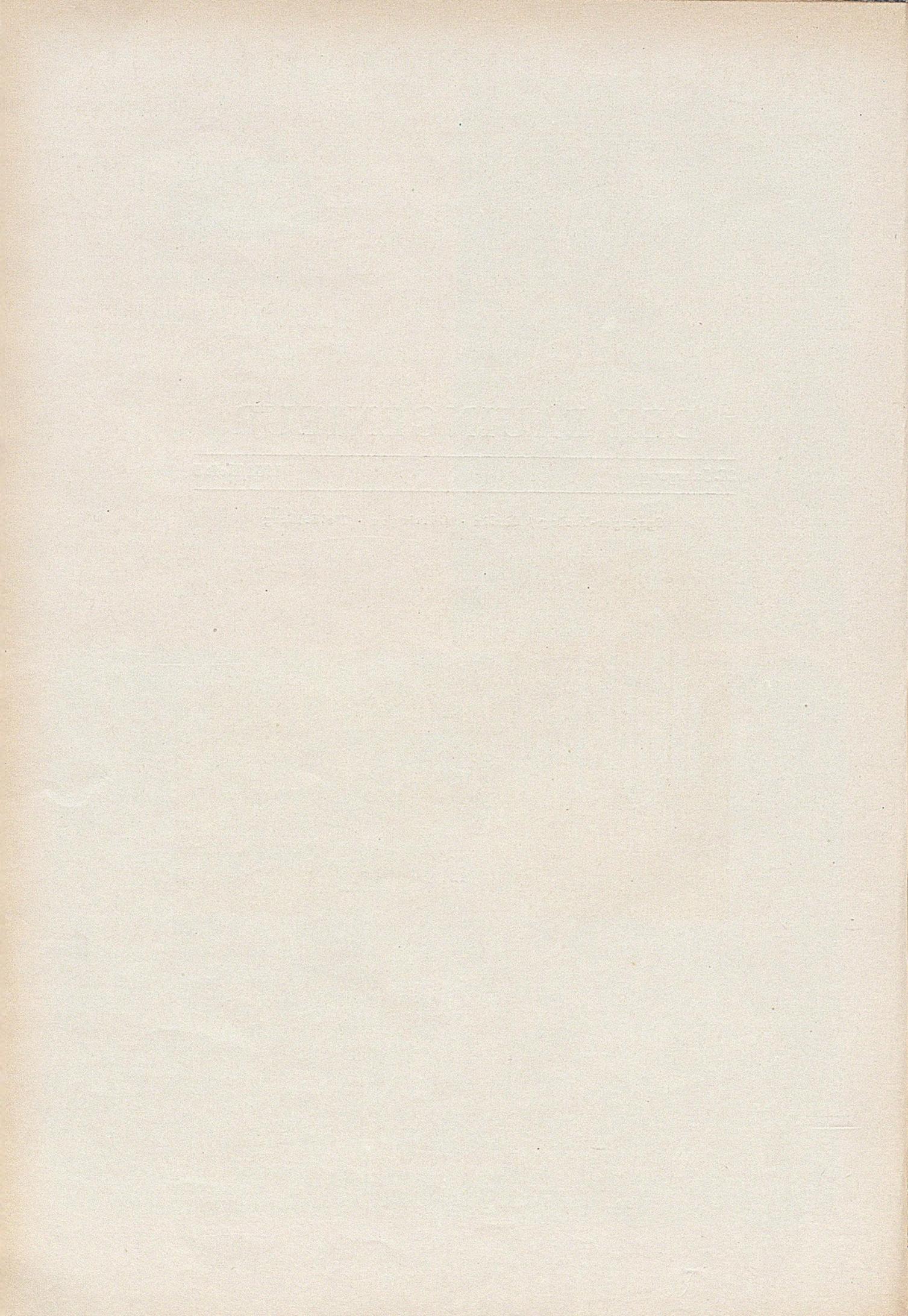
DER BAUINGENIEUR

27. Jahrgang

1952/Heft 5

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg





Dywidag - Spannbeton.

Von Dr.-Ing. Ulrich Finsterwalder, München.

Vorbemerkung. In der vorliegenden Abhandlung ist besonderer Wert auf eine begrifflich klare Herausarbeitung der Grundlagen des vorgespannten Betons und seines Verhältnisses zum klassischen Stahlbeton gelegt. Hierzu hat mir mein Kollege Dipl.-Ing. Reinhard Jecht wertvolle Vorarbeiten zur Verfügung gestellt.

1.1 Grundlagen des vorgespannten Betons. Entwicklung und Charakteristik des Dywidag-Spannbetons.

Der Grundgedanke des Spannbetons, nämlich dem Beton durch hochwertige, in gespanntem Zustand einbetonierte Stahlstäbe eine solche Vorspannung zu geben, daß er die aus den Lasten herrührenden Dehnungen rissefrei mitmachen kann, ist so alt wie der Stahlbeton. Der Grundgedanke des Spannbetons entsprang der Erkenntnis, daß der mit dem Beton durch Haftung zusammenwirkende Stahl bei wirtschaftlicher Ausnutzung seiner Festigkeit eine größere Dehnung hat als sie der Beton ohne Ribbildung mitmachen kann. Will man also eine

Konstruktion völlig rissefrei halten, was in vielen Fällen erwünscht oder notwendig ist, so darf der Stahl nur verhältnismäßig niedrig beansprucht werden. Daraus ergibt sich weiter, daß die Festigkeiten moderner, höherwertiger Stähle überhaupt nicht ausgenützt werden können. Die Beschränkung auf niedrige Stahlspannungen führt aber zu großen Stahlquerschnitten, zwingt bei großen Spannweiten oder Belastungen zu starker Massierung von Eisen und setzt dem klassischen Stahlbeton mit nicht vorgespannter Bewehrung seine natürlichen Grenzen.

Die Wirkungsweise des Spannbetons beruht nun auf dem Kunstgriff, die Dehnungsfähigkeit des Betons dadurch zu vergrößern, daß man ihm eine negative Vordehnung gibt, ihn also unter eine Druckvorspannung setzt, die sich den aus äußeren Lasten herrührenden Spannungen überlagert. Unter dem Einfluß der äußeren Lasten wird nun zunächst die Druckvorspannung und damit die negative Vordehnung abgebaut, und dann erst treten bei weiterer Laststeigerung Zugspannungen und Zugdehnungen auf. Die negative Vordehnung und damit die Druckvorspannung im Beton wird durch Stahlstäbe erzeugt, die, bevor sie zum Zusammenwirken mit dem Beton kommen, auf Zug vorgespannt werden und ihre

Zugkraft auf den Beton nach seiner Erhärtung abstützen. Für diese Eintragung von Druckkräften in den Beton kann man selbstverständlich hochwertige Stähle verwenden und deren Festigkeit in den zulässigen Grenzen voll ausnützen, was beim klassischen Stahlbeton aus den angegebenen Gründen unmöglich ist. Es ist einleuchtend, daß man die Druckvorspannung und damit die rissefreie Dehnungsfähigkeit des Betons durch Eintragung entsprechender großer Druckkräfte so weit steigern kann, wie es die Betondruckfestigkeit zuläßt. Es wäre aber wirtschaftlich falsch, mit den Druckvorspannungen höher zu gehen als es zur einwandfreien Erstellung des Bauwerks

jeweils notwendig ist. Höhere Druckvorspannungen erfordern entsprechend höhere Zugkräfte in den Stahlstäben und damit größere Stahlquerschnitte und Stahlgewichte. Es ginge ohne Frage zu weit, allgemein eine so hohe Druckvorspannung des Betons zu verlangen, daß diese bei der Belastung höchstens bis auf Null abgebaut wird, mit anderen Worten: zu verlangen, daß die dem Beton innewohnende Dehnfähigkeit

auch in dem Bereich, in dem der Beton die Dehnung rissefrei mitmachen kann, nicht mit in Anspruch genommen werden soll. Ein solches Verlangen würde logisch zu der Konsequenz führen, daß der klassische Stahlbeton mit nicht vorgespannter Bewehrung, bei dem die Dehnfähigkeit und die Zugfestigkeit des Betons stets in Anspruch genommen werden, meistens sogar über die Ribgrenze hinaus, in Zukunft grundsätzlich überhaupt nicht mehr zugelassen werden dürfte. Daran ist aber natürlich nicht zu denken, nachdem diese Bauweise sich in den ihr gezogenen konstruktiven Grenzen seit Jahrzehnten bewährt hat. Auf Grund dieser Überlegungen entspricht die „beschränkte Vorspannung“, bei welcher die Dehnfähigkeit des Betons in Anspruch genommen wird, den Eigenschaften des Baustoffs. Die Forderung nach „voller Vorspannung“ dagegen, die Zugdehnungen grundsätzlich ausschließt, schränkt die durch den Baustoff gegebenen Möglichkeiten ein.

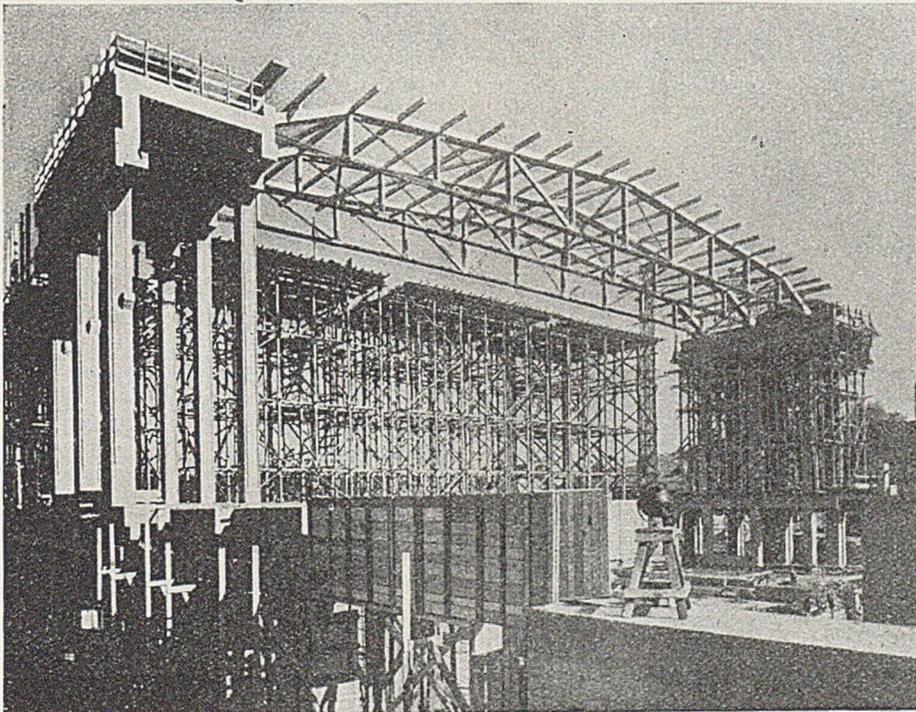


Abb. 1. Festhalle Weimar.

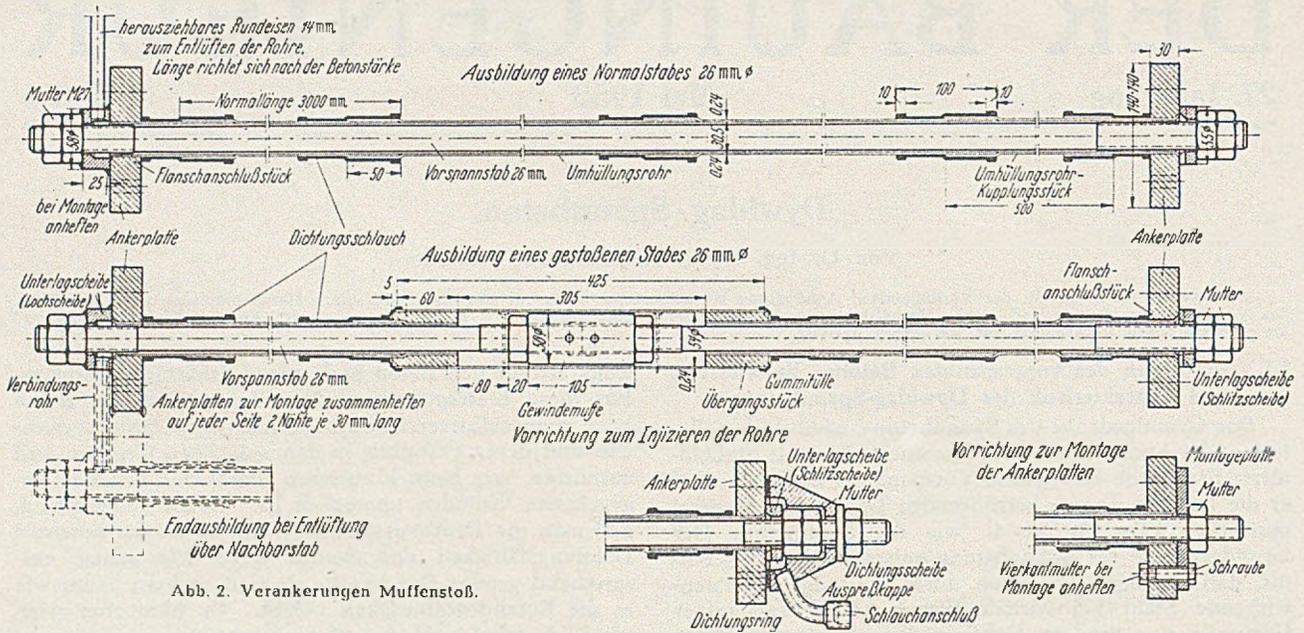


Abb. 2. Verankerungen Muffenstoß.

Man unterscheidet grundsätzlich zwei Arten des Spannbetons, je nachdem, ob sich die vorgespannten Stahlstäbe im fertigen Bauwerk mit dem Beton im Verbund befinden, oder ob ein solcher Verbund nicht vorliegt und die Stahlstäbe ihre Zugkräfte nur an den Stabenden durch entsprechende Verankerungen auf den Betonkörper abgeben. Man spricht dann von

Spannbeton mit Verbund und
Spannbeton ohne Verbund

und hat bei Spannbeton mit Verbund wieder zu unterscheiden, ob die Stahlstäbe bereits vor dem Einbringen und Erhärten des Betons vorgespannt werden, wofür dann künstliche Widerlager, z. B. in der Form von Spannbetten, gebraucht werden oder ob die Stahlstäbe zunächst ohne Vorspannung, jedoch längsbeweglich, in den Beton-

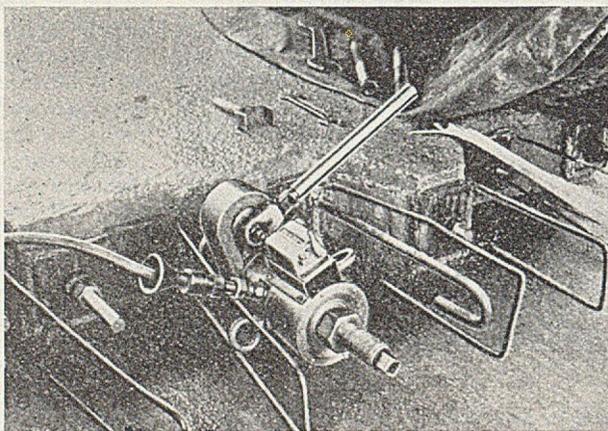


Abb. 3. Vorspannpresse.

körper eingelegt und erst nachträglich gegen den erhärteten Beton gespannt und durch Injizieren von Zementleim in Verbund mit dem Beton gebracht werden. In letzterem Falle spricht man von Spannbeton mit nachträglichen Verbund [1].

Die Firma Dyckerhoff & Widmann K.G. hat Spannbeton ohne und mit Verbund schon seit vielen Jahren in Großausführung zur Anwendung gebracht. Die erste und zugleich ungewöhnlich kühne Anwendung von Spannbeton ohne Verbund ist die im Jahre 1936 nach den Entwürfen von Prof. Dischinger gebaute Brücke in Aue (Sachsen), die mit ihren 69 m Spannweite seinerzeit die weitestgespannte Massivbalkenbrücke der Welt war [2]. Eine weitere sehr bemerkenswerte Großausführung in Spann-

beton ohne Verbund sind die nach den Entwürfen von Prof. R ü s c h als Fachwerkträger ausgebildeten, 30 m weit gespannten Kranbahnträger des Stahlwerks Königshütte mit Belastungen, die dem dreifachen Gewicht eines Güterzuges entsprechen. Die Vorspannung wird hier mit Stahlseilen bewirkt [3].

Das Konstruktionsprinzip des Spannbetons mit Verbund wurde seit 1936 in zahlreichen Großausführungen, und zwar in der besonderen Form der vorgespannten Fachwerkträger und der unterspannten Träger, Bauart Finsterwalder, angewendet. Bei diesen Konstruktionen bilden gedrückte Teile des Bauwerks — beim Fachwerk die Druckstäbe — gewissermaßen ein Spannbett, und es entsprechen die unter Zugbeanspruchung stehenden, zunächst nicht ummantelten Bewehrungsglieder den vorzuspannenden Stahlstäben. Die Vorspannung dieser Stahlstäbe wird in besonders eleganter und wirtschaftlicher Form dadurch bewirkt, daß diese Stäbe beim Ausrüsten selbsttätig unter Zugvorspannung gesetzt werden, wobei zur Erhöhung der Vorspannung in einfachster Weise zusätzliche Lasten vorübergehend aufgebracht werden können. Die so unter Vorspannung gesetzten Stahlstäbe werden dann einbetoniert. Ein eindrucksvolles und anschauliches Beispiel hierfür ist die im Bild gezeigte Festhalle in Weimar mit ihren weitgespannten Fachwerkträgern. Abb. 1. Sehr häufig und besonders wirtschaftlich sind derartige vorgespannte Fachwerkträger beim Bau von großräumigen, weitgespannten Flugzeughallen nach der Zeiß-Dywidag-Schalbauweise zur Anwendung gelangt [4].

Da das Anspannen der Stahlstäbe vor dem Erhärten des Betons stets die Schaffung künstlicher Widerlager zur vorläufigen Aufnahme der Zugkräfte erfordert, ist dieses Verfahren für die Ausführung von Bauwerken nur in Sonderfällen wie den erwähnten Fachwerkträgern wirtschaftlich anwendbar und im übrigen vorzugsweise auf die Herstellung von Fertigteilen beschränkt, bei denen sich das Spannbett durch häufige Benützung bezahlt macht.

Die größten Möglichkeiten der konstruktiven Gestaltung und der wirtschaftlichen Anwendung bei Bauwerken liegen heute im Spannbeton mit nachträglichem Verbund. Die Firma Dyckerhoff & Widmann K.G. entwickelte aus diesem Konstruktionsprinzip nach Ideen des Verfassers den bekannten Dywidag-Spannbeton, der sich in großem Umfang im Industrie- und Brückenbau eingeführt hat. Als Vorspannbewehrung wird ein neuer, vom Hüttenwerk Rheinhausen entwickelter und gelieferter naturharter Spezialstahl mit der Bezeichnung „Stahl 90“ verwendet.

Dieser hat eine Bruchfestigkeit von mindestens 9000 kg/cm^2 und eine Streckgrenze von rd. 6500 kg/cm^2 . Er zeichnet sich besonders durch seine sehr hohe Kriechgrenze aus, die bei 5500 kg/cm^2 liegt [5]. Die Stahlstäbe, deren Durchmesser einheitlich 26 mm beträgt, haben an den Enden Gewinde, die jedoch nicht eingeschnitten, sondern aufgerollt sind. Das Aufrollen ist ein Walzvorgang, der sich unter hohem Druck abspielt und bei dem der Stabquerschnitt im Bereich des Gewindes nicht geschwächt wird. Durch das Walzen werden die Gewindegänge durch Kaltverformung zur Hälfte in den Stabquerschnitt hineingepreßt, zur anderen Hälfte wird das Material über den Ausgangsquerschnitt des Stabes hinausgequetscht. Bei dieser Art der Gewindeherstellung wird also im Gegensatz zum Einschnitten der Gewinde kein Material abgetragen. Das Gewinde kann die gleiche Kraft übernehmen wie der volle Stab, weil die geringe Querschnittsverkleinerung beim Einpressen der Gewinde voll aufgewogen wird durch die Vergütung des Materials, die als Folge der Kaltverformung unter hohem Druck eintritt. Dieses Verfahren der Gewindeherstellung hat sich im Maschinenbau seit langem einwandfrei bewährt. Nachdem die Stahlstäbe an den Enden ein Gewinde haben, können die Kräfte aus den Stahlstäben sehr einfach mit Ankerplatten aus Stahl und üblichen Schraubenmuttern auf den Beton übertragen werden. Diese Kraftübertragung, von der die Sicherheit der gesamten Konstruktion abhängt, geschieht also mit bewährten Mitteln. Sie ist in jeder Beziehung klar und zuverlässig und erlaubt eine genaue Einstellung des Maßes, um das der Bewehrungsstab aus dem Beton herausgezogen werden muß.

Die Bewehrungsstäbe werden vor dem Verlegen mit dünnwandigen, wasserdichten Blechrohren überzogen, deren Durchmesser 4 mm größer ist als der Stabdurchmesser. Mit dieser dichten Rohrumhüllung versehen, werden die Stäbe nun in die Schalung verlegt und einbetoniert; sie bleiben demzufolge auch in dem erhärteten Beton längsbeweglich; nach ausreichender Erhärtung des Betons werden sie mit einem hydraulisch wirkenden Spanngerät auf die vorberechnete Spannung gebracht (Abb. 2 u. 3). Der Kolben des Spanngeräts greift dabei an dem mit einer Spindel verlängerten Gewindeende an, während sich der Zylinder auf die stählerne Ankerplatte abstützt. Durch Betätigung der Presse wird der Stahlstab so weit aus dem Betonkörper herausgezogen, wie es der Verlängerung des Stabes bei der beabsichtigten Stahlspannung zuzüglich der Verkürzung des Betons entspricht. Als dann wird die Mutter gegen die Ankerplatte angedreht und legt den Stab in gespanntem Zustand gegen die Unterlagsplatte fest. Die Spannung jedes einzelnen Stabes wird hierbei durch Manometerablesung kontrolliert, so daß eine unbeabsichtigte Beanspruchung der Stäbe über die Streckgrenze hinaus ausgeschlossen ist. Da der Weg, um den der Stab aus dem Beton herausgezogen wird, als Differenzmaß zwischen dem Überstand des Stabendes über die Ankerplatte vor und nach dem Anspannen festgestellt und in nachprüfbarer Weise in Protokollen festgehalten wird, kann die Durchführung der Vorspannarbeiten zuverlässig beaufsichtigt und auch nach Beendigung der Arbeiten durch Kontrollen nachgeprüft werden. Bei dieser Kontrolle kann man sich mit Rücksicht auf die alle Einzelheiten enthaltenden Protokolle auf Stichproben beschränken. Gerade Armierungsstäbe werden im allgemeinen nach einer Seite herausgezogen und angespannt. Bei gekrümmten Stäben kann es zur Verkleinerung der an sich geringen Reibungsverluste bei der Bewegung der Stahlstäbe in den Umhüllungsrohren zweckmäßig sein, den Stab nach beiden Seiten herauszuziehen. Die richtige Beurteilung und Berücksichtigung der Reibungswiderstände zur Vermeidung von unerkannten Reibungsverlusten ist für das Gelingen der Ausführung von ausschlaggebender Bedeutung. Beim Dywidag-Spannbeton liegt jeder Rundstab einzeln in einem ebenfalls runden Blechkanal von

4 mm größerem Durchmesser. Es gleitet Eisen auf Eisen in klar bestimmter Lagerung, die auch während des Anspannens erhalten bleibt. Die Reibungsverhältnisse lassen sich daher rechnerisch sauber erfassen. Feststellungen bei Bauausführungen haben bestätigt, daß die beim Anspannen auftretenden Widerstände mit den vorausberechneten Reibungswiderständen übereinstimmen. Nach dem Anspannen der Eisen wird in den Raum zwischen Stahlstab und Umhüllungsrohr Zementleim von geeigneter Konsistenz eingepreßt und hierdurch der Verbund zwischen vorgespanntem Stahl und Beton einwandfrei hergestellt.

Beim Dywidag-Spannbeton trägt jeder Spannstab von 26 mm Durchmesser eine Druckkraft von 20 t in den Beton ein. Das bedeutet, daß auch verhältnismäßig kleine Vorspannkräfte, wie sie z. B. bei der Quervorspannung von Brückenfahrbahnen und Konstruktionsgliedern im Hochbau vorkommen, einfach und wirtschaftlich eingetragen werden können. Aus der Kraftereinheit von 20 t je Stab ergibt sich andererseits, daß große Vorspannkräfte von einer Vielzahl von Spannstäben übernommen werden. Diese Aufteilung großer Spannkräfte auf zahlreiche Spannstäbe gibt dem Konstrukteur die Möglichkeit, die Spannstäbe im Querschnitt so anzuordnen, wie zweckmäßigerweise es dem Spannungsbild entspricht, mit anderen Worten: die Druckkräfte in diejenigen Querschnittsteile oder Zonen unmittelbar einzuführen, wo sie gebraucht werden. Die Spanneisen können also nach den Grundsätzen des klassischen Stahlbetons gut im Beton verteilt angeordnet werden und die Kräfte unmittelbar dort übernehmen, wo sie auftreten. Das hat zur Folge, daß Zusatzbewehrung aus schlaffem Stahl zur Durchsetzung des Betons und Heranführung der Kräfte an die Spannstäbe nur in geringer Menge benötigt wird.

Der Spannungszustand in einer Spannbetonkonstruktion läßt sich am besten übersehen und beurteilen, wenn man ihn als die Resultierende zweier Teilspannungszustände auffaßt, nämlich des Teilspannungszustandes I, der sich aus ständiger Last, Verkehrslast, Temperatur, Schwinden und dem diesem Teilspannungszustand zugehörigen Kriechen ergeben würde, und des Teilspannungszustandes II, der aus den künstlich eingebrachten Vorspannkräften sowie dem diesem Teilspannungszustand zugehörigen Kriechen entstehen würde. Dabei sind für die Ermittlung und Betrachtung jedes der beiden Teilspannungszustände die Querschnitte des Tragwerksbalkens als homogen anzunehmen, also nach Stadium I der klassischen Stahlbetontheorie zu betrachten, auch wenn die Spannungsgrößen aus einem Teilspannungszustand für sich nicht mit den Voraussetzungen für Stadium I verträglich sind. Das ergibt sich daraus, daß die Teilspannungszustände stets gleichzeitig auftreten und für die aus ihnen resultierenden Spannungen die Querschnitte homogen wirken, weil die Konstruktionen, den Grundanforderungen des Spannbetons entsprechend, mindestens bis zur Gebrauchslast rissfrei bleiben müssen.

Der Konstrukteur sucht nun im Bauwerk einen Zustand zu schaffen, bei dem sich die beiden Teilspannungszustände möglichst weitgehend kompensieren. Da beide Teilspannungszustände veränderlich sind, müssen die für jeden Punkt der Konstruktion jeweils ungünstigsten Kombinationen der Teilspannungszustände gesucht und zusammengesetzt werden. Die Kunst des Konstrukteurs besteht nun darin, durch entsprechende Formung des Bauwerks resultierende Spannungszustände für die Gebrauchslast zu erreichen, bei denen die zulässigen Spannungen nicht überschritten, aber möglichst ausgenützt werden. An jedem Punkt der Konstruktion werden hierbei zwei Grenzspannungszustände auftreten, an den kritischen Punkten wird man die größte zulässige Druckspannung sowie die größte zulässige Zugspannung auszunützen versuchen. Die statischen Forderungen und die sonstigen Gestaltungswünsche sind hierbei im einzelnen

gegeneinander abzuwägen und abzustimmen. Jedenfalls aber ergibt sich, daß der resultierende Spannungszustand stets klein sein wird im Verhältnis zu jedem der beiden Teilspannungszustände. Daraus folgt, daß ein Fehler bei der Beurteilung des Teilspannungszustandes I oder der Herstellung des Teilspannungszustandes II sich bei dem resultierenden Spannungszustand prozentual erheblich stärker auswirken muß, als er prozentual bei dem Teilspannungszustand ist. Daraus ergibt sich weiter, daß es ausschlaggebend wichtig ist, beide Teilspannungszustände richtig zu erfassen, d. h. den Einfluß aus ständiger Last und Verkehrslast zutreffend zu ermitteln und die Vorspannung genau der Rechnung entsprechend einzubringen. Diese Überlegungen zeigen weiter, daß Spannbetonkonstruktionen gegenüber Ungenauigkeiten der Berechnung oder Ausführung oft empfindlicher sind als Konstruktionen des klassischen Stahlbetons.

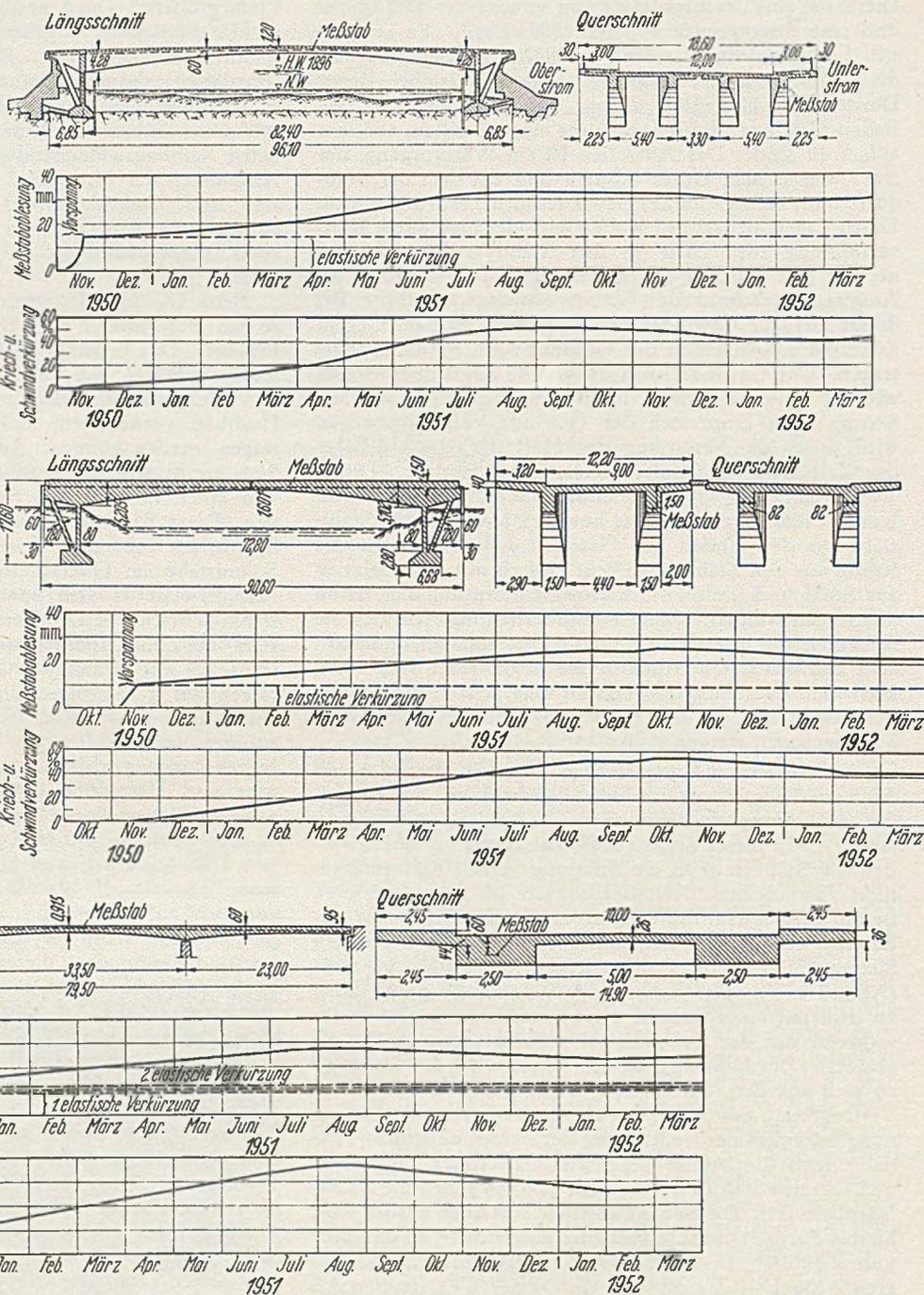


Abb. 3a, b, c. Kriechmessungen der Brücken Ulm, Augsburg und Landshut.
(Kriech- u. Schwindverkurzung in % des nach den „Richtlinien“ errechneten Endwertes.)

Die grundsätzliche Kompensierung oder Ausbalancierung der beiden Teilspannungszustände gilt für den Spannungszustand bis zur Gebrauchslast unter Berücksichtigung der Belastungsschwankungen unterhalb der Gebrauchslast. Jedes Bauwerk muß aber auch auf sein Verhalten oberhalb der Gebrauchslast untersucht werden, um die Sicherheit gegen Bruch oder ernste Beschädigung festzustellen, und zwar unabhängig davon, ob rechnerisch oder theoretisch eine Überlastung möglich erscheint oder nicht. Beim Spannbeton ist der Nachweis der Sicherheit für die 1,75fache Gebrauchslast zu führen, was den Sicherheitsanforderungen an übliche Stahlkonstruktionen entspricht, bei denen auch erst bei einer solchen Überlastung die Streckgrenze und damit die Grenze des Beginns ernster Beschädigungen erreicht werden darf und erreicht wird. Eine Untersuchung der Spannungszustände beim Spannbeton im Bereich zwischen der einfachen Gebrauchs-

last und der 1,75fachen Gebrauchslast führt zu wichtigen Erkenntnissen und Folgerungen, die sich in erster Linie daraus ergeben, daß der Teilspannungszustand II „Vorspannung“ durch die Laststeigerung nicht berührt wird. Hieraus folgt, daß der aus den zwei Teilspannungszuständen resultierende Spannungszustand nicht proportional mit einer Laststeigerung anwächst, sondern viel schneller, wenn nicht vorher der Verbund hergestellt worden ist.

Im Lastfall „Eigengewicht plus Vorspannung“ spielt der Verbund keine Rolle, da die Vorspannkräfte ja unter Ausschaltung des Verbunds eingebracht und nur an den Enden der Spannstäbe verankert werden. Allein von diesen Verankerungsstellen und von den gekrümmten Stellen der Stäbe werden Drücke auf den Beton abgegeben. Für jede über den Lastfall „Eigengewicht plus Vorspannung“ hinausgehende Beanspruchung jedoch und für

die Sicherheit des Bauwerks ist der Verbund von grundlegender Bedeutung.

Die Verbundwirkung beruht im wesentlichen auf der Haftung zwischen den vorgespannten Zugorganen und dem Beton, d. h. die Tragwirkung der Konstruktion beruht in diesem Lastbereich auf den gleichen Grundlagen und Voraussetzungen wie beim klassischen Stahlbeton. Hieraus ergibt sich, daß alle Ergebnisse und Regeln, die beim klassischen Stahlbeton für die Anordnung und Verteilung der Bewehrung im Hinblick auf den Verbund gelten, auch beim Spannbeton im Bereich der rechnerischen Gebrauchslast befolgt werden müssen, wenn die Spannbetonkonstruktion in diesem Bereich denselben Güteanforderungen entsprechen soll, wie sie vom klassischen Stahlbeton verlangt werden. Eine Abweichung von den bewährten Regeln ist hier um so weniger zu vertreten, als mit Spannbeton viel größere Spannweiten und viel kühnere Konstruktionen ausgeführt werden als mit dem klassischen Stahlbeton.

Wenn diese Gesichtspunkte zunächst auch nur für den Bereich oberhalb der rechnerischen Gebrauchslast gelten, so ist doch zu beachten, daß darüberliegende Spannungszustände nicht etwa nur durch eine Überschreitung der effektiven Gebrauchslasten eintreten können, sondern ebenso die Wirkung von ungenau eingebrachten Vorspannkraften, unvorhergesehenen Abweichungen von den Rechnungsannahmen, z. B. bei Stützensenkungen oder beim Ausrüsten, sein können. Sie können schließlich auftreten als Folge anderer unvorhersehbarer Einflüsse und Unzulänglichkeiten, mit denen bei jeder Konstruktion gerechnet werden muß und denen eben durch den in den Vorschriften verankerten Sicherheitsgrad Rechnung getragen werden muß.

Eine zuverlässige Kraftübertragung durch Haftung ist jedenfalls dann gesichert, wenn die einzelnen Vorspannstäbe hinsichtlich Querschnitt und Größe der Stabkraft und ihrer Verteilung im Betonquerschnitt etwa den Verhältnissen entsprechen, wie sie im klassischen Stahlbeton üblich und bewährt sind. Beim Dywidag-Spannbeton entspricht ein Stab von 26 mm Dicke aus St 90 einem Stab von 42 mm Dicke aus Betonstahl I. Bis zu Durchmessern dieser Größe hat sich im klassischen Stahlbeton die Kraftübertragung durch Haftung bewährt. Es ist aber bestimmt nicht leicht, eine Kraftübertragung durch Haftung sicherzustellen, wenn Biegezugkräfte von tausend oder mehreren tausend Tonnen in einem Zugorgan konzentriert sind. Man muß sich vorstellen, daß einer Kraftübertragung von 1000 t in einem Zugorgan die Verwendung eines Rundstabs aus Betonstahl I von 300 mm Durchmesser im klassischen Stahlbeton entsprechen würde und bei 4000 t Zugkraft der Rundstab aus Betonstahl I bereits einen Durchmesser von 600 mm haben würde.

Sofern und soweit aber eine Kraftübertragung vom Zugorgan auf den umgebenden Beton nicht angenommen werden kann oder nicht möglich ist, müssen die Kräfte voll durch zusätzliche schlaife Bewehrung nach den Bemessungsgrundsätzen des klassischen Stahlbetons aufgenommen werden. Man steht also vor der Frage, ob man zwecks Erzielung eines einwandfreien Verbundes durch Haftung die Vorspannkraft in einer Vielzahl kleiner Einzelkräfte und unmittelbar dort in den Beton eintragen will, wo die aus dem Teilspannungszustand I herrührenden Zugkräfte im Beton tatsächlich auftreten oder ob man die Kräfte stark konzentriert und dann wegen der fehlenden Haftungsübertragung mit einer starken Zusatzbewehrung aus schlaffen Stählen arbeiten soll.

Bei den ersten Versuchen mit Spannbeton, die von Koenen angestellt wurden, machte man die Erfahrung, daß die Vorspannung im Laufe der Zeit stark zurückging. Später erkannte man als Ursache des Spannungsrückganges das Schwinden und Kriechen des Betons und das Kriechen des Stahls. Solange man diese Einflüsse nicht

genau kannte und nicht in der Lage war, ihre Größe sicher abzuschätzen, war es naheliegend und grundsätzlich richtig, dem Verlust an Vorspannung durch eine möglichst hohe Vordehnung des Stahls, also durch Verwendung von sehr hochfesten Stählen und Drähten, entgegenzuwirken. Auf diese Weise kann man in jedem Fall die Güte der Konstruktion bis zur rechnerischen Gebrauchslast sicherstellen.

Inzwischen ist man aber durch systematische Versuche und auf Grund langjähriger Erfahrungen in der Lage, die Größe des Kriechens und Schwindens sicher vorauszusagen und durch geeignete Herstellung des Betons und des Stahls zu beherrschen und sogar zu beeinflussen; man kann daher diese Einflüsse heute einwandfrei in der Berechnung berücksichtigen. Die in den „Richtlinien“ enthaltenen Werte haben auch neuerdings durch Langzeitmessungen, die an drei Brücken (Ulm, Augsburg, Landshut, Abb. 3) laufen und übereinstimmende Ergebnisse zeigen, ihre Bestätigung gefunden. Es liegt daher keine Veranlassung vor, das Kriechen und Schwinden als Einflüsse unbekannter Größe zu behandeln. Der Konstrukteur braucht, unter dem Gesichtspunkt des Kriechens und Schwindens gesehen, die erste Vorspannung nur so hoch zu wählen, daß nach Beendigung des vorausberechneten Schwindens und Kriechens im Bauwerk noch die rechnungsmäßig erforderliche Vorspannung dauernd sicher vorhanden ist. Eine vorsorglich höhere Vorspannung ist heute nicht mehr erforderlich; ja, es stellt sich die Frage, ob nicht extrem hohe Werte der Vorspannung im Stahl, zu denen man veranlaßt sein kann, um die Spannungsumlagerung aus Kriechen und Schwinden grundsätzlich in möglichst kleinen Grenzen zu halten, zur Folge haben, daß man Nachteile in anderer Hinsicht in Kauf nehmen muß. Eine Untersuchung des Bereichs zwischen Gebrauchslast und 1,75facher Gebrauchslast zeigt, daß in der Tat Wirkungen eintreten, die die Zweckmäßigkeit einer überhöhten Stahlspannung in Frage stellen können und einen Mittelweg für die zu wählenden Stahlspannungen nahelegen. Das ergibt sich aus folgenden Überlegungen:

Beim Übergang von der Gebrauchslast zur 1,75fachen Gebrauchslast wachsen die Spannungen der bei Gebrauchslast in Verbund gebrachten Vorspannstäbe und es entstehen in den Stäben Dehnungen, die dem Spannungszuwachs entsprechen. Dieser Spannungszuwachs und die zugehörige Dehnung sind bei sonst gleichen Verhältnissen um so größer, je größer die Ausgangsspannung bei der Gebrauchslast gewählt wurde, weil umgekehrt proportional der Ausgangsspannung weniger Stahlquerschnitt vorhanden ist. Hieraus folgt, daß, je größer die Ausgangsspannung in den vorgespannten Zugorganen ist, desto eher der Zustand eintreten wird, daß der Beton die zugehörigen Dehnungen nicht mehr rissfrei mitmachen kann. Bei Verwendung von St 90 steigt beim Übergang von der Gebrauchslast zur 1,75fachen Gebrauchslast die Stahlspannung von ca. 4500 kg/cm² auf rd. 6500 kg/cm², also um rd. 2000 kg/cm² an. Die diesem Spannungszuwachs entsprechende Eisendehnung von 1 mm je 1 m führt zu Rissen im Beton, die, wie Versuche gezeigt haben, etwa 10 cm Abstand haben und jeweils nur 0,10 mm breit sind. Die Risse sind also im Bruchzustand einer Spannbetonkonstruktion mit St 90 nicht breiter oder häufiger als beim klassischen Stahlbeton im rechnerischen Gebrauchszustand. Dieses ausgezeichnete Verhalten bei der rechnerischen Bruchlast ist, wie die obigen Überlegungen zeigen, nur bei der Anwendung einer Ausgangsspannung mittlerer Größe zu erreichen und rechtfertigt es ohne Frage, darauf zu verzichten, durch Wahl einer höheren Ausgangsspannung des Stahls eine geringere Änderung des Spannungszustandes als Folge des Kriechens und Schwindens erkaufen zu wollen. Dabei ist zu berücksichtigen, daß höhere Ausgangsspannungen im Stahl zu kleineren Stahlquerschnitten führen und demzufolge das Trägheitsmoment des Querschnitts, das zur Aufnahme der Be-

lastungsschwankungen zur Verfügung steht, entsprechend kleiner ist. Durch diese Tatsache wird der theoretisch für den Zustand der Gebrauchslast vorhandene Vorteil der höheren Ausgangsspannung auch für diesen Lastbereich mehr oder weniger vollständig wieder aufgehoben.

Stähle mit mehr als 100 kg/cm² Festigkeit können zur Zeit wirtschaftlich nur in verhältnismäßig kleinen Durchmessern hergestellt werden, so daß ein Einzelstab nur wenige Tonnen Tragkraft besitzt. Man wird daher aus wirtschaftlichen Gründen mehrere oder viele Stäbe in einem Zugorgan vereinigen müssen, wodurch schwer zu lösende ausführungstechnische Aufgaben entstehen, die besonders die gleichmäßige Verteilung der Kräfte auf die Einzelstäbe und die zuverlässige Herstellung des Verbundes betreffen. Insbesondere beim Ziehen um Krümmungen ist es schwierig, die quer zur Achse des Zugorgans infolge seiner Gliederung auftretenden Querdrücke zu beherrschen und eine Haftübertragung von den inneren auf die äußeren Glieder des Zugorgans sicherzustellen.

Vorstehend wurde gezeigt und bewiesen, daß Ausgangsspannungen mittlerer Größe, wie sie beim Spannbeton mit St 90 angewandt werden, in Verbindung mit einem wirklich zuverlässigen Verbund hinsichtlich der Ribbildung im Lastbereich oberhalb der Gebrauchslast besonders günstige Verhältnisse schaffen. Die Risse treten später auf, die Summe der Ribbreiten ist kleiner und der Ribabstand und damit die Breite des einzelnen Risses ist ebenfalls kleiner, als wenn man mit höheren Ausgangsspannungen arbeitet. Diese Tatsachen gestatten es, ohne Beeinträchtigung der Güte und Bruchsicherheit der Konstruktion mit beschränkter Vorspannung zu arbeiten, d. h. die dem Betonmaterial innewohnende Biegezugfestigkeit in den zulässigen Grenzen in Anspruch zu nehmen. Das bedeutet zunächst, daß die in den Querschnitt einzu- tragende Druckkraft und damit die Zugkraft in den Zugorganen niedriger gehalten werden können, also Material gespart werden kann. Das bedeutet weiterhin, daß die Zugorgane in Querschnittszonen liegen, in denen die Druckspannung und demzufolge das Kriechen des Betons entsprechend kleiner ist und daß daher auch der Spannungsabfall durch Kriechen in den Zugorganen kleiner ist als bei höherer Ausgangsspannung. Die Druckvorspannung des Betons in den Zonen der Zugorgane wird um bis zu 30 kg/cm² kleiner und demzufolge der Einfluß des Kriechens entsprechend niedriger sein als bei sogenannter voller Vorspannung. Die Inanspruchnahme der dem Beton innewohnenden Biegezugfestigkeit vergrößert schließlich den für die Aufnahme der wechselnden Momente nutzbaren Spannungsbereich des Querschnitts und gestattet es demzufolge, mit kleineren Querschnitten und schlankeren Konstruktionen zu arbeiten. Auf diese Weise werden manche Konstruktionen überhaupt erst möglich, z. B. solche, die als Konstruktion mit Gelenken wirken, ohne ausgebildete Gelenke zu haben. Im Hinblick auf die von mancher Seite erhobenen Bedenken gegen das Prinzip der beschränkten Vorspannung muß aber nochmals darauf hingewiesen werden, daß selbstverständlich das gewählte Spannbetonssystem die oben entwickelten Voraussetzungen erfüllen muß. Bei der Anwendung hoher, insbesondere extrem hoher Ausgangsspannungen mag die Forderung auf volle Vorspannung durchaus ihre Berechtigung haben.

Im Hinblick auf die Tatsache, daß die Spannstähle bei Vorspannkonstruktionen dauernd unter hohen Spannungen stehen, ist es geboten, die Stäbe und die Verankerungen Dauerprüfungen zu unterwerfen. Bei systematischen Versuchen in Pulsatormaschinen ergab sich für St 90 bei 4500 kg/cm² Grundspannung ein Schwellwert von 700 kg/cm², der beliebig oft ausgehalten wird. Da diese Prüfung wegen der hohen Zahl der Spannungswechsel von 5 Wechseln je Sekunde viel strenger ist als die Beanspruchung im Bauwerk, könnte mit dem Schwellbereich

an die ermittelte Spannungsgrenze von 5200 kg/cm² herangegangen werden. Bei einer Grundspannung von 4500 kg/cm² wird diese Spannungsgrenze aber nicht erreicht, weil in der Praxis des Spannbetons nur Schwellbeanspruchungen von 200—500 kg/cm² vorkommen.

2.1 Straßenbrücken aus Spannbeton.

Spannbeton wurde für die verschiedensten Konstruktionen, am meisten für Brücken, angewendet.

Während früher das Streben nach Gewichtersparnis zu dünnen Fahrbahnplatten und zahlreichen schmalen Quer- und Längsträgern führte, deren Konstruktion und Berechnung unübersichtlich sind, drängt die Anwendung des Spannbetons zu einer Vereinfachung der Gesamtanordnung. Spannbetonbrücken dieser Art bestehen im allgemeinen aus einer dicken, in der Richtung quer zur Brücke vorgespannten Fahrbahnplatte und wenigen, meist nur zwei Längsträgern (Abb. 4). Durch Rechnung und Versuch läßt sich nachweisen, daß der biegesteife Zusammenhang zwischen Platte und Längsträgern für die Lastverteilung genügt, so daß Querträger nur an den Auflagern ausgeführt werden müssen. Da die Fahrbahnplatte in jedem Lastfall und nach jeder Richtung durch Vorspannung rissefrei bleibt, kann die früher erforderliche Dichtung wegfallen. Die Fahrbahnplatte kann unmittelbar befahren oder mit einer Verschleißschicht, z. B. aus Walzasphalt versehen werden.

Die Querbewehrung in der Platte wird dem Verlauf der Momente in sanften Biegungen angepaßt. Die Verankerungen werden in den nach dem Spannen eingebrachten Beton der Gesimse einbetoniert.

Bei der Bewehrung der Längsträger wird der Unterschied gegenüber dem klassischen Stahlbeton sichtbar (Abb. 5). Während bei diesem die Spannungen in den einzelnen Lagen der Bewehrung mit der Entfernung von der Nulllinie veränderlich sind, so daß im allgemeinen nicht mehr als 3 Lagen übereinander angeordnet werden können, werden bei Ausführungen in Spannbeton die Zugkräfte künstlich eingebracht, wobei die Anordnung vieler Lagen von Bewehrung möglich ist. Um den Beton ordnungsgemäß einbringen und verdichten zu können, werden in den Bewehrungen in angemessenen Abständen Schächte und zwischen den einzelnen Bewehrungsstäben ein lichter Abstand von 3 cm belassen. Durch diese Anordnung und die wegen der höheren Festigkeit des Stahls geringere Anzahl der Bewehrungsstäbe erfordert die Zugbewehrung weniger Platz als im klassischen Stahlbeton. Der Träger hat deshalb bei gleicher Tragfähigkeit weniger Gewicht. Hierin ist die Überlegenheit des Spannbetons gegenüber dem klassischen Stahlbeton begründet.

Bei frei aufliegenden Trägern endigt etwa die Hälfte der Bewehrungsstäbe in der Stirnwand des Trägers, die andere Hälfte in der Fahrbahnplatte. Die Eisenführung ist durch die statische Berechnung bestimmt. Die in sanfter Biegung aufgebogenen Eisen nehmen einen Großteil der Querkräfte auf. Der Rest wird durch den Beton mit Schubspannungen getragen. Durch die Druckvorspannung werden die schrägen Zugspannungen an den Auflagern sehr klein. Brücken dieser Art wurden in Starnberg ($L = 21$ m), Lindau ($L = 28$ m) (Abb. 6), Berchtesgaden ($L = 30$ m), Fahlenbach ($L = 28$ m), Zeyern ($L = 12,30 + 29,60$ m) und Wenden ($L = 52,50$ m mit überkragenden Enden) mit Konstruktionshöhen bis zu $H/L = 1/30$ ausgeführt.

Kontinuierliche Träger erfordern vielfach eine Abstufung der Bewehrung. Sie wird in Aussparungen der Fahrbahnplatte vorgenommen, die nach dem Spannen ausbetoniert werden. Über den Stützen, wo sich die vorgespannte Zugzone des Trägers in der Platte befindet, werden die Bewehrungsstäbe möglichst auf die ganze Breite der Platte auseinandergezogen, um die Zugzone gleichmäßig mit Eisen zu durchsetzen. Ein Beispiel einer kontinuierlichen Konstruktion ist die Isarbrücke in Lands-

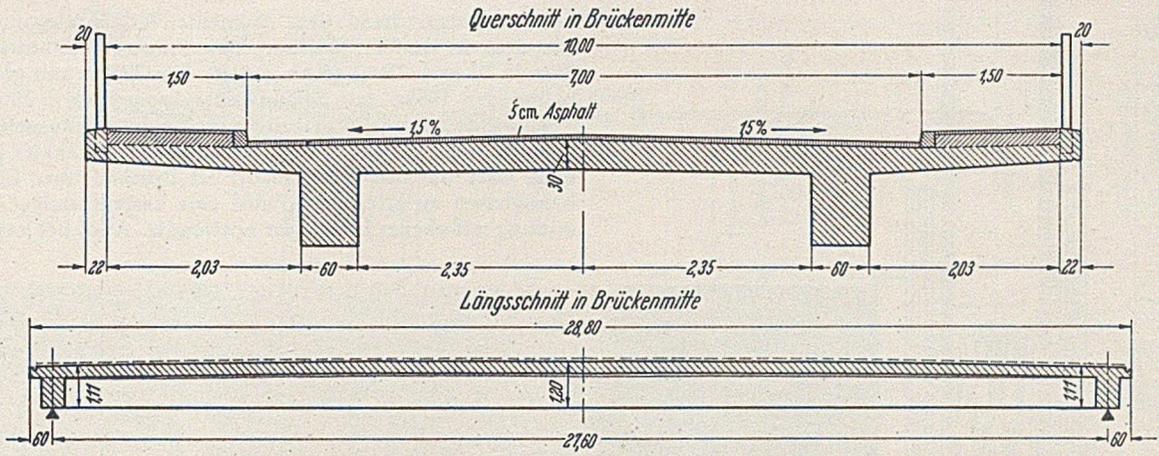


Abb. 4- Laiblachbrücke, Übersicht.

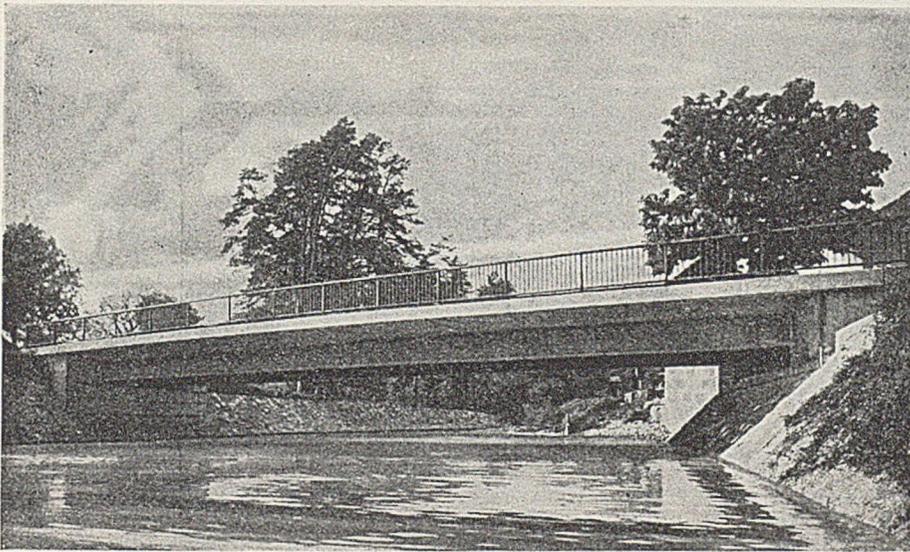


Abb. 6 Laiblachbrücke.

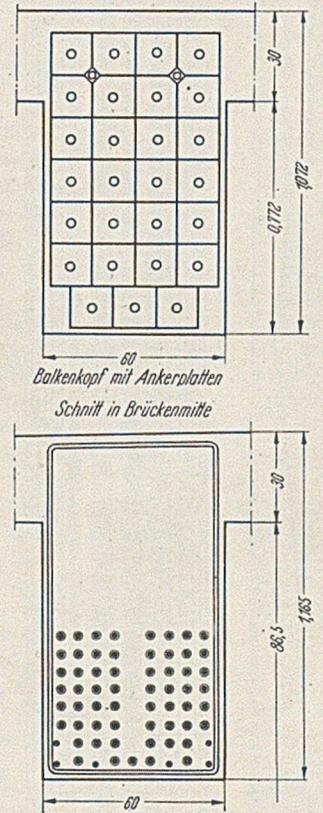


Abb. 5. Laiblachbrücke, Vorspannbewehrung, Längsträger.

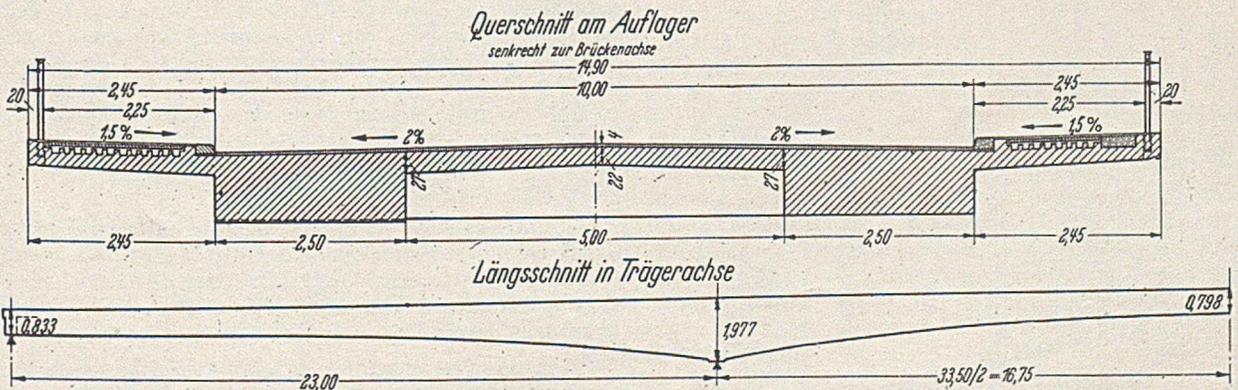


Abb. 7. Isarbrücke Landshut, Schalplan.

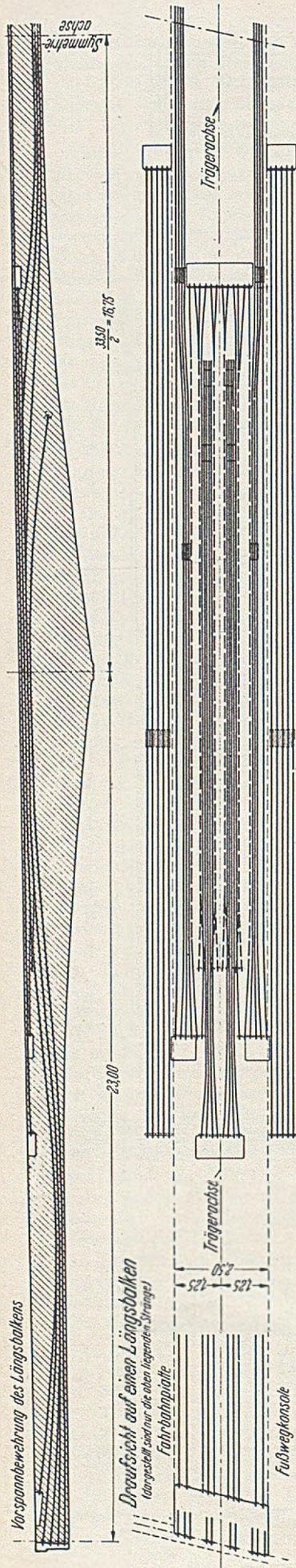


Abb. 8.
Isarbrücke Landshut,
Bewehrungsplan.

hüt mit entsprechend dem Momentenverlauf elegant geschwungener unterer Laibung des Trägers (Spannweiten 23 m + 33 m + 23 m) (Abb. 7, 8, 9). Ein Träger mit gleichbleibender Höhe mit Spannweiten von 31 m + 39 m + 31 m wurde bei der Fulda-Brücke in Melsungen ausgeführt. In besonderen Fällen, z. B. bei äußerst beschränkter Bauhöhe oder um den Rauchabzug bei Brücken über Eisenbahngleisen zu erleichtern, wird eine kastenförmige Ausbildung mit ebener Untersicht notwendig. Auch bei kasten-

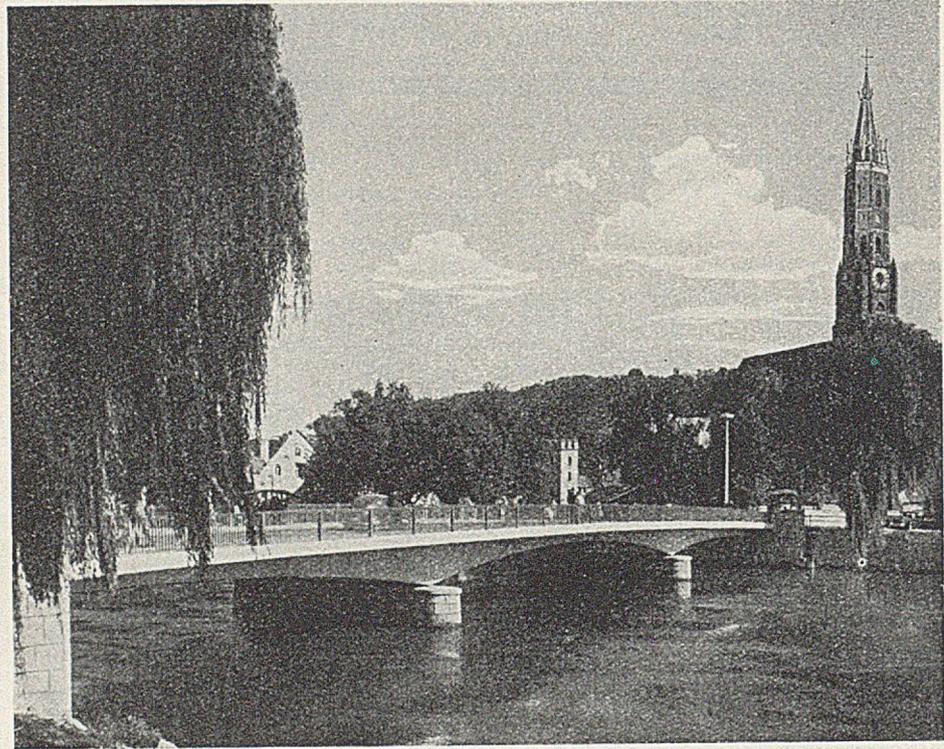
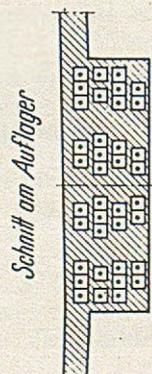
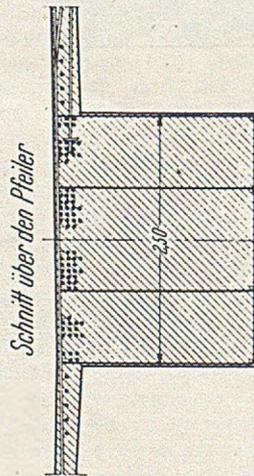


Abb. 9. Isarbrücke Landshut.



förmigen Trägern muß das Prinzip der möglichst gleichmäßigen Verteilung der Vorspannbewehrung über die ganze vorgespannte Zugzone durchgeführt werden. Die Lösung für einen kontinuierlichen Träger zeigt das Beispiel der Hebelstraßenbrücke in Heidelberg mit $L = 2 \times 25$ m (Abb. 10). Die Baudurchführung von Kastenträgern ist durch die Notwendigkeit erschwert, die untere und die obere Platte nacheinander herauszustellen.

Bei der Gänstorbrücke in Ulm [7] ($L = 82$ m) wurde mit Hilfe des Spannbetons ein neues Prinzip einer Rahmenbrücke entwickelt (Abb. 11 und 12). Der Riegel des Rahmens besteht aus einem Plattenbalken, die Stiele aus Dreiecksböcken mit vertikaler Druckstrebe und schräger vorgespannter Zugstrebe. Dadurch, daß beide Streben schlank ausgebildet sind, wird die Stützlinie des Rahmens in den in der Mitte des Fundamentes gelegenen Schnittpunkt der Achsen der Streben gezwungen, ohne daß ein Gelenk ausgebildet werden mußte. Desgleichen kann durch die schlanke Ausbildung der Mitte der Brücke ein Scheitelfgelenk erspart werden. Diese Konstruktion vermeidet die meist unter Wasser liegenden Kämpfergelenke und benötigt nur sehr kleine Fundamente.

Die Bewehrung des Rahmenriegels gleicht der von Kragarmen. 35 % der Längseisen wurden auf die ganze Länge des Riegels von 95 m durchgeführt, 65 % der Längseisen entsprechend dem Momentenverlauf in die Träger abgelenkt (Abb. 13).

Durch ihre Einfachheit interessant ist die Durchdringung von Rahmenriegel und Zugstrebe mit Zugkräften von je

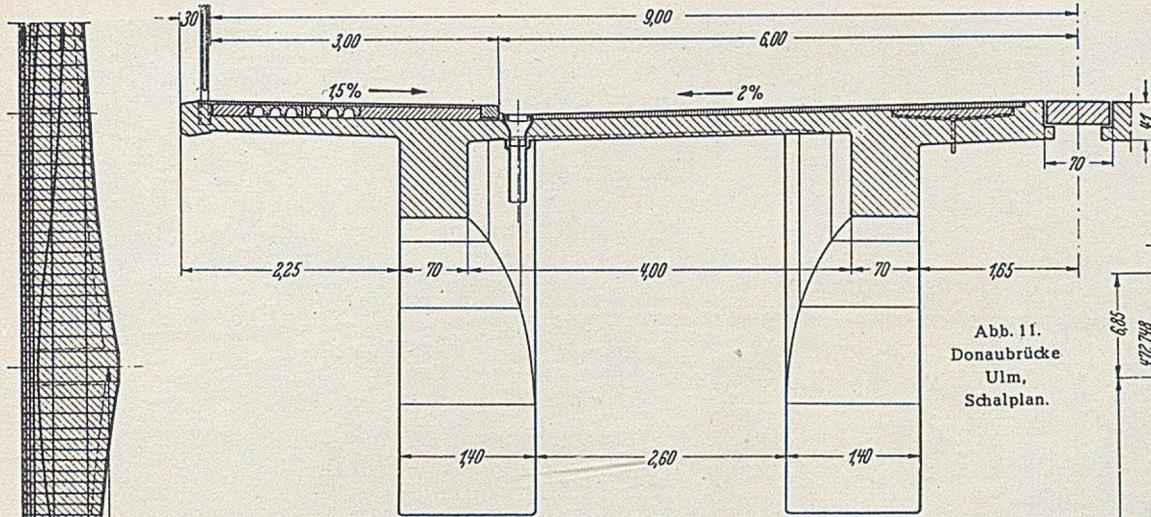
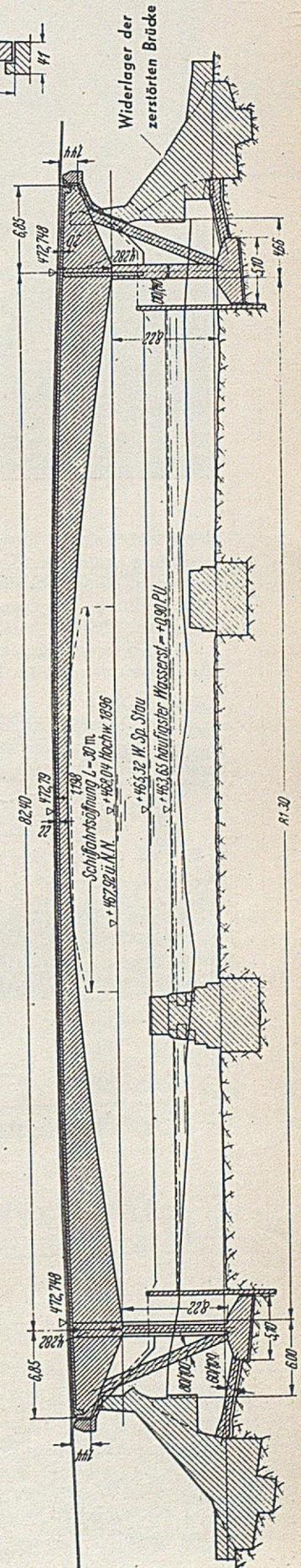


Abb. 10.
Hebelstraßenbrücke,
Bewehrungsplan.

Abb. 11.
Donaubrücke
Ulm,
Schalplan.



1800 t. An diesem Punkt wird der konstruktive Fortschritt, der gegenüber dem klassischen Stahlbeton und auch gegenüber dem Stahlbau erreicht wurde, sinnfällig.

Eine 25 m breite städtische Brücke von 72 m Spannweite und ähnlicher Bauart wurde über den Lech in Augsburg-Lechhausen erbaut, eine weitere städtische Brücke, die Führer Brücke, mit $L = 42$ m in Berlin [8].

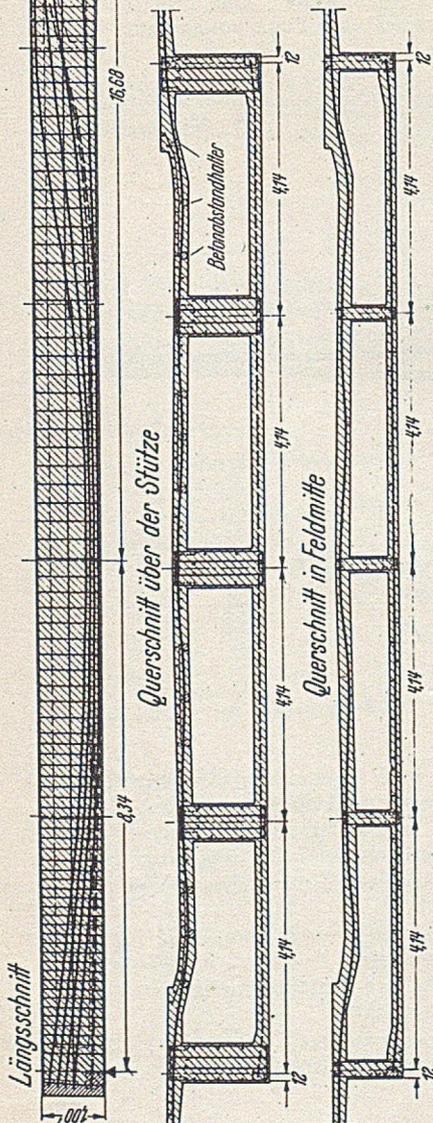
Beim Langerschen Balken wurde Spannbeton für Fahrbahnplatte, Querträger, Versteifungsträger und Hängestangen angewandt (Abb. 14). Um den häßlichen Windverband zwischen den beiden Bögen zu vermeiden, wurde die Seitensteifigkeit der Bögen durch zwei sich unterstützende Maßnahmen hergestellt. Die Querträger der Fahrbahnplatte und die Hängestangen bilden einen nach oben offenen, in seiner Ebene steifen Rahmen zur Vergrößerung der Seitensteifigkeit. Ferner sind die Bögen am Kämpfer schmal und hoch und am Scheitel breit und niedrig ausgebildet. Um die über die Fahrbahn heraus tretenden Brüstungsträger zu vermeiden, wurden die Längsträger mit der Fahrbahnplatte zu einem Plattenbalken vereinigt, der im Verein mit den Bögen bei schlanker Ausbildung die Biegemomente aus Verkehrslasten aufnimmt.

Brücken dieser Art wurden über den Mittellandkanal und den Dortmund-Ems-Kanal gebaut, in Pollhagen mit $L = 42,0$ m, Dinslaken ($L = 61$ m), Hilstrup ($L = \text{rd. } 64$ m) und Hünxte ($L = \text{rd. } 60$ m).

Schiefe Brücken kommen im Zuge der Verbesserung der Verkehrswege immer häufiger vor. Der Spannungszustand solcher Brücken ist unübersichtlich und kaum genau zu erfassen, insbesondere wenn ihre Breite im Verhältnis zu der Spannweite groß ist. Die Richtung der Biegezugkräfte wechselt mit den Lastfällen und stimmt mit den Hauptrichtungen des Bauwerks, in welche die Bewehrungen im allgemeinen gelegt werden, nicht überein. Diese Schwierigkeit kann durch eine Vorspannung in zwei Richtungen behoben werden. Durch sie wird nach jeder Richtung Druck erzeugt, so daß man sich mit der Richtung der Bewehrungen nicht an die Richtung der Zugkräfte halten muß. Die Bewehrungen können einfach in zwei zueinander rechtwinklig stehenden Richtungen verlegt werden. Ein Beispiel dieser Art ist die Eisenbahnbrücke in Heilbronn [9] mit 5 Öffnungen von je 20 m, einer Breite von 17 m und einer Schiefe von 56° . Hier wurde die Quervorspannung nach dem System Dywidag, die Längsvorspannung nach einem anderen System vorgenommen.

2.2 Eisenbahnbrücken.

Eisenbahnbrücken erhalten höhere Verkehrslasten und größere dynamische Einflüsse als Straßenbrücken. Deshalb



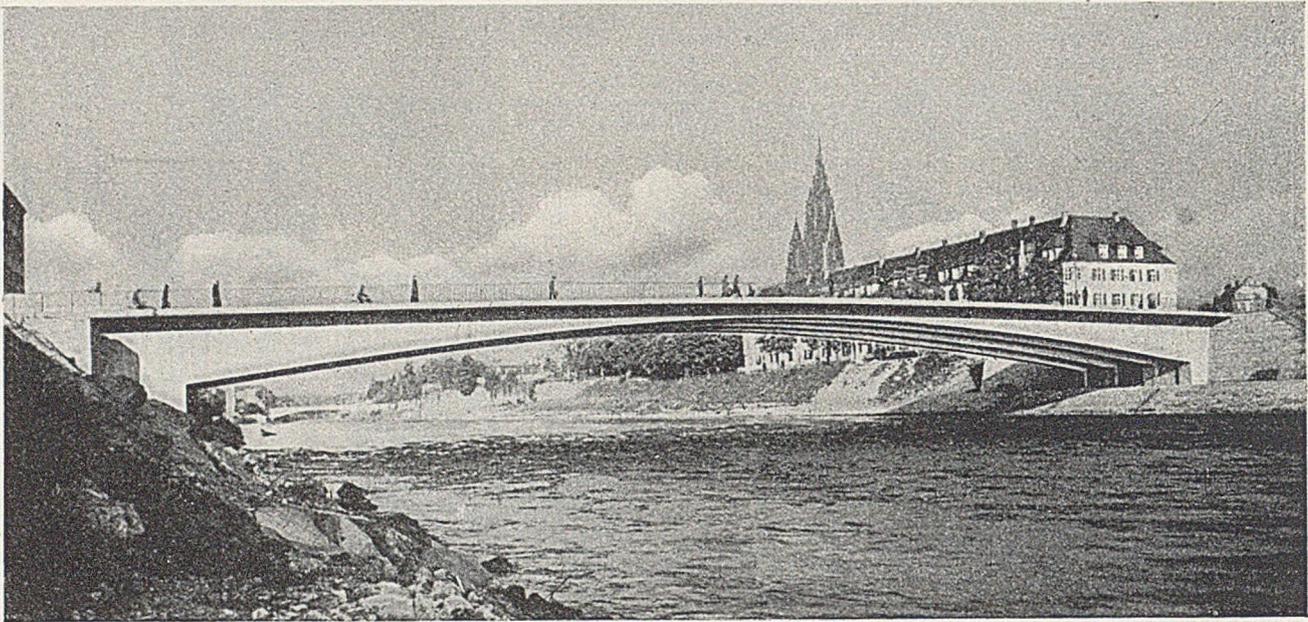


Abb. 12. Donaubrücke Ulm.

wird man auch für kleine Spannweiten eine rissefreie Konstruktion anstreben. Ferner ist es zweckmäßig, den großen bewegten Lasten des Verkehrs eine große ruhende Last der Konstruktion entgegenzusetzen und die Durchbiegung möglichst klein zu halten.

Eine 25 m weit gespannte Spannbetonbrücke, die durch den Lastenzug mit rd. 12 t/m belastet wird, hat ein Eigen-

die Durchbiegung nicht eingehalten werden können. In solchen Fällen ist die Spannbetonkonstruktion für Eisenbahnbrücken besonders wirtschaftlich.

Ein Beispiel für eine einfeldrige Brücke ist die Eisenbahnbrücke Küppersteg bei km 15,33 der Strecke Düsseldorf—Köln mit 21,40 m Spannweite. Die Überbauten der beiden Gleise sind durch eine Fuge voneinander ge-

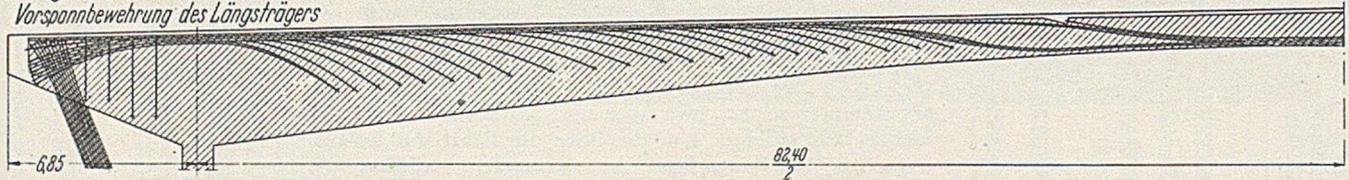
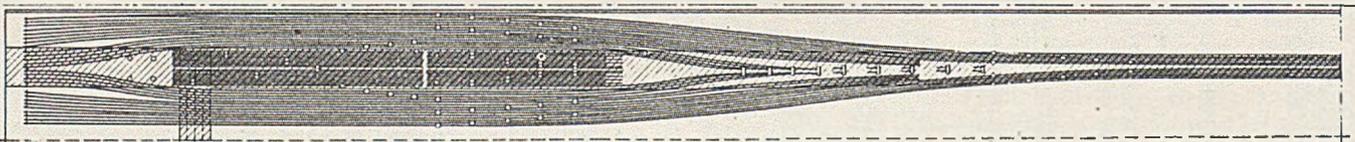
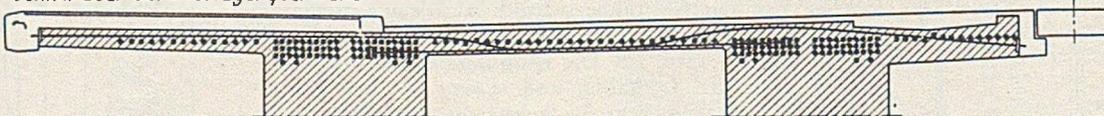
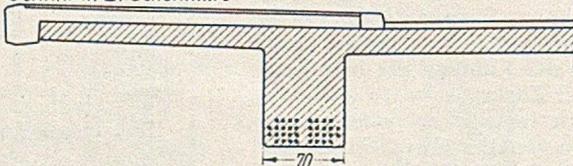
*Längsschnitt**Vorspannbewehrung des Längsträgers**Draufsicht**Schnitt über der Auflagerquerwand**Schnitt in Brückenmitte*

Abb. 13. Donaubrücke Ulm, Bewehrungsplan.

gewicht von rd. 9 t/m gegenüber 2,5 t/m einer üblichen Blechträgerbrücke. Ihre Durchbiegung beträgt wegen des kleineren Anteils der Verkehrslast am Gesamtgewicht und wegen der großen Biegesteifigkeit des Betonquerschnitts nur rd. 20% von der einer Blechträgerbrücke. Vielfach sind die möglichen Konstruktionshöhen so gering, daß bei Stahlbrücken die zulässigen Spannungen mit Rücksicht auf

trennt. Diese Trennung wird immer dann durchgeführt, wenn ein späteres seitliches Verschieben der Gleise nicht in Frage kommt. Jeder Überbau besteht aus einer 30 cm dicken Druckplatte, welche den Gleiskoffer trägt, und zwei 70 cm breiten Trägern mit einer Konstruktionshöhe von $\frac{1}{10}$ der Spannweite.

Für die Papierfabrik Haindl wurde eine 25,50 m weit gespannte kombinierte Eisenbahn-, Feldbahn- und Straßenbrücke mit nur 2,4 m Höhe von Unterkante Konstruktion bis Oberkante Schiene ausgeführt.

Die Ederstrombrücke [10] bei km 18,30 der Hauptbahn Kassel—Frankfurt a. M. ist ein kontinuierlicher Träger von

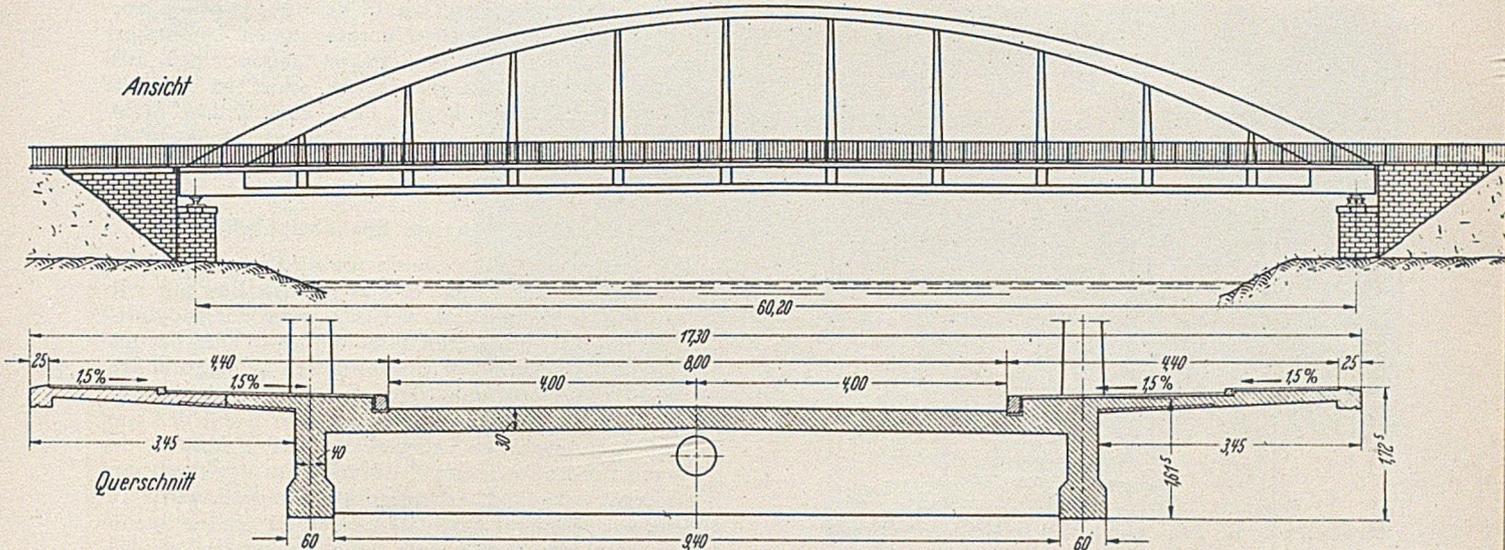


Abb. 14. Brücke Hilstrup, Schalplan.

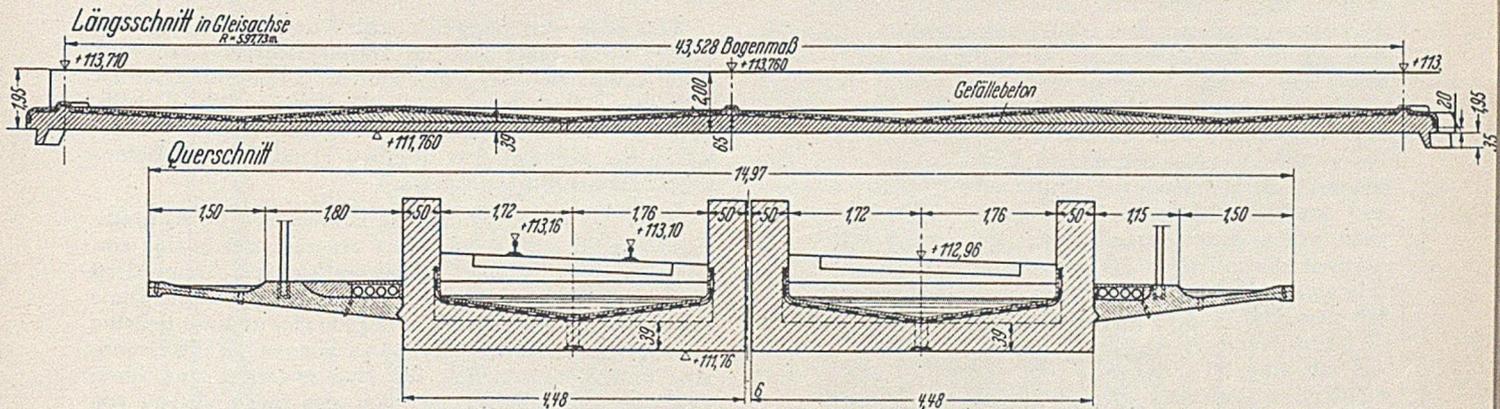


Abb. 15. Odenwald-Güterlinie, Schalplan.

130 m Länge mit maximalen Spannweiten von 25 m. Jeder der beiden Überbauten der zweigleisigen Brücke besteht aus einem einzigen massiven Träger von 175 cm Breite

und 250 cm Höhe mit beiderseitigen Auskragungen. Die Bewehrungsstäbe verlaufen jeweils über ein Feld und greifen über die beiderseitigen Stützen. An ihren Ver-

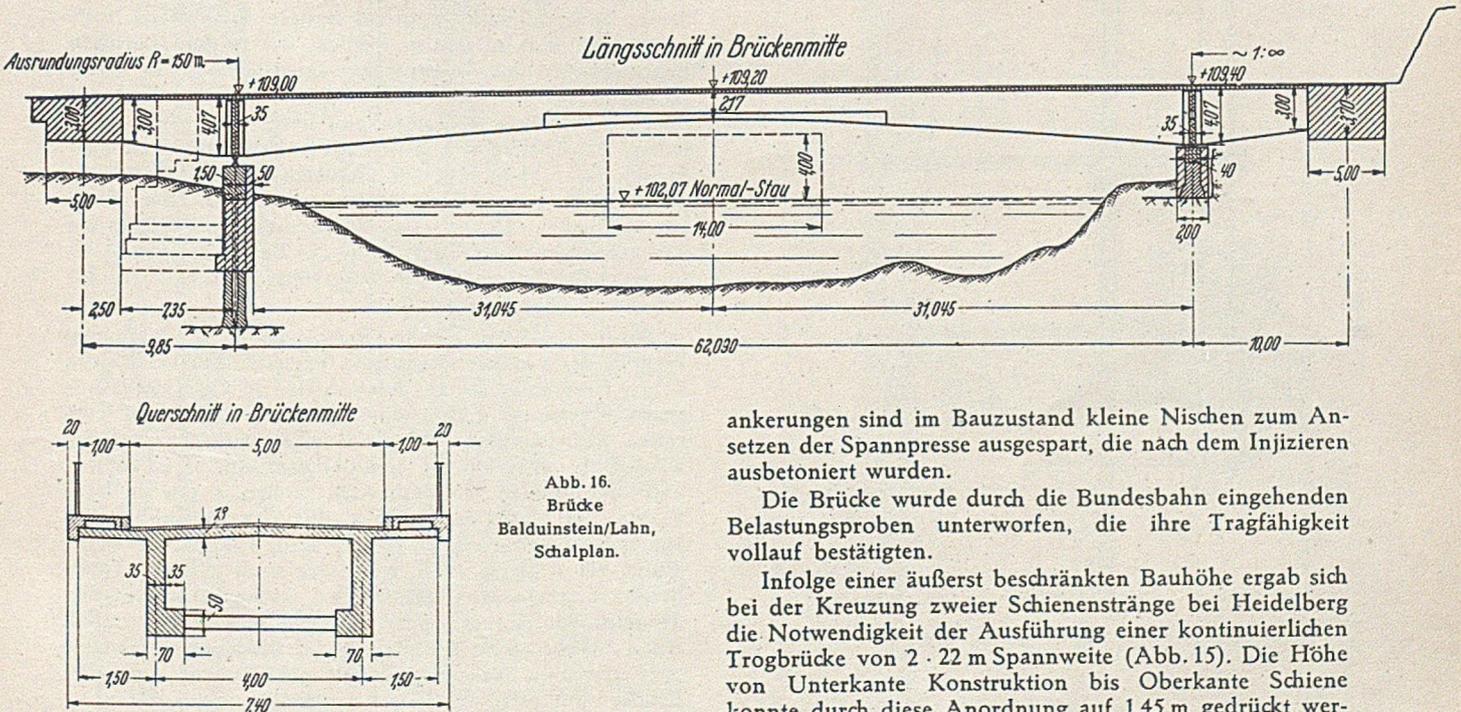


Abb. 16.
Brücke
Balduinstein/Lahn,
Schalplan.

ankerungen sind im Bauzustand kleine Nischen zum Ansetzen der Spannpresse ausgespart, die nach dem Injizieren ausbetoniert wurden.

Die Brücke wurde durch die Bundesbahn eingehenden Belastungsproben unterworfen, die ihre Tragfähigkeit vollauf bestätigten.

Infolge einer äußerst beschränkten Bauhöhe ergab sich bei der Kreuzung zweier Schienenstränge bei Heidelberg die Notwendigkeit der Ausführung einer kontinuierlichen Trogbücke von 2 · 22 m Spannweite (Abb. 15). Die Höhe von Unterkante Konstruktion bis Oberkante Schiene konnte durch diese Anordnung auf 1,45 m gedrückt wer-

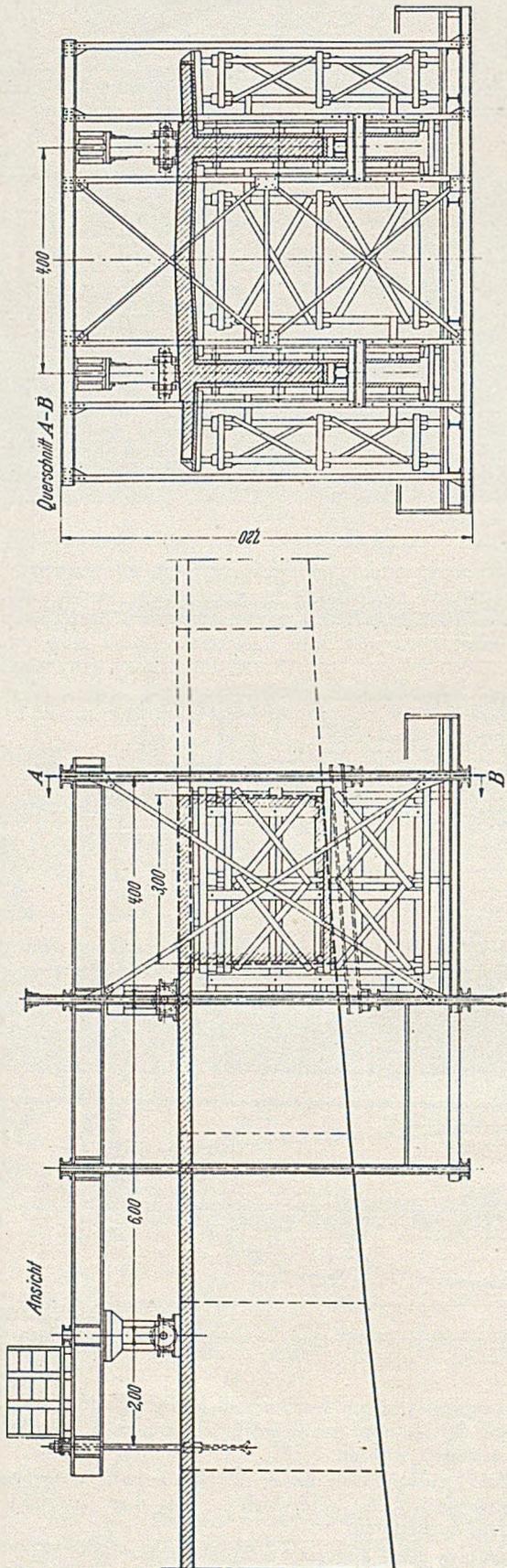


Abb. 17. Brücke Baldunstein/Lahn, Vorbauwagen.

den. Die Platte des Trogs ist in der Querrichtung vorgespannt. Die 50 cm breiten vorgespannten Längsträger erhalten Brüstungshöhe und tragen außen einen auskragenden Gehweg. Da die Brücke schief ist und die Gleise in einer Kurve liegen, hätte eine übliche Stahlkonstruktion komplizierte Verbände erhalten müssen, die bei der monolithischen Konstruktion wegfallen.

2.3 Freier Vorbau von Spannbetonbrücken.

An den Kosten einer Stahlbetonbrücke hat das Lehrgerüst einen großen Anteil. Da es für den Bau nur vorübergehend benötigt wird, versucht man mit möglichst leichten Holzkonstruktionen auszukommen. Dies hat insbesondere bei den großen Bogenbrücken zu sehr kühnen, um nicht zu sagen waghalsigen Konstruktionen geführt, bei denen auch Einstürze vorkamen. Das Aufstellen und Vorhalten eines großen Lehrgerüsts, das Einschalen der gesamten Brücke sowie der Zeitdruck beim Bewehren und Betonieren wirken sich arbeitstechnisch und finanziell ungünstig aus. Deshalb kann das Gebiet der großen Spannweiten dem Spannbeton nur dann erschlossen werden, wenn an Stelle des Lehrgerüsts eine sicherere und arbeitstechnisch bessere Methode der Rüstung gefunden wird.

Eine 60 m weit gespannte, schlaff bewehrte Stahlbetonbrücke ist im Jahre 1930 im brasilianischen Urwald [11] schon einmal frei vorgebaut worden. Diese Pioniertat hat aber keine Nachahmung gefunden, vermutlich deshalb, weil die Durchführung dieses Gedankens in ausführungstechnischer Hinsicht dem üblichen Stand des Stahlbetonbrückenbaues nicht entsprach.

Beim Dywidag-Spannbeton können die Bewehrungsstäbe sowohl einfach verankert als auch durch eine einfache Verbindung mit Gewindemuffen zu Spanngliedern von beliebig großer Länge zusammengefügt werden. Diese Möglichkeit, in gleicher Weise mit kurzem und mit beliebig verlängerbaren Stäben arbeiten zu können, ist die Grundlage und Voraussetzung für eine neuartige und überraschende Entwicklung geworden, den freien Vorbau von Spannbetontragwerken ohne feste Gerüste. Bei diesem Verfahren wächst das Tragwerk in Abschnitten von 3 m Länge freikragend über den Fluß von beiden Seiten her vor und schließt sich in der Mitte. Jeder Abschnitt wird gegen den vorhergehenden durch Spannstäbe, die an der Stirnseite des Abschnittes enden, festgedrückt und auf diese Weise angeschlossen, während andere Spannstäbe fortlaufend so weit mitgeführt werden, wie es den statischen Erfordernissen der Konstruktion entspricht. Da in jedem Abschnitt für die dort endigenden Stäbe der Verbund durch Injizieren von Zementleim hergestellt wird, ist in jedem Baustadium die erforderliche Bruchsicherheit vorhanden. Der beim Bau auf Gerüsten unvermeidliche gefährliche Moment des Ausrüstens wird beim freien Vorbau vermieden. Da auch das Vorstrecken des Gerüsts um 3 m keine Gefahren birgt, kann die Bauweise, soweit sie in der beschriebenen Form ausgeführt wird, als absolut sicher angesehen werden.

Auch in wirtschaftlicher Hinsicht entstehen durch den Wegfall der Gerüste beachtliche Vorteile. Ebenso wichtig ist die Einteilung der gesamten Arbeit in viele stetig aufeinanderfolgende gleiche Bauabschnitte, bei denen eine kleine Arbeitsgruppe die gleichen Arbeitsgänge ständig wiederholt. Zweckmäßig wird abwechselnd vom rechten und linken Ufer aus gearbeitet, wobei je ein Arbeitsabschnitt in 3 Tagen ausgeführt wird. Da der junge Beton zunächst nur wenig beansprucht wird, kann bei Verwendung von Z 425 je nach Witterung nach 2 bis 4 Tagen bereits angespannt werden. Der Baufortschritt beträgt demnach bei zwei abwechselnd benützten Vorbaustellen einen Arbeitstag für 1 m, d. s. 60 Arbeitstage für eine 60 m weit gespannte Brücke. Hieraus geht hervor, daß eine Brücke auch sehr schnell frei vorgebaut werden kann.

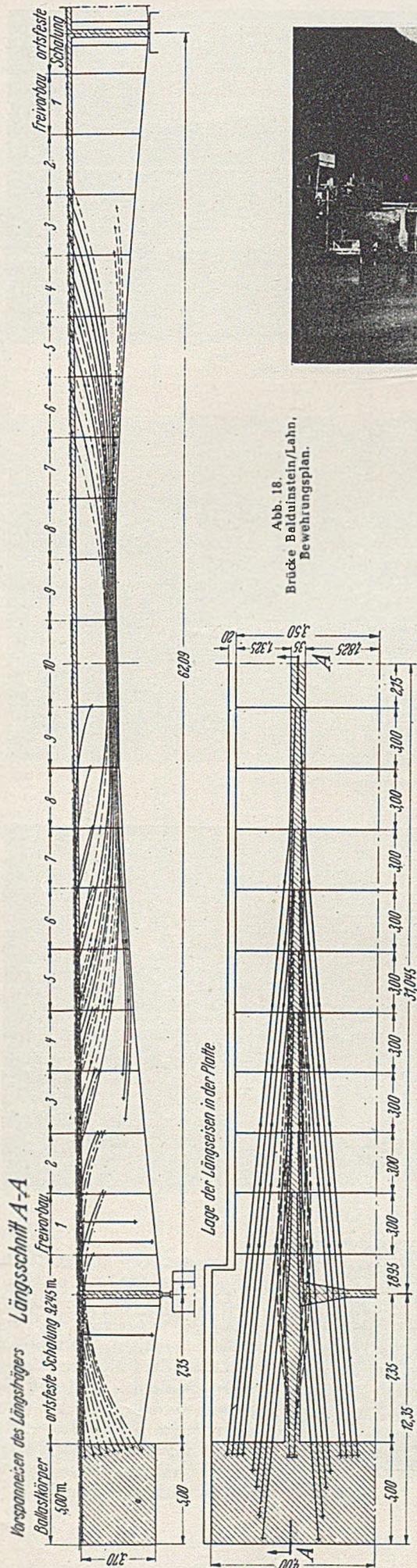


Abb. 18.
Brücke Balduinsteine/Lahn,
Bewehrungsplan.

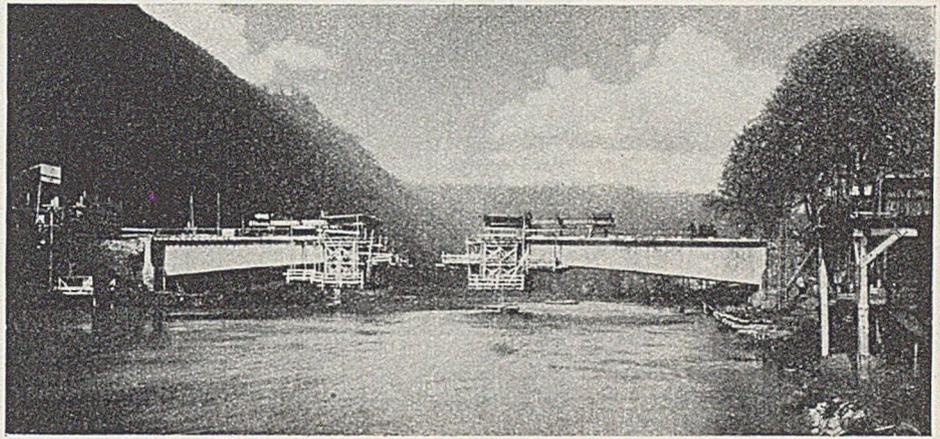
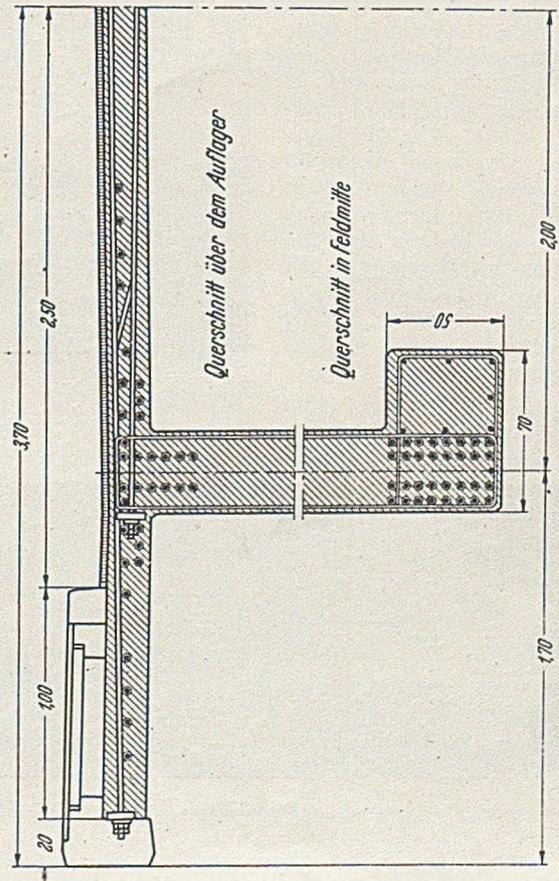


Abb. 19. Brücke Balduinsteine/Lahn.

Es liegt in der Natur der Sache, daß nur ein Kragarm frei vorgebaut werden kann. Nach Beendigung des Vorbaues kann er in ein anderes System umgewandelt werden.

Die Brücke in Balduinsteine/Lahn mit 62 m Spannweite ist die erste Spannbetonbrücke, die frei vorgebaut wurde [12]. Das System der Brücke ist im Endzustand ein frei aufliegender Träger mit überkragenden Enden, die durch Betongegengewichte belastet sind (Abb. 16). Während des freien Vorbaues lag die Brücke auf den Widerlagern und den auf dem Baugrund betonierten Gegengewichten auf (Abb. 17). Die Brücke wurde mit einer leichten Steigung von rd. 0,7 % gegenüber dem Endzustand vorgebaut. Um die Gegengewichte vom Baugrund freizubekommen, wurden diese vor dem Betonieren der Schlußlamelle hydraulisch gehoben, wobei die Nivelette der Brücke genau eingestellt wurde. Entsprechend den beiden Systemen des Trägers, Kragarm während des freien Vorbaues und Träger über zwei Stützen im Endzustand, ist auch die Bewehrung des Trägers nach zwei Systemen ausgebildet



Zu Abb. 18.

(Abb. 18). Während die Krag-eisen an jedem Vorbauab-schnitt, soweit sie dort en-digen, angespannt und inji-ziert wurden, wurden die Eisen des frei aufliegenden Trägers erst nach Fertigstel-lung der Schlußlamelle von der Fahrbahn aus gespannt und injiziert (Abb. 19 u. 20).

Die Brücke in Neckarrem[s] [13] mit 71 m Spannweite wurde ebenfalls frei vorge-baut (Abb. 21 u. 22). Da die Fundamente der früheren

Dreigelenkrahnbrücke noch vorhanden waren, mußte ein System mit ebenso ge-neigter Auflagerkraft entwor-fen werden. Es wurde ein gelenkloser Rahmen mit einer Anordnung ähnlich der Gänst-orbrücke in Ulm gewählt, dessen Stiele als Fachwerks-dreieck mit lotrechter Druck- und schräger vorgespannter Zugstütze ausgebildet sind. Die Trägeteile wurden zuerst von einer Basis an Land und dann über einen Stützbock, der beiderseits in einer Ent-fernung von 11,50 m vom Ufer geschlagen wurde, bis zur Mitte vorgekragt und dort zusammenbetoniert. Auch bei dieser Brücke besteht die Be-wehrung des Rahmenriegels aus einer Bewehrung für den vorgebauten Kragträger und einer von einem Ende der Brücke zum anderen durch-laufenden Bewehrung, welche die Momente aus Verkehrs-last über der Stütze und die positiven Momente in Feld-mitte deckt. Die als Krag-träger vorgebaute Konstruk-tion wurde durch Anspan-nung der durchlaufenden Stäbe des Riegels und der Stäbe der Schrägstütze des Rahmenstiels sowie durch gleichzeitiges Ablassen der Stützbocke in den Rahmen umgewandelt.

Die im Bau befindliche Brücke in Worms erhält drei

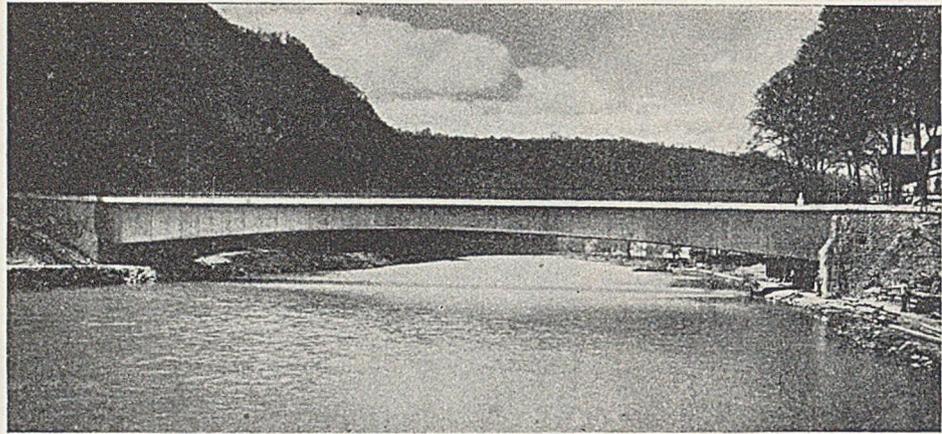


Abb. 20. Brücke Balduinstein/Lahn.

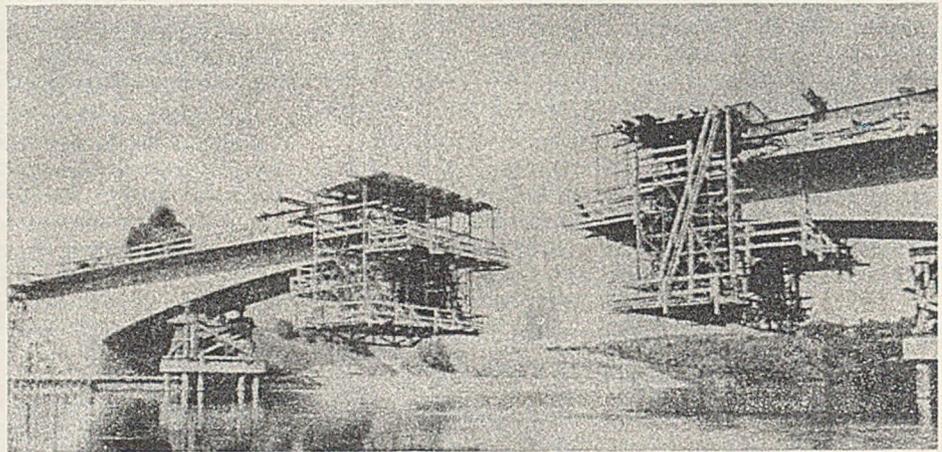


Abb. 21. Neckarbrücke Neckarrem[s].

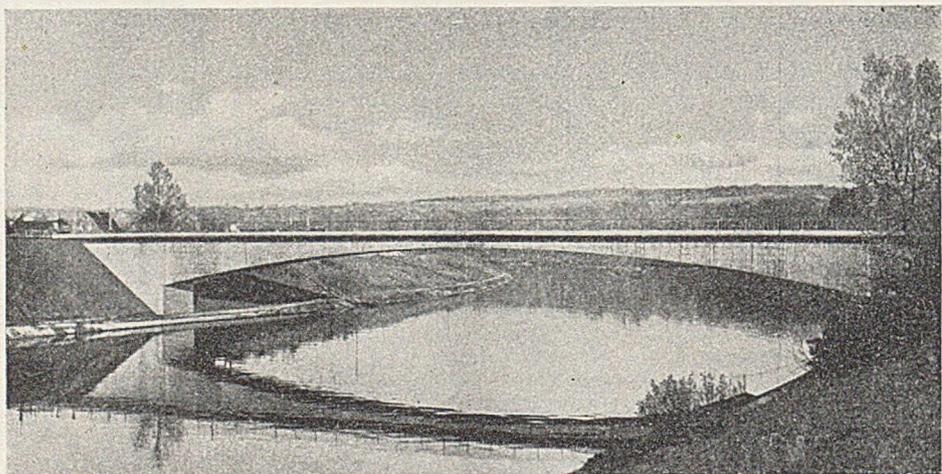


Abb. 22. Neckarbrücke Neckarrem[s].

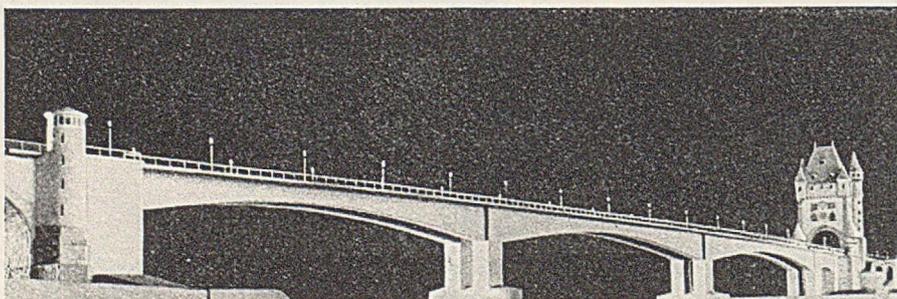


Abb. 24. Nibelungenbrücke Worms, Modellaufnahme.

Spannweiten von 101,60, 114,20 und 104,20 m (Abb. 23 und 24). Obwohl die neue Spannbeton-brücke 14,0 m breit ist, muß sie auf die erhalten gebliebenen Senkkasten der früher nur 10,5 m breiten stählernen Bogenbrücke fundiert werden. Diese Bindung bestimmt die Konstruktion, die in ihrer Gesamtanordnung neu-artig ist. Aus den beiden Mittel-peilern wachsen Kragarme von

57 m Ausladung heraus, die starr mit den Pfeilern verbunden sind. Ebenso wachsen aus den beiderseitigen Widerlagern Kragarme heraus. Um die freie Dehnung der aneinanderstoßenden Kragarme nicht zu behindern, sind diese durch Fugen voneinander getrennt. Ungleiche

Durchbiegungen werden durch Rollenlager verhindert, die Querkräfte übertragen, der Bewegung in Richtung der Brückenachse jedoch Raum lassen. Durch lotrechte vorgespannte Eisen wird das Rollenlager so unter Druck gesetzt, daß auch bei einem Wechsel in der Richtung der Querkraft das Rollenlager unter Druck bleibt. Die Kragarme der Brücke bestehen aus zwei je 2 m breiten Kastenträgern und einer diese verbindenden 25 cm dicken Fahrbahnplatte. An den Kragarmenden sind die Träger 2,50 m, an den Pfeilern 6,50 m und an den Widerlagern 6,00 m hoch. Die Stege der Kasten sind nur 35 cm breit. Die Bodenplatte ist am Kragarmende 15 cm und am Kämpfer des Mittelpfeilers 155 cm dick. Querträger werden nur am Kragarmende ausgeführt, da

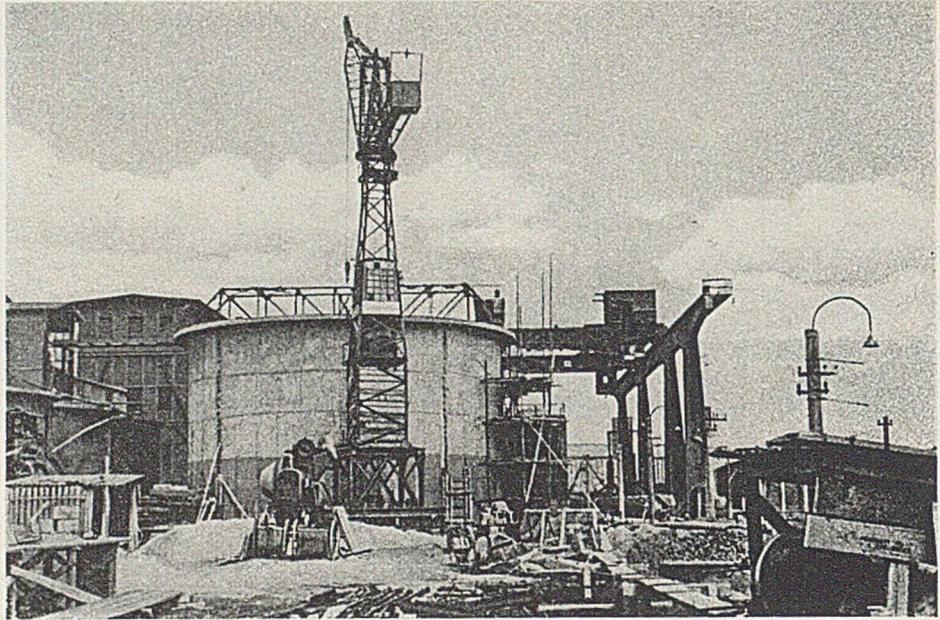


Abb. 26. Schlammstilo.

die Fahrbahnplatte in Verbindung mit den torsionssteifen Kastenträgern den Brückenquerschnitt genügend aussteift. Die Biegezugkraft der aus den Pfeilern auskragenden Träger von rd. 10 000 t wird von 486 Stück ϕ 26 mm aufgenommen. Die Stropfpfeiler bestehen aus einem Fuß, der bis zum höchsten schiffbaren Wasserstand reicht, und

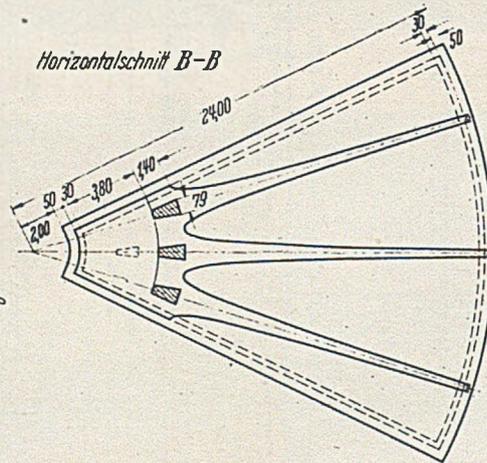
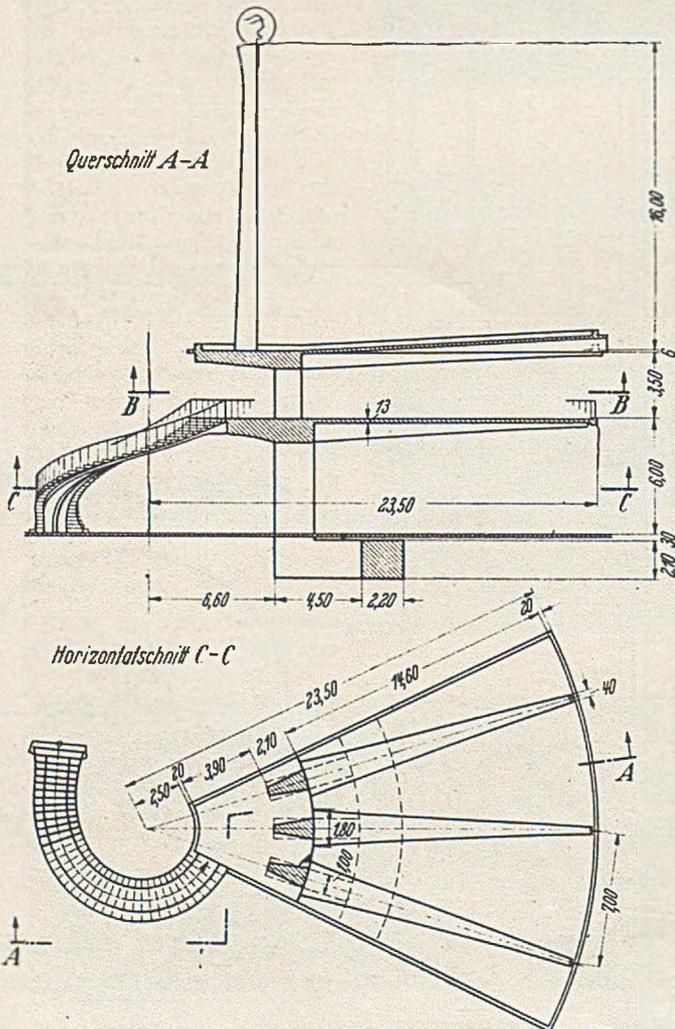


Abb. 28. Constructa, Schalplan.

einem kastenförmigen zweiteiligen Schaft aus Stahlbeton. Die Fundierung des rechten Widerlagers war beim Bau der früheren Bogenbrücke für den Schub des Bogens konstruiert worden. Da der Kragarm der neuen Brücke ein entgegengesetzt drehendes Moment ausübt, mußte zur Zentrierung der Stützkraft in der Mitte der Fundamentfläche ein landseitig auskragender Auslegerträger ausgeführt werden. Dieser 5 m hohe Träger liegt unterhalb der Erdgleiche. Der Brückenträger stützt sich auf ihn mit einer Druck- und einer vorgespannten Zugstrebe ab. Dieser Auslegerträger wird durch ein Biegemoment von 40 000 tm beansprucht und ist aus Spannbeton konstruiert. Die Biegezugkraft von 10 000 t wird mit 500 Stück ϕ 26 mm aufgenommen. Am linken Widerlager ist eine kurze Landöffnung, welche die Rückverankerung in den Turmpfeiler ermöglicht. Die Brücke wird von den Widerlagern aus in

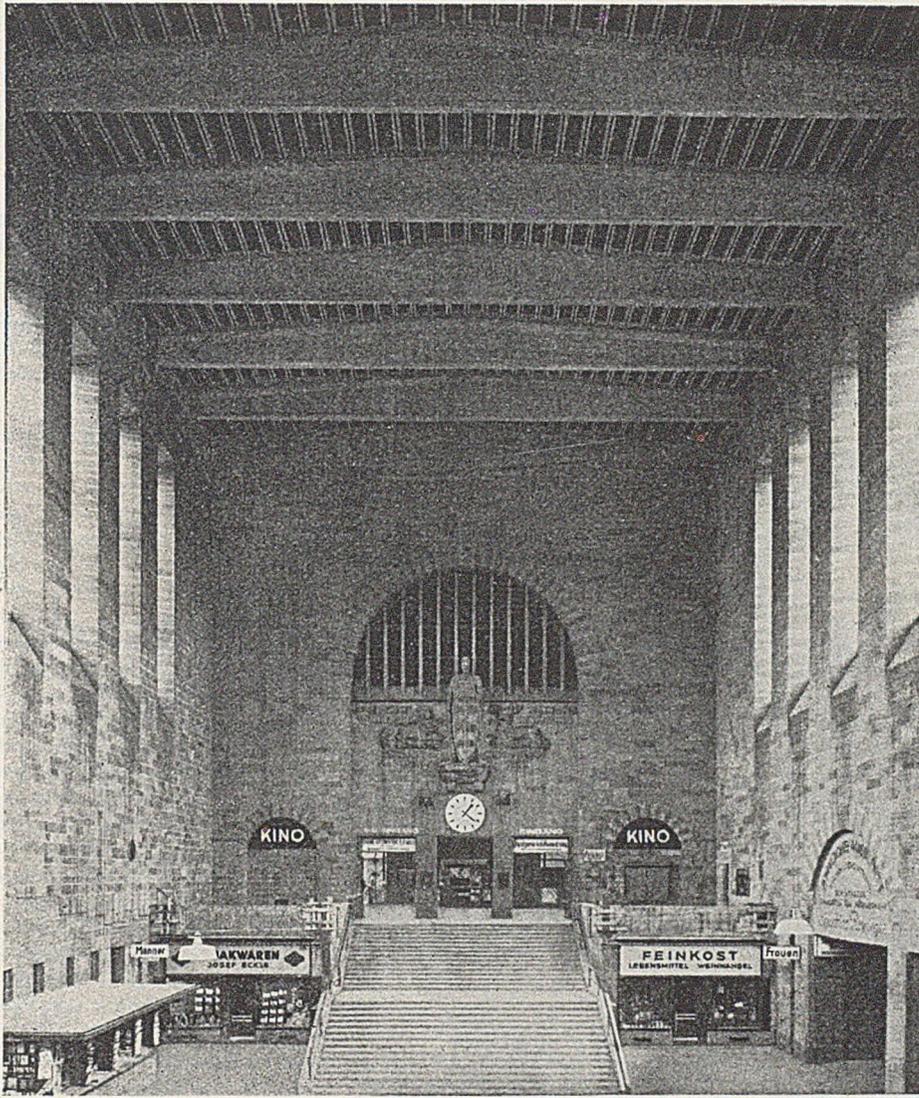


Abb. 30
Querbahnsteighalle Stuttgart.

je 13 bzw. 14 von den Pfeilern aus beiderseits in je 18 Abschnitten von je 3 m Länge frei vorgebaut, ohne daß ein Gerüstpfosten in das Flußbett geschlagen wird.

2.4 Behälterbauten.

Da die Kraft der Spanneisen beim Ziehen um Krümmungen durch die Reibung nicht allzusehr verringert wird, können Behälterwände nach dem Dywidag-Spannbetonverfahren hergestellt werden. Abb. 25 zeigt einen Silo von 16 m Durchmesser und 11 m Höhe, der mit Zementschlamm von 1,7 t/m³ gefüllt wird. Die Ringkraft von maximal 150 t/m wird von einer 20 cm dicken Wand aufgenommen. Die ringförmigen Spanneisen haben die Form eines Viertelkreises. Sie werden an den Enden tangential aus dem Ringquerschnitt des

Behälters nach außen geführt und in Lisenen, die über die Außenfläche des Behälters vorstehen, durch Überdeckung gestoßen und normal mit Platten verankert. Die Spanneisen werden hierbei von beiden Seiten angezogen, so daß sich die Reibung nur auf einem Achtelkreis auswirkt. Bei einer Reibung von 15% des Querdrucks ergibt sich hierbei ein Verlust an Spannkraft von ca. 12%, der durch entsprechend stärkeres Spannen und anschließendes Nachlassen auf $\pm 6\%$ verringert wird. Die während des Baues vorgenommenen Messungen haben diese Überlegungen bestätigt.

Nach der gleichen Methode wurde ein Faulschlammbehälter von 3000 m³ Inhalt für die Stadt Wiesbaden ausgeführt. Vorgespannt wurde der kegelförmige Unterteil,

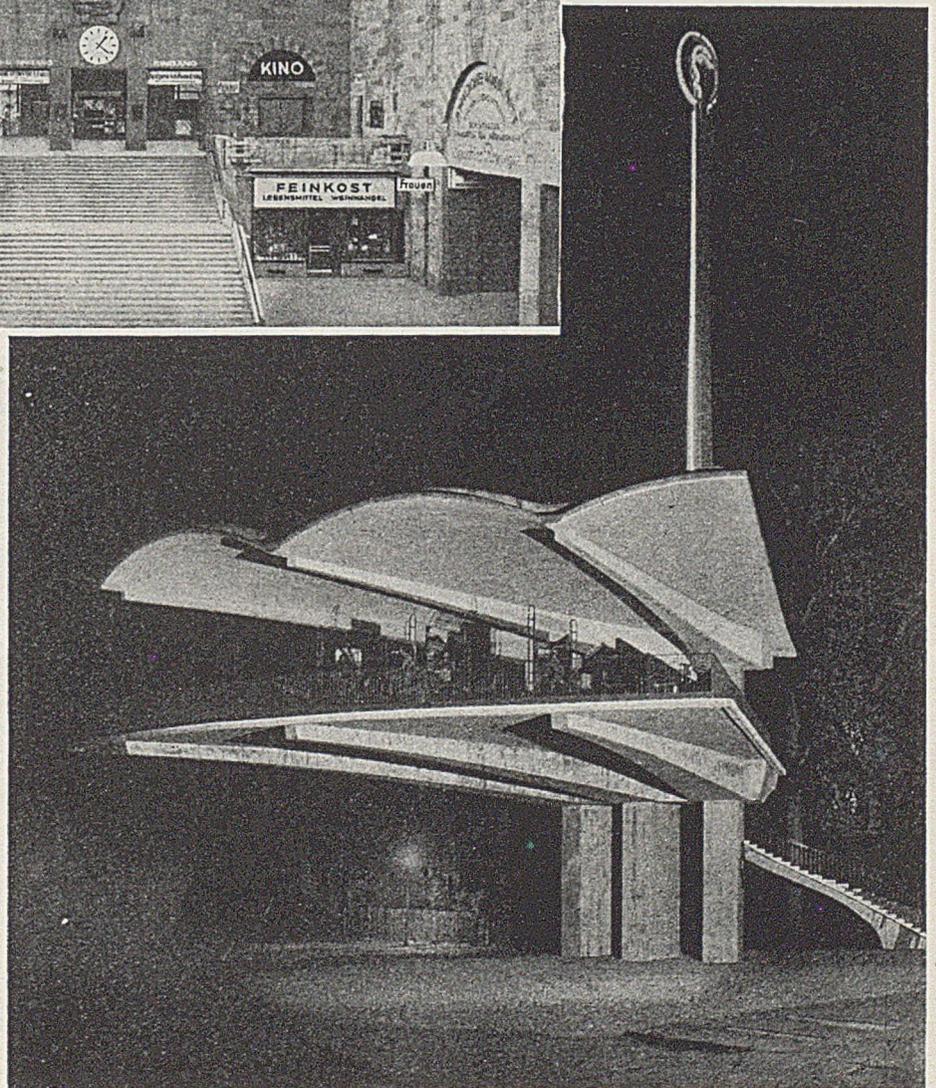


Abb. 29. Constructa.

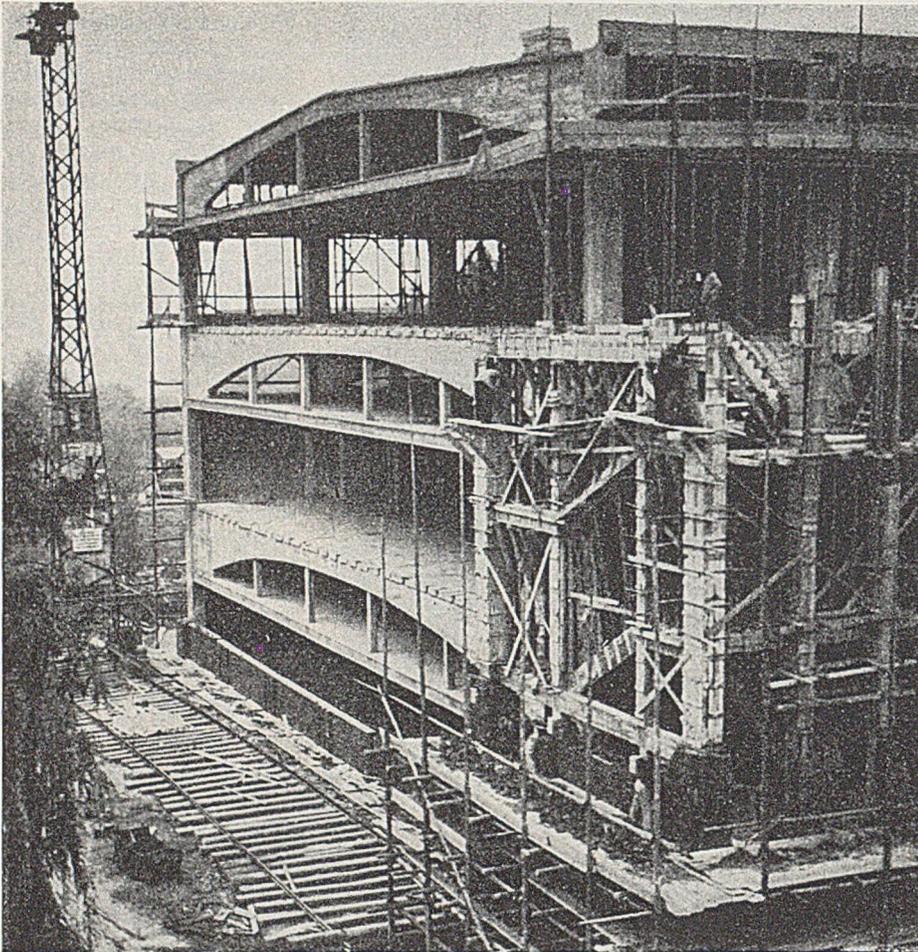


Abb. 31. Oberbruch.

der zylindrische Mittelteil und das mit einem Übergangsbogen anschließende kegelförmige Dach.

Auch das Problem der unter Innendruck stehenden Tunnelauskleidung wurde im Projekt in ähnlicher Weise gelöst.

2.5 Hochbauten.

Ein anschauliches Beispiel für die Anpassungsfähigkeit des Spannbetons Dywidag ist ein Tanzrondell (Abb. 27), das für die 1900-Jahr-Feier der Stadt Köln im dortigen Ausstellungsgelände erbaut wurde. Die 24 m im Durchmesser messende, in der Mitte mit einer 7 m weiten Öffnung versehene Platte kragt aus einem mittleren Fundament aus. Sowohl die 16 Stück einhüftigen Kragarme mit je 100 t Biegezugkraft als auch der innere Zugring mit 240 t Zugkraft sind vorgespannt.

Auf der Bauausstellung „Constructa“ in Hannover wurde im Auftrag des Zementverbandes ein Bauwerk zu dem Zwecke errichtet, die Möglichkeiten des Spannbetons zu zeigen (Abb. 28 und 29). Aus drei Säulen kragen in zwei Stockwerken einseitig Decken aus, die im Grundriß die Form eines Kreissegments aufweisen. Die untere Ebene und die obere als Schale ausgebildete Decke

werden durch je drei schlanke Kragarme getragen, die bei 16 m freier Ausladung nur 1,25 bzw. 0,96 m hoch sind. Sämtliche Bauteile mit Ausnahme der gewendelten Freitreppe sind vorgespannt.

Bei der Wiederherstellung der Querbahnsteighalle und der Empfangshalle des Hauptbahnhofes in Stuttgart wurden 22 bzw. 23 m weitgespannte Binder als frei aufliegende Balken aus Spannbeton ausgeführt (Abb. 30).

Der dreistöckige Bau einer Textilfabrik der Vereinigten Glanzstoffwerke in Oberbruch (Abb. 31) hat ungewöhnlich weite freie Spannweiten von 35 m. Jedes Geschoß enthält eine Oberdecke mit 700 kg/m² Nutzlast und eine an ihr hängende Unterdecke mit 200 kg/m² Nutzlast. Die Decken werden durch vorgespannte Rahmen getragen, die in 6 m Abstand angeordnet sind. Die ebenfalls vorgespannte Unterdecke wirkt in ihrer Gesamtheit als Zugband des Rahmens. Nach einer Berechnung des Bauherrn hat diese weitgespannte Konstruktion im Rohbau nur 7% mehr gekostet als ein Skelettbau mit üblicher Stützen-

stellung. Diese geringen Mehrkosten lohnen sich, da stützenfreie Räume besser ausgenutzt werden können. Der Bau zeigt anschaulich die neuen Möglichkeiten der Raumgestaltung, die durch den Spannbeton geschaffen wurden.

Literatur

1. Finsterwalder: Vortrag I. V. Brückenbau u. Hochbau 1936; Band 5 der Abh. Int. Ver. Brückenbau u. Hochbau, Zürich 5 (1938).
2. Dischinger: DRP. Nr. 727 429 und Bauingenieur 20 (1939) S. 56.
3. Rüsck: Bautechnik 22 (1944) S. 170—178.
4. Finsterwalder: Z. VDI. (1938) S. 1301—1304.
5. Jäniche: Beton- und Stahlbetonbau 46 (1951) S. 161 u. 184.
6. Vorgespannte Stahlbetonbauteile, Richtlinien für die Bemessung: Beton- und Stahlbetonbau 45 (1950) S. 80.
Rüsck: Erläuterungen zu den Richtlinien: Beton- u. Stahlbetonbau 45 (1950) S. 108.
7. Finsterwalder-König: Bauingenieur 26 (1951) S. 289
8. Heusel: Beton- und Stahlbetonbau, 46 (1951). S. 121 u. 197.
9. Klett: Beton- und Stahlbetonbau 45 (1950).
10. Kober: Beton- und Stahlbetonbau 47 (1952), S. 36—42.
11. Beton und Eisen 10 (1931) S. 204—205.
12. Wahl: Straße und Verkehr (1951) Nr. 10.
13. Seidl: Schweizerische Technische Zeitschrift 1952 Sondernummer „Spannbeton“.
14. Klett: Beton- und Stahlbetonbau 45 (1950).

Die dritte Mündung der Emscher in den Rhein.

Von Dr.-Ing. Helmut Carp, Dezernent der Emschergenossenschaft Essen.

In den letzten Monaten verlegte die Emschergenossenschaft am Rhein in der Gegend von Dinslaken zwei lange Stahlrohre großen Durchmessers, worüber nachstehend berichtet werden soll.

1. Veranlassung. Die Emscher, der große Vorfluter für den Hauptteil des rheinisch-westfälischen Industriegebietes, ist im Oktober 1949 in ein neues, 14 km langes Bett eingeleitet worden, das bei Stapp in der Nähe von Dinslaken den Rhein erreicht (Abb. 1), 6,3 km unterhalb der

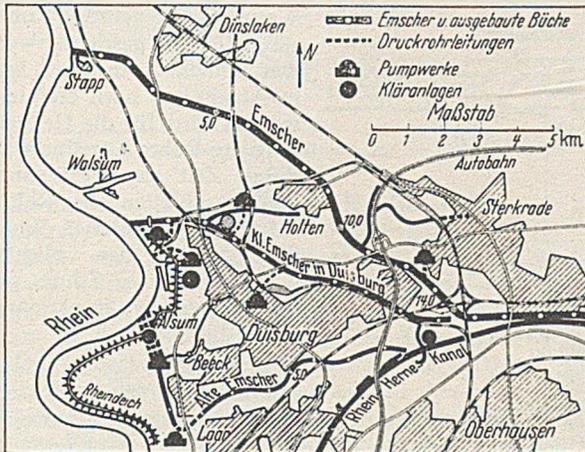


Abb. 1. Plan des Emscher-Mündungsgebietes mit den drei Mündungen (Alte Emscher bis 1910, Kleine Emscher 1910 bis 1949, Emscher seit 1949).

bisherigen Mündung bei Walsum. Der Grund für diese Maßnahme war der gleiche, der auch im Jahre 1910 zur ersten Verlegung der Emscher von ihrer ursprünglichen Mündung bei Alsum nach Walsum geführt hat, nämlich Verlassen eines Geländes mit starken Bodensenkungen infolge des Bergbaues und Erreichen eines noch hochliegenden Gebietes, in dem der Rückstau des Rheinhochwassers innerhalb des neuen Flußlaufes aufgenommen werden kann. Gefälle sollte und konnte nicht gewonnen werden. Näher kann hier auf die Gründe der zweimaligen Verlegung nicht eingegangen werden [1].

Um das Emscherwasser gut mit dem Rheinwasser zu vermischen, sahen die Entwurfspläne der zweiten Emscherverlegung eine Einleitung durch Rohre vor, die in genügendem Abstände von der Uferlinie an der Rheinsohle einmünden (Abb. 2). Da aber die im Jahre 1938 begonnenen Bauarbeiten in die Kriegs- und Nachkriegszeit mit ihrem Mangel an Baustoffen, vor allem an Stahl, kamen, mußte die Einleitung bis nach der Inbetriebnahme des neuen Laufes verschoben werden. Bis dahin stürzte die Emscher auch bei gewöhnlicher Wasserführung über den sonst nur für das Hochwasser bestimmten Absturz.

2. Entwurf. Für den Entwurf bestand ein gutes Vorbild, die Einleitung des zweiten Laufes der Emscher in den Rhein durch zwei Rohre bei Walsum (Abb. 1) im Jahre 1921. Über sie ist s. Z. ausführlich berichtet worden [2]. Seit dem Bau waren fast 30 Jahre vergangen, in denen manche Betriebs- und Bauerfahrungen an diesen Rohrleitungen und anderswo [3] gesammelt worden waren. Sie sind bei den neuen Plänen und ihrer Ausführung verwendet worden.

Die Beanspruchung der Rohre und ihre Lebensdauer hängen wesentlich von der Wassergeschwindigkeit ab, besonders bei der Eigenart des Emscherwassers, das trotz

der im Emschergebiet betriebenen zahlreichen Kläranlagen doch noch gewisse Mengen an fein verteilter Kohle und auch an Sand mit sich führt. Dadurch ergibt sich eine mechanische Schleifwirkung. Chemisch wird Stahl vom Emscherwasser nicht stärker angegriffen als von normalem Flußwasser. Bei der Einmündung der Emscher in Walsum wurde s. Z. die Trockenwettermenge durch das Niedrigwasserrohr geleitet. Zum Schutz gegen Sandschliff war das Rohr an der Sohle auf $\frac{1}{4}$ des ganzen Umfanges mit Knauffschien Hartbrandplatten belegt worden, deren Anwendung bei großen Abwassersammlern aus Zementrohren, die stark sandiges Wasser abzuführen haben, bekannt ist. Eine Untersuchung des Rohres am Einlauf gelegentlich eines außergewöhnlich niedrigen Rheinwasserstandes vor einigen Jahren ergab einen unveränderten, tadellosen Zustand der Platten. Dagegen fehlte ein Stück der Rohrwandung oberhalb der Platten in einer Größe von 1 bis 2 m² vollständig. Die Ränder der Öffnung waren scharfkantig; es handelt sich also um Schleifwirkung, nicht um Rostangriff. Auf diese Stelle prallten lange Jahre hindurch während der Zeiten des Rheinniedrigwassers die Wassermengen der Emscher beim Absturz in das Rohr. Die zweite, ursprünglich nur bei Hochwasser beschickte Rohrleitung hat sich gut gehalten. In den letzten Jahren vor der nochmaligen Verlegung des Emscherunterlaufes wurden beide Rohre auch bei Niedrigwasser gleichzeitig beschickt.

Die neuen Rohre sollen nach dem Entwurf die Emscher bis zur doppelten Mittelwassermenge (rd. 30 m³/s bei einer Ordinate des Emscherspiegels von N.N. + 23,22) 60 bis 80 m von der Korrekionslinie am rechten Ufer an der Rheinsohle austreten lassen (Abb. 2), wenn gleichzeitig der Rhein etwa die doppelte Mittelwassermenge führt (rd. 2000 m³/s bei einer Wasserspiegelordinate N.N. + 20,90). Zur Verfügung steht für diesen Fall demnach eine Druckhöhe von 2,32 m.

Bei der zweiten Mündung vom Jahre 1921 waren zwei Rohre mit je 2,20 m lichtigem Durchmesser gewählt worden. Sie waren aus 15 mm starken Kesselblechen genietet worden, denn damals war das Schweißen von Stahl für solche Aufgaben so gut wie unbekannt. Seitdem hat man

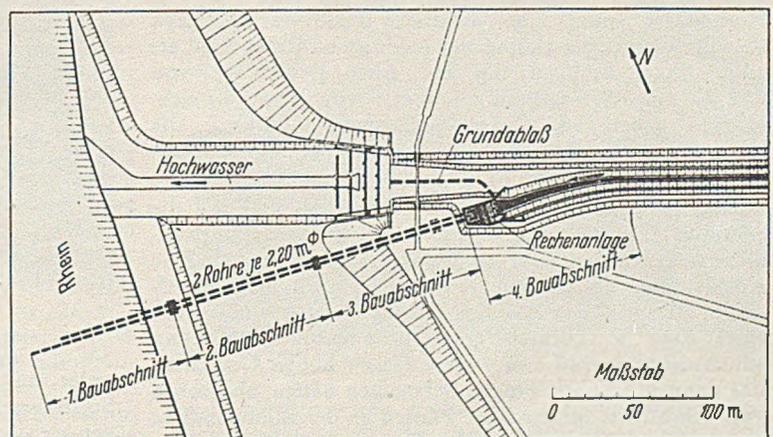


Abb. 2. Lageplan der Emscher-Mündung am Stapp.

große Stahlrohrleitungen zu schweißen gelernt. Auch ein sehr großer Durchmesser bietet heute keine Schwierigkeit mehr. Da im Gegensatz zur früheren Lösung bei Walsum der gesamte zur Verfügung stehende Rohrquerschnitt bei jeder Wasserführung ausgenutzt werden sollte, wurde zur Ersparnis an Stahlgewicht und Kosten auch die Verwendung eines einzigen Rohres von etwa 3 m

Durchmesser in Betracht gezogen. Weil jedoch beim Verlegen Schwierigkeiten durch die Rheinströmung befürchtet werden mußten, die durch den fast 100 m langen und 3 m hohen Körper in ihrem Laufe gestört worden wäre, mußte diese Lösung ausscheiden. Es sei schon hier bemerkt, daß die Strömung des Rheines sich später beim Verlegen der etwa 2,20 m hohen Rohrwand nur unwesentlich bemerkbar gemacht hat, wohl infolge des tiefen und breiten Rohrgrabens, der ein Ausweichen der Strömung nach unten ermöglichte. Es bildete sich sogar eine Wasserwalze, die einen stromauf gerichteten Druck auf den Rohrstrang zur Folge hatte, als dieser eine bestimmte Tiefe erreichte. Der benötigte Leitungsquerschnitt wurde auf zwei Rohre von 2,20 m lichtigem Durchmesser mit 7,6 m²

Blechstärke gewählt. Da das 1921 verlegte Niedrigwasserrohr eine Lebensdauer von 25 bis 30 Jahren hatte, während das zweite nur zeitweise beschickte Rohr, wie erwähnt, noch voll betriebsbereit ist, darf man bei den geänderten Bedingungen (Herabsetzung der mittleren Wassergeschwindigkeit, größere Wandstärke, besserer Stahl, günstigere Höhenlage, auf die noch eingegangen werden soll) eine erhöhte Lebensdauer erwarten. Gegen Rostangriffe wurden die Rohre innen und außen bituminiert. Auf den sonst verwendeten guten Innenschutz von mehreren Millimetern Stärke (Ausschleudern mit Neobitumen) wurde aber verzichtet, weil bei den vielen Rohrstoßen und in den Krümmern dieser Schutz doch unterbrochen gewesen wäre und die Lücken nicht in gleicher Weise wie die geraden Rohrstücke hätten geschützt werden können. Auch stand, wie in Abschnitt 3 noch erläutert werden wird, für die Herstellung der Rohre nur eine sehr kurze Zeit zur Verfügung. Außen erhielten die Rohre 2 Lagen bituminiertes Wollfilzpappe und den üblichen Kalkanstrich zum Schutz gegen zu starke Erwärmung durch die Sonne.

Auf Grund der Erfahrungen mit dem Niedrigwasserrohr bei Walsum wurde die Höhenlage der neuen Rohrleitung nach Abb. 3 so gewählt, daß der am Ufer notwendige zur Rheinsohle führende Krümmer stets im Rückstau des Rheines liegt, so daß hier das Emscherwasser nicht abstürzt und die Rohrwandung angreift. Später können sich die Verhältnisse allerdings ändern, weil die Rheinsohle sich dauernd vertieft — z. Z. mit 4 cm/Jahr —, und der Niedrigwasserspiegel absinkt. Darum mußten auch die Rohroberkanten 2 m unter die Rheinsohle gelegt werden, damit nicht schon nach kurzer Zeit die Sohle

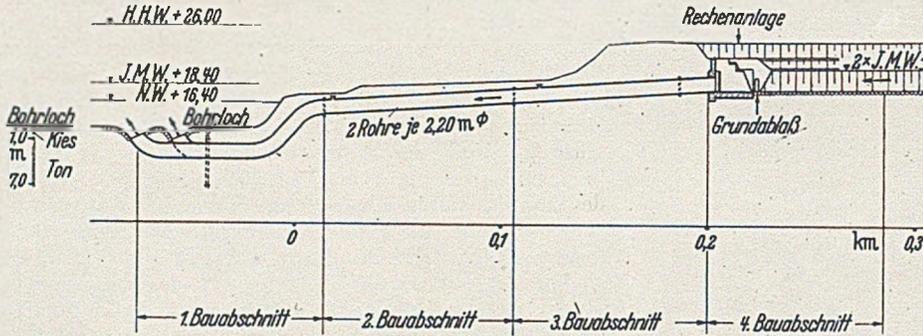


Abb. 3. Längsschnitt durch die Mündungsrohre.

Gesamtquerschnitt aufgeteilt. Es ergaben sich dann folgende Wassergeschwindigkeiten:

Bei	m ³ /s	m/s
NW	9	1,18
MW	15	1,97
HW	30	3,94

Nach der hydraulischen Berechnung wird zur Erzeugung der Geschwindigkeit von 3,94 m/s eine Druckhöhe von 2,30 m benötigt, die, wie oben erläutert, bei der doppelten Mittelwassermenge in beiden Flüssen zur Verfügung steht, ohne daß der Hochwasserüberfall benutzt wird. Bei niedrigeren Rheinwasserständen als + 20,90 N.N. wachsen die mögliche Druckhöhe und damit auch das Schluckvermögen der Rohre und die Wassergeschwindigkeit in ihnen, wenn die Emscher ein Hochwasser von mehr als 30 m³/s führt. Hierbei geht ein Teil über den Hochwasserabsturz. Im äußersten Falle des höchsten Emscherwassers bei gleichzeitig niedrigstem Rheinstand ergibt sich rechnermäßig bei einer Druckhöhe von 8,82 m eine Wassergeschwindigkeit von etwa 7,7 m/s. Hierbei gehen rd. 58,5 m³/s durch die Rohre. Die hohen Wassergeschwindigkeiten treten aber nur vorübergehend auf.

Weitere Überlegungen gingen dahin, ob und wie die erkannte Schleifwirkung des Wassers auf die Rohrwandungen vermieden oder geschwächt werden konnte. Eine Auskleidung des ganzen Rohrquerschnittes mit Knauffischen Hartbrandplatten, Schmelzbasaltplatten oder mit einer etwa im Torkret-Verfahren aufgetragenen Betonschutzschicht verbot sich wegen des zu hohen Gewichtes, das dann die Rohrleitungen bekommen hätten, abgesehen von den Schwierigkeiten, die Platten an der Rohrwandung einwandfrei zu befestigen. Den Schutz erst nach dem Verlegen der Leitung anzubringen, war aus naheliegenden Gründen nicht möglich. Auch durch Wahl eines verschleißfesten Stahles konnte die Lebensdauer der Rohrleitung erhöht werden. Aber da die Angaben der Lieferfirmen über dieses Problem z. T. widersprechend und unbefriedigend waren, wurde kein besonders hochwertiger, sondern der für geschweißte Stahlrohre in erster Linie in Frage kommende Stahl N 1 (C 12) mit einer Festigkeit von 35/45 kg/mm² und 25 % Mindestdehnung bei 16 mm

unter die Rohroberkante sinkt und ein Abfluß- und Schiffahrtshindernis im Rhein entsteht. Die Rohrmündungen werden später zu hoch liegen und müssen dann durch Taucher gekürzt werden.

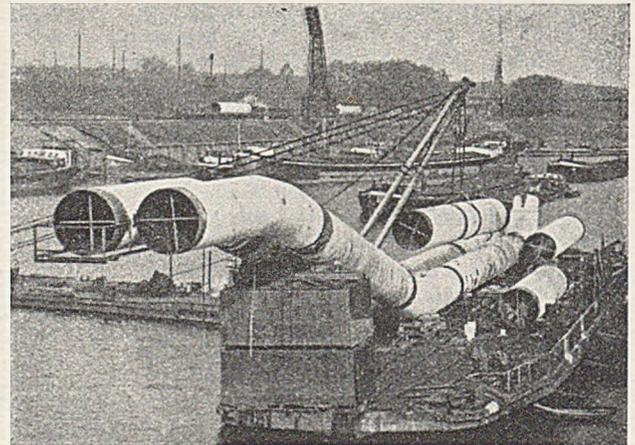


Abb. 4. Montage der Rohre für den 1. Bauabschnitt auf einem früheren Eisenbahnfährrschiff.

Zur Feststellung des Baugrundes wurden im Rhein drei Bohrungen in der Achse der zu verlegenden Rohre niedergebracht, und zwar 20, 40 und 60 m vom rechten Ufer entfernt. Ein Ergebnis ist in Abb. 3 eingetragen. Danach lag etwa 2 m unter der aus Kies und Sand bestehenden Rheinsohle grüner fester Ton, der durch das Geologische Landesamt in Krefeld als Septarienton aus dem Oligozän bestimmt wurde.

Die beiden Rohrleitungen sind 284 und 264 m lang. Es wurden (Abb. 2 und 3) 3 Bauabschnitte vorgesehen mit 2 Überschiebern an den Übergangsstellen. Sie waren notwendig zum Ausgleich von Temperaturspannungen in den Stahlrohren, vor allem aber für Bewegungen, die später erwartet werden, wenn infolge des Kohlenabbaues

konnten. Für die Baggerarbeiten im Rhein wurde die Unterfirma Gerh. Hülskens & Co., Wesel, eingesetzt. Es waren rd. 11 000 m³ Boden aus dem Rohrgraben zu lösen. Er sollte nach dem Entwurf 10 m Sohlenbreite und Böschungen von 1 : 5 erhalten. Weil jedoch der Ton eine gewisse Zeit eine steilere Neigung beibehielt, konnte

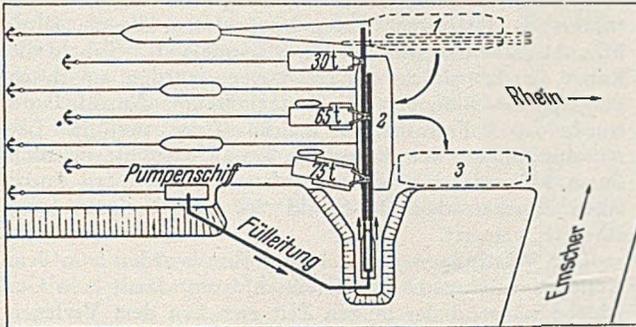


Abb. 5. 1. Bauabschnitt: Schiffspark für die Versenkung der Rohre im Rhein.

Zerrungen und Pressungen in der Erdoberfläche eintreten werden. Die Überschieber haben eine Länge von 2 m und erlauben eine Bewegung nach beiden Richtungen von je 0,50 m. Insgesamt können sich daher die Gesamtleitungen um rd. 0,4 % verkürzen oder verlängern, ohne daß Nacharbeiten notwendig werden. Der 4. Bauabschnitt betrifft die Rechenanlage, die den Rohrleitungen vorgeschaltet ist, um grobe Sperrstoffe dem Rhein fernzuhalten und nicht zuletzt, um Verunglückte vor dem Eintreiben in die Rohre und damit vor dem sicheren Tode zu bewahren. Das aus Stahlbeton hergestellte, innerhalb einer mit Stahlspundbohlen eingefassten Baugrube liegende Bauwerk bietet außer seiner beachtlichen Größe baulich nichts Besonderes. Erwähnt sei nur der Grundablaß, der die Emscher bei gewöhnlicher Wasserführung ohne Aufstau in das Hochwasserbett leiten soll, wenn einmal die Rohrleitungen ausgeschaltet werden müssen. Über den Hochwasserabsturz und die Wasserbremsen ist bereits früher berichtet worden [4].

3. Ausführung. Die Rohre wurden von der Firma Rheinische Röhrenwerke A.-G. in Mülheim/Ruhr in Baulängen von vorwiegend 16 m geliefert. Die für den Hauptteil der Arbeiten verantwortliche Firma Heinrich Hirdes GmbH., Duisburg, hatte die Rohre zusammenzubauen und zu verlegen. Ursprünglich war die Herstellung an Ort und Stelle im Vorgelände des Rheinufers vorgesehen, die genannte Firma verlegte jedoch die Montage auf ein früheres großes Eisenbahnfährschiff im Duisburg-Ruhrorter Hafen (Abb. 4), wo sie unabhängig von einem etwaigen Rheinhochwasser war, wo Gleisanschluß bestand und wo geeignete Kräne zur Bewegung der großen Lasten benutzt werden konnten. Die Rohre wurden von der Gewerkschaft Exitus, Düsseldorf, als Unterfirma innen und außen elektrisch verschweißt. Sie sind mit Kugelschweißmuffen versehen.

Der erste Bauabschnitt war der schwierigste, weil er das unter der Rheinsohle im Wasser zu verlegende Mündungsstück der Leitung umfaßte. Von seiner rechtzeitigen Fertigstellung hingen alle folgenden Arbeiten ab. Die für die Rohrlieferung verlangten Termine waren zwar sehr knapp, wurden aber trotz der damals schon schwierigen Beschaffung der Bleche von den Rheinischen Röhrenwerken genau eingehalten, so daß die Einrichtung der Baustelle und die Bauarbeiten planmäßig Ende August 1950 begonnen werden konnten. Für das eigentliche Absenken der Rohre war als spätester Termin Ende Oktober verlangt worden, da vom 1. November ab mit höheren Rheinwasserständen gerechnet werden mußte; die das Verlegen erschweren oder sogar unmöglich machen

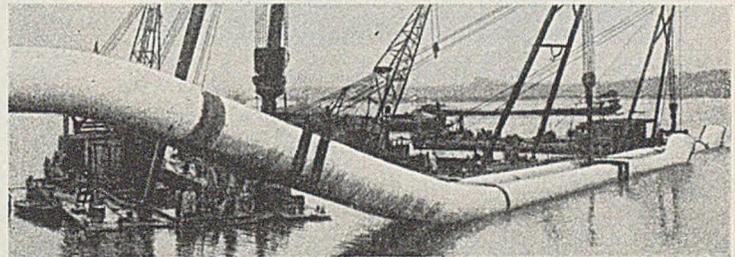
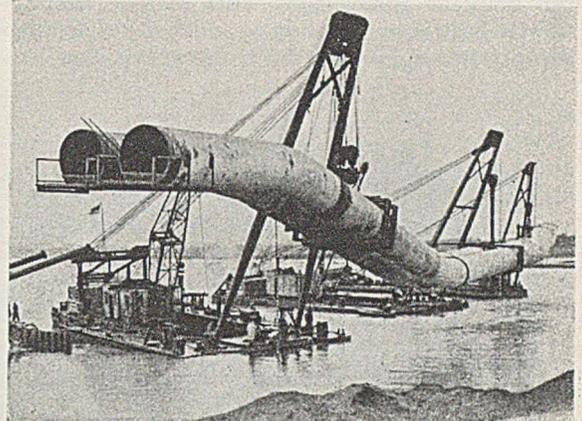


Abb. 6 a/b. Die 94 und 74 m langen Rohre des 1. Bauabschnittes vor dem Absenken.

stromauf eine Neigung von etwa 1 : 3 gewählt werden. Die Baggerarbeiten waren schwieriger als erwartet, weil der zähe Septarienton mit dem zuerst eingesetzten Gerät nur schwer zu lösen war. Erst nach Ausrüstung der Eimer mit scharfen Schneiden war die Förderleistung befriedigend. Bei der Baggerung wurden übrigens verkieselte Wurzelböden angetroffen, die von den Bohrungen nicht

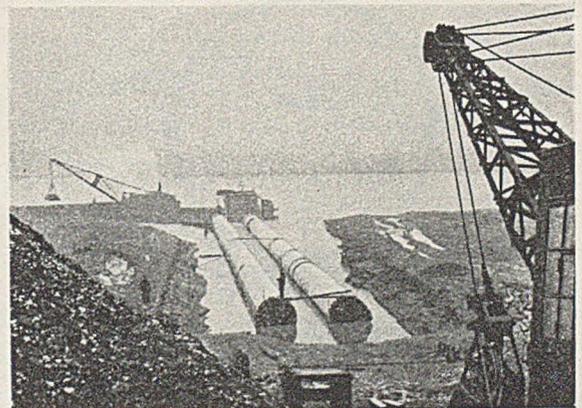


Abb. 7. 2. Bauabschnitt. Die 92 m langen Rohre liegen schwimmend an ihrer Versenkungsstelle.

erfaßt worden waren. Es handelte sich um mehrere große Sandsteinblöcke, die der Eimerkettenbagger nicht fördern konnte, mit Ausnahme eines einzigen, der als Naturdenkmal an der Emschermündung aufgestellt werden soll. Für die übrigen Blöcke wurden vom Bagger unter der Grabensohle Vertiefungen ausgehoben, in die sie dann hineinrutschten, so daß sie aus dem herzustellenden Profil verschwanden.

Durch die Verzögerung beim Aushub trat eine Verschiebung des Verlegertermines bis zum 4. November 1950 ein. Sozusagen im letzten Augenblick gelang die Absen-

kung der Rohre, denn vom 5. November an stieg der Rhein unaufhörlich und erreichte bald ein zwar nicht außergewöhnliches, aber doch ziemlich großes, um diese Jahreszeit seit langem nicht beobachtetes Hochwasser.

Am Tag vor der Verlegung wurden die beiden Mündungsrohre vom Duisburg-Ruhrorter Hafen rheinabwärts zur Baustelle geschleppt. Hier waren (Abb. 5) drei schwere Schwimmkräne dicht oberhalb der ausgebaggerten Rinne verankert, so daß die Hubgeschirre über ihr stan-

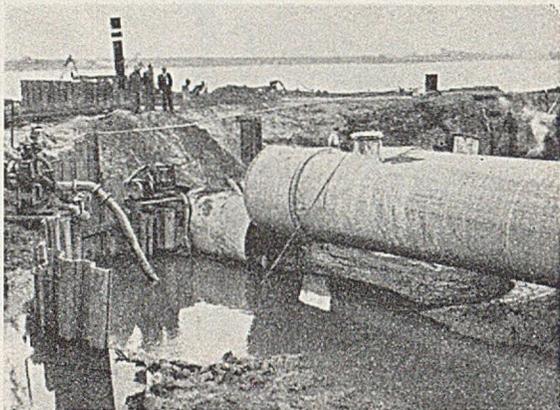


Abb. 8. Grenze zwischen 1. und 2. Bauabschnitt.

den. Die größeren Kräne hatten besondere Beiboote, auf denen der für die Spille benötigte Dampf erzeugt wurde. Das Fährschiff mit den Rohren wurde nach seiner Ankunft auf der Baustelle in die Lage 1 gebracht und durch ein verankertes Schiff zunächst in dieser Lage gehalten, dann in die Lage 2 geschwenkt, so daß die Rohre senkrecht unter den Hebeböcken lagen und an ihnen festgemacht werden konnten. Im Gegensatz zu der Anordnung s.Z. in Walsum, bei der die beiden Rohre durch mehrere Querschotten miteinander fest verbunden waren, wurden hier die beiden 94 und 74 m langen Rohre ohne Verbindung nebeneinander verlegt, ihre Lage war aber während des Transportes und während des Absenkens festgelegt. Zwei weitere verankerte Schiffe dienten zum

abzustimmen, bis die Sollage der Leitungen erreicht war. Dank der vorzüglichen Vorbereitung aller Maßnahmen und dank der umsichtigen verantwortungsvollen Leitung gelang die Absenkung ohne Zwischenfall innerhalb von etwa 4 Stunden. Im einzelnen kann dieser wichtige und fesselnde Vorgang nicht dargestellt werden, vielmehr sei auf eine Schilderung der Versenkung von langen Dükerrohren im Hamburger Hafen hingewiesen, die eine ähnliche Aufgabe und ihre Lösung behandelt [5]. Sobald die Rohre in der richtigen Lage waren, wurden sie durch verklappte Bodenmassen festgehalten. Anschließend wurde der Rohrgraben auf gleiche Weise verfüllt. Die Ausmündungen der Rohre in der Rheinsohle wurden durch schwere Bruchsteine gesichert. Sie wurden durch einen Taucher, den ein Schild vor der Rheinströmung schützte, versetzt.

Die Mündungen der beiden Rohre wurden vor dem Verlegen durch zwei Deckel verschlossen, damit kein Geschiebe während der langen Zeit zwischen dem Verlegen und der Inbetriebnahme der Leitungen in sie hineindrang. Die Deckel wurden erst im letzten Augenblick durch Taucher entfernt. Eine Gefahr der Verstopfung bestand dann nicht mehr. Der Spülstrom verhindert das Eindringen von Geschiebe oder wirft bei Hochwasser vorher eingedrungene Kiesel wieder hinaus.

Für den zweiten Bauabschnitt schlug die Firma Hirdes eine einfache, sichere und wirtschaftliche Lösung vor. Sie nutzte dabei die höheren Wasserstände des Rheines in folgender Weise aus. Für die beiden 92 m

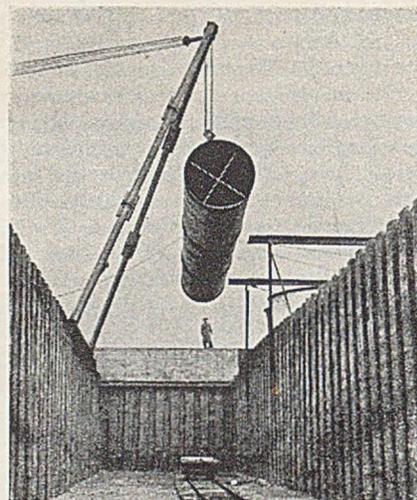


Abb. 10. Abgespundete Baugrube für den 3. Bauabschnitt.

langen geraden Rohrstränge wurde im Ufergelände der Rohrgraben hergestellt, in den die beiden Rohre Mitte Dezember 1950 schwimmend hereingezogen wurden (Abb. 7). Sie hatten auch den Weg von der Montagestelle im Duisburg-Ruhrorter Hafen bis zur Verwendungsstelle schwimmend zurückgelegt, und zwar zu beiden Seiten von zwei in Kiellinie dichtauf fahrenden, von einem Schleppdampfer gezogenen Kähnen. Ein zweiter Dampfer fuhr achtern. Nach dem Einschwimmen der Rohre sollte die Zugangsstelle am Rheinufer durch einen Erddamm abgeschlossen werden, sodann sollten nach Leerpumpen der langgestreckten Baugrube die Rohre auf die Sollhöhe gebracht werden. Da jedoch ein neues Hochwasser zu erwarten war, wurden die Rohre, um sie der Strömung zu entziehen, in den Rohrgraben abgesenkt und auf zwei Sätteln aus Kiessand abgesetzt, bis der Rückgang des Rheinspiegels die Fortsetzung der Arbeiten erlaubte. Wider Erwarten war das erst im August 1951 möglich. Die Baugrube wurde durch den Erddamm vom Rhein abgetrennt und leerpumpt (Abb. 8). Um jedes Rohr in die richtige Lage nach Seite, Höhe und Winkelrichtung (Stützen genau senkrecht nach oben) bringen zu

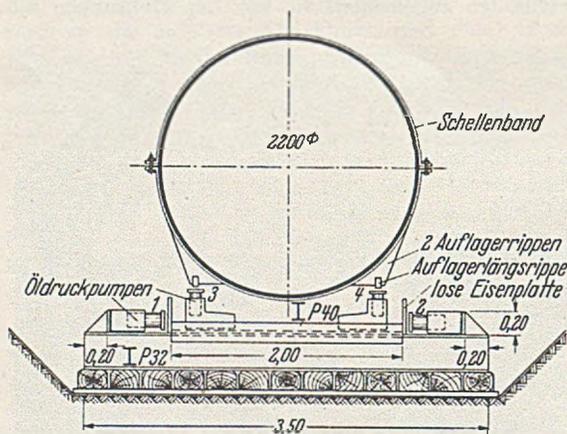


Abb. 9. Verschiebebock mit 4 Öl Druckpumpen.

Verholen und Festhalten des Fährschiffes und später der Rohrleitungen. Die Fähre legte ab und gelangte in die Lage 3. Am Morgen des 4. November hingen (Abb. 6) die beiden gewaltigen Rohrstränge in den drei Hebeböcken, die von der Gesamtlast von etwa 178 t Anteile von etwa 30, 65 und 75 t übernahmen. Unmittelbar am Ufer lag ein Pumpenschiff mit einer Fülleitung (Abb. 5), über die die beiden Rohrstränge, sobald sie den Wasserspiegel erreicht hatten, mit Wasser zum Ausgleich des Auftriebes gefüllt wurden. Aufgabe des leitenden Ingenieurs S t a c h e l s c h e i d der Firma Hirdes war, Wasserlast, Auftrieb und Absenkung der Rohre stets aufeinander

können, wurden unter ihnen zwei Verschiebbocke nach Abb. 9 eingebaut, die mit je 4 Öldruckpumpen versehen waren. Die Pumpen 1 und 2 dienten der Seitenverschiebung, die Pumpen 3 und 4 der Höheneinrichtung. Durch einseitiges Heben konnten die schweren Rohre gedreht werden. In der Längsachse des Rohres stand ein erheblich größerer Spielraum zur Verfügung, da die Trennfugen durch die Überschieber überbrückt wurden. Die beim ersten Absenken des Rohres erreichte Lage war in der Achsrichtung genau genug. Die Überschieber waren bereits im Duisburger Hafen auf dem Montageplatz auf die Rohrenden aufgeschoben worden und brauchten, als diese die richtige Lage hatten, nur um etwa ihre halbe Länge auf die bereits verlegten Rohre aufgeschoben zu werden, worauf die Stopfbüchsendichtungen eingebracht werden konnten.

Der dritte Bauabschnitt war bautechnisch nicht besonders schwierig. Mit den Rohrleitungen mußte das

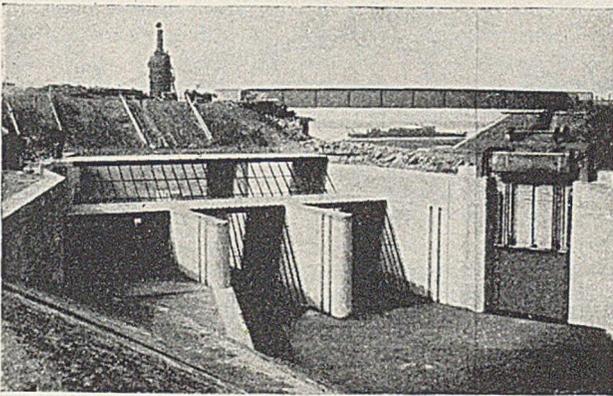


Abb. 11. Rechenanlage.

hohe Ufergelände durchfahren werden. Die Baugrube wurde mit bis zu 10,5 m langen Stahlspundwänden Hoesch, Profil II und III abgerammt und konnte ohne Aussteifung gelassen werden (Abb. 10). Die Rohre für diesen Abschnitt wurden auf dem Landwege vom nächstgelegenen Bahnhof Dinslaken auf Culemeyer-Fahrzeugen herangeschafft. Für das schnelle und sichere Abladen der Rohre vom Wagen waren auf der Baustelle rechts und links der Straße zweimal zwei Hebebocke aufgestellt worden, die nach der Einfahrt des Wagens mit Traversen die Rohre abhoben, so daß das Fahrzeug unter ihnen frei wurde. Danach wurden die Rohre auf die Straße gesenkt und abgerollt.

Auch die Herstellung der Rechenanlage (Abb. 11) brachte keine Schwierigkeiten. Der Baugrund bestand

aus Rheinsand, der Grundwasserspiegel lag tiefer als die Baugrubensohle. Es konnte also vollständig im Trockenen gearbeitet werden. Auch die benachbarte hinter einer Spundwand fließende Emscher störte nicht. Nach der Einleitung der Emscher in die Rohre wurde unter dem Schlußstück der zum Absturz führenden Emscher der Grundablaß gebaut und das Profil aufgehöhrt.

Beim Baubeginn im Sommer 1950, waren die Baukosten auf rd. 1,2 Mio. DM veranschlagt worden. Es entfielen auf die

Lieferung der Rohre	309 000 DM
Lieferung der Stahlspundbohlen	132 000 DM
Verlegung der Rohre	465 000 DM
Rechenbauwerk mit Grundablaß usw.	300 000 DM

Die Zahlen haben sich trotz den seitdem eingetretenen Lohn- und Preissteigerungen nur unwesentlich verändert, weil die Rohre und Spundwände schon frühzeitig beschafft worden waren.

Zum Schluß seien die am Bau beteiligten Liefer- und Baufirmen genannt, deren pünktliche, fach- und werkgerechte Arbeit wesentlich zum guten Gelingen des bedeutungsvollen Werkes beigetragen haben.

Lieferung der Stahlrohre (574 t): Rheinische Röhrenwerke A.-G., Mülheim/Ruhr.

Verlegen der Stahlrohre (Gesamtlänge 548 m): Heinrich Hirdes GmbH., Duisburg.

Als Unterfirmen:

Schweißarbeiten: Gewerkschaft Exitus, Düsseldorf

Baggerarbeiten im Rhein und im Vorgelände: Gerhard Hülskens & Co., Wesel.

Bagger- und Rammarbeiten an Land: Bernhard Fischer KG., Duisburg.

Ferner:

Lieferung der Stahlspundbohlen (Hoesch-Profil): Westfalenhütte, Dortmund.

Rechenanlage: Bernhard Fischer KG., Duisburg.

Entwurf und Bauleitung: Vorflutdezernat Essen der Emscher-Genossenschaft.

Örtlicher Bauleiter: Ing. R. Müller.

Literatur:

1. Ramshorn, A.: Wasserwirtschaft (1948/49) S. 259—265 u. Carp, H.: GWF. 93 (1952) S. 40—44.
2. Prüß, M.: Bauingenieur 6 (1925) S. 161—169.
3. Keppner: Gesundh.-Ing. 48 (1925) S. 373—377. Stephany, E.: GWF. 90 (1949) S. 11—17. Geilenkeuser, H.: GWF. 91 (1950) S. 114—116. Reifenrath: GWF. 92 (1951) S. 333.
4. Ramshorn, A., u. Steindamm, H.: Deutsche Wasserwirtschaft 37 (1942) S. 464—469.
5. Stephany, E.: GWF. 90 (1949) S. 11—17.

Über die Kippsicherheit der Zuggurte von Stahlbetonhängewerken während der Vorspannung.

Von Dr.-Ing. Robert Schwarz, Berlin.

I. Vorbemerkung.

Stahlbetonhängewerke, wie solche oft in Flugzeughallen [1] als Dachunterzüge über den Toren ausgeführt worden sind, werden meist mittels einfacher Baupressen durch Spreizen des Zuggurtes von den Ständern aus vorgespannt. Je nach Höhenlage der Pressen (Abb. 1) können hierbei unsichere Gleichgewichtszustände entstehen, die den vorübergehenden Einbau von Hilfskonstruktionen erfordern.

Im folgenden wird die Art des Gleichgewichtes und die Zuggurtsicherheit gegen seitliches Ausweichen (Kippsicherheit) untersucht und an Zalenbeispielen erläutert. Die Kippsicherheit wird im Teil II nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen [2] ermittelt, während im

Teil III vom Gleichgewichtszustand in der Nachbarlage ausgegangen wird [3].

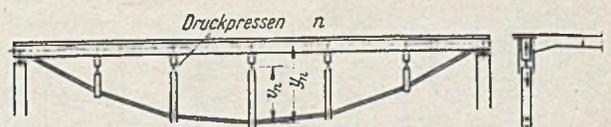


Abb. 1. $y_n > v_n$ unsicheres Gleichgewicht, seitliche Festhaltung des Zuggurtes erforderlich.

II. Art des Gleichgewichtes und Berechnung der Kippsicherheit aus der Verschiebungsarbeit.

Besteht Gleichgewicht, so gilt

$$\sum P \cdot \delta s - \delta A = 0, \quad (1)$$

wobei P die äußeren Kräfte, δs die Verschiebungen in der Krafttrichtung und δA die Arbeit der mit P im Gleichgewicht stehenden inneren Spannungen bedeuten. Soll die Art des Gleichgewichtes bestimmt werden, so wird die Arbeit für eine mögliche, an sich beliebige Bewegung des Systems in eine unendlich nahe Nachbarlage aufgestellt, wobei alle bis zur zweiten Ordnung kleinen Verschiebungen $\delta^2 s$ mit einzubeziehen sind. Die bei einer Bewegung in die Nachbarlage geleistete Arbeit kann je nach der Art des Gleichgewichtes kleiner, gleich oder größer als Null sein. Es gilt

$$\Sigma P \cdot \delta^2 s - \delta^2 A \begin{cases} \geq 0 \\ < 0 \end{cases} \quad (2)$$

Mit Einführung des Potentialbegriffs— $\delta^2 V = \Sigma P \cdot \delta^2 s$ kann Gl. (2) auch geschrieben werden

$$\delta^2 (V + A) \begin{cases} \leq 0 \\ > 0 \end{cases} \quad (2a)$$

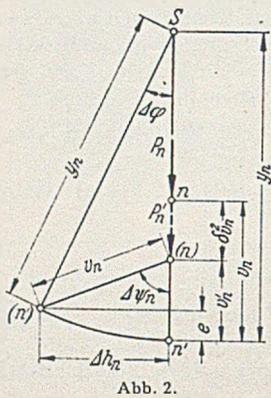


Abb. 2.

Daraus folgt, wenn obiger Wert negativ wird, unsicheres, wenn er positiv wird, sicheres und für Null unempfindliches Gleichgewicht. Beim Hängewerk mit unterhalb der Achse des seitlich gehaltenen Druckgurtes eingebauten Pressen ergibt sich bei Verschiebung in die Nachbarlage (Abb. 3), wenn die Unterbrechungen in den Ständern als lotrecht geführte, seitlich gestützte Gelenke aufgefaßt werden, ein Absinken der Angriffspunkte n der Lasten P .

Da y_n unverändert geblieben ist, leisten die Zuggurtspannungen keine Arbeit. Es folgt

$$\delta^2 V = -\Sigma P \cdot \delta^2 v_n < 0, \quad \delta^2 A = 0. \quad (2b)$$

Bei der Bewegung in die Nachbarlage sinken die Lastangriffspunkte ab, das Tragwerk entzieht sich der Lastaufnahme, das Gleichgewicht wird unsicher. Soll die Ausgangslage erhalten bleiben, so müssen Widerstände eingefügt werden, die imstande sind, elastische Spannkraft aufzuspeichern und die geleistete Arbeit der äußeren Kräfte wieder in elastisches Potential umzuwandeln, so daß $\delta^2 (V + A) = 0$ wird.

Um den Gleichgewichtszustand in der Ausgangslage zu beurteilen, wird $\delta^2 V$ als Funktion von $P, \Delta \varphi, y_n$ und v_n dargestellt. Man findet, wenn $\delta^2 v_n$ aus Abb. 3 mit den Hilfwerten $v_n, e, \Delta h_n$ und $\Delta \psi_n$ bestimmt wird und die Winkelfunktionen in Reihen entwickelt werden

$$\sin \Delta \varphi = \Delta \varphi, \quad \cos \Delta \varphi = 1 - \frac{\Delta \varphi^2}{2}, \quad 1 - \cos \Delta \varphi = \frac{\Delta \varphi^2}{2}$$

$$\delta^2 V = -\frac{1}{2} \cdot \Delta \varphi^2 \cdot \Sigma P_n \cdot y_n \cdot \left(\frac{y_n}{v_n} - 1 \right),$$

für gleiche Lasten P

$$\delta^2 V = -\frac{1}{2} \cdot \Delta \varphi^2 \cdot P \cdot \Sigma y_n \cdot \left(\frac{y_n}{v_n} - 1 \right). \quad (3)$$



Abb. 3

Aus Gl. (3) folgt nach Gl. (2a) und (2b) unsicheres Gleichgewicht, wenn $y_n > v_n$ (Abb. 2), und sicheres Gleichgewicht, wenn $y_n < v_n$ (Abb. 4). In Abb. 5 und 6 sind Brücken dargestellt, bei denen die bogenförmigen Druckgurte über und die Gelenke der Hängestangen in der Fahrbahn liegen. Für diese Fälle kehrt sich das Vorzeichen der Gl. (3) um. Es besteht sicheres Gleichgewicht, wenn $y_n > v_n$ (Abb. 5), und unsicheres Gleichgewicht, wenn $y_n < v_n$ (Abb. 6). Um die Kippsicherheit von Hängewerken nach Abb. 1 zu gewährleisten, müssen einzelne Punkte des Zuggurtes am Ausweichen verhindert werden. Bei starrer Festhaltung ist das Gleichgewicht gesichert. Sind die Punkte nur durch geringe Widerstände seitlich gehalten, so hängt die Sicherheit sowohl von der Größe der Widerstände als auch von der Lastgröße ab. Für bestimmte, den Widerständen zugeordnete Lasten P_K (Kipp-lasten) wird das Gleichgewicht unempfindlich. Denkt man sich das unter Spannung stehende System, mit in den Zuggurtpunkten angeordneten horizontalen Widerständen W_n um den Winkel $\Delta \varphi$ (Abb. 3) aus der Ebene gedreht, so wird die auf die Ausgangslage bezogene Änderung des Potentials

gurt über und die Gelenke der Hängestangen in der Fahrbahn liegen. Für diese Fälle kehrt sich das Vorzeichen der Gl. (3) um. Es besteht sicheres Gleichgewicht, wenn $y_n > v_n$ (Abb. 5), und unsicheres Gleichgewicht, wenn $y_n < v_n$ (Abb. 6). Um die Kippsicherheit von Hängewerken nach Abb. 1 zu gewährleisten, müssen einzelne Punkte des Zuggurtes am Ausweichen verhindert werden. Bei starrer Festhaltung ist das Gleichgewicht gesichert. Sind die Punkte nur durch geringe Widerstände seitlich gehalten, so hängt die Sicherheit sowohl von der Größe der Widerstände als auch von der Lastgröße ab. Für bestimmte, den Widerständen zugeordnete Lasten P_K (Kipp-lasten) wird das Gleichgewicht unempfindlich. Denkt man sich das unter Spannung stehende System, mit in den Zuggurtpunkten angeordneten horizontalen Widerständen W_n um den Winkel $\Delta \varphi$ (Abb. 3) aus der Ebene gedreht, so wird die auf die Ausgangslage bezogene Änderung des Potentials

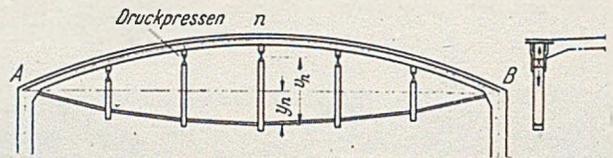


Abb. 4. $y_n < v_n$ sicheres Gleichgewicht, keine seitliche Festhaltung des Zuggurtes nötig. (Hängestangen unter Druck.)

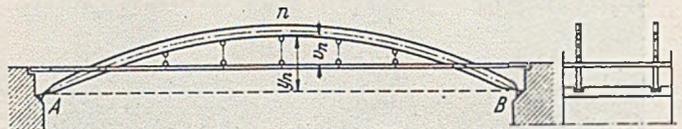


Abb. 5. $y_n > v_n$ sicheres Gleichgewicht, keine seitliche Festhaltung des Bogenträgers nötig. (Hängestangen unter Zug.)

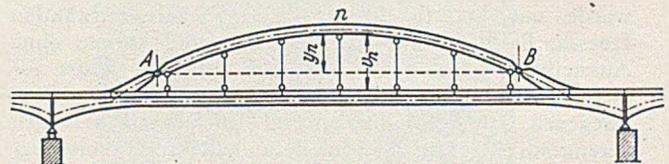


Abb. 6. $y_n < v_n$ unsicheres Gleichgewicht, seitliche Festhaltung des Bogenträgers nötig. (Hängestangen unter Zug.)

$$\delta^2 (V + A) = -\Sigma P_n \delta^2 v_n + \frac{1}{2} \Sigma W_n \cdot \Delta h_n \begin{cases} \leq 0 \\ > 0 \end{cases} \quad (4)$$

Da W_n bei Bewegung in die Nachbarlage von 0 auf den Endwert anwächst, während P schon in der Ausgangslage seinen vollen Wert besitzt, erscheint im zweiten Glied der Gl. (4) der Faktor $1/2$. Unter Voraussetzung des Hooke'schen Gesetzes wird

$$W_n = c_n \cdot \Delta h_n = c_n \cdot \sin \varphi \cdot y_n = c_n \cdot \Delta \varphi \cdot y_n, \quad (5)$$

wobei c_n jene Kraft bedeutet, welche die Horizontalverschiebung 1 des Anschlußpunktes n' (Abb. 3) hervorruft. Wird W_n aus Gl. 5 in Gl. 4 eingesetzt, $\Delta h_n = \Delta \varphi \cdot y_n$ berücksichtigt und das erste Summenglied der Gl. (4) nach Gl. (3) eingeführt, so ergibt sich für gleiche Lasten P

$$\delta^2 (V + A) = -\frac{1}{2} \cdot \Delta \varphi^2 \cdot P \cdot \Sigma y_n \cdot \left(\frac{y_n}{v_n} - 1 \right) + \frac{1}{2} \cdot \Delta \varphi^2 \cdot \Sigma c_n \cdot y_n^2 \begin{cases} \leq 0 \\ > 0 \end{cases}$$

Aus Gleichsetzung beider Summenglieder folgt

$$P_K = \frac{\Sigma c_n \cdot y_n^2}{\Sigma y_n \cdot \left(\frac{y_n}{v_n} - 1 \right)} \quad (6)$$

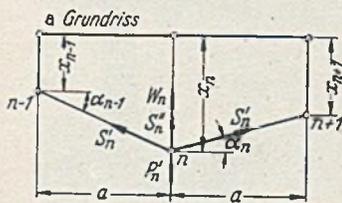
Die Kippsicherheit ist $n_K = \frac{P_K}{P}$ (7)

Die Zählersumme erstreckt sich über alle Punkte des Zuggurtes, in denen Widerstände angebracht sind, die Nennersumme über alle Knotenpunkte, in denen Lasten wirken. Stimmt die angenommene Nachbarlage mit der Wirklichkeit überein, ist n_K als kleinste Sicherheit der richtige Wert. Die Gl. (6) und (7) ergeben demnach nur unter gewissen Bedingungen die richtigen Kipplasten, sie können jedoch benutzt werden, wenn die Kippsicherheit nach einem anderen Verfahren ermittelt und der Wert P_K zur Vereinfachung der Rechnung zunächst schätzungsweise angenommen werden muß.

III. Näherungsweise Ermittlung der Kippsicherheit aus den Gleichgewichtsbedingungen des Zuggurtes in der Nachbarlage.

Im folgenden wird eine Berechnung versucht, die verhältnismäßig rasch zum Ziel führt und genauere Werte liefert als das Verfahren nach II. Für m Knotenpunkte des in die Nachbarlage verschobenen Systems lassen sich m nach den waagrecht Verschiebungen x_n der einzelnen Knotenpunkte lineare Gleichgewichtsbedingungen aufstellen. Verschwindet die Nennerdeterminante des Systems, so werden die Verschiebungen unbestimmt. Aus den P_K enthaltenden Festwerten der Null gesetzten Determinante wird die Kipplast des Zuggurtes ermittelt. Untersucht werden symmetrische Hängewerke mit gleicher Felderteilung, gleichen Knotenlasten und symmetrisch gleichen Widerständen. Für einen Knotenpunkt n gilt die Gleichgewichtsbedingung in waagrechter Richtung (Abb. 7a, b)

$$W_n - P'_n + S'_n = 0. \quad (8)$$



Die Bedeutung der Bezeichnungen geht aus den Abbildungen hervor. Die Gelenkpunkte sind seitlich gehalten vorausgesetzt. Näherungsweise ist

$$P'_n = P_n \cdot \text{tg} \Delta \psi_n = P_n \cdot \frac{x_n}{v_n}. \quad (9)$$

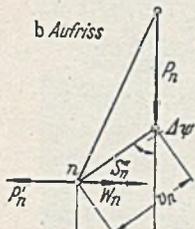


Abb. 7 a, b.

Die waagrechte Projektion der Zuggurtkraft S'_n wird angenähert auch in der Nachbarlage mit $S'_n = H = \text{konstant}$ angenommen. Die waagrechte Komponente S'_n in der Richtung normal zur Tragwand der Ausgangslage ist (Abb. 7a)

$$S'' = S' \cdot (\sin \alpha_{n-1} + \sin \alpha_n).$$

Wird $\sin \alpha_n = \text{tg} \alpha_n = \frac{1}{a} \cdot (x_n - x_{n-1})$ gesetzt, so folgt

$$S''_n = S'_n \cdot \frac{1}{a} \cdot (-x_{n-1} + 2x_n - x_{n+1}). \quad (10)$$

Für gleiche Lasten und gleiche Felderteilung läßt sich H bzw. S'_n auf die Form bringen

$$H = S' = \frac{k \cdot a}{f} \cdot P, \quad (11)$$

wobei a die Feldweite, f die Pfeilhöhe des Hängewerkes und k einen von der Felderzahl z abhängigen Festwert bedeuten. Allgemein ist k gegeben mit

$$k = \frac{1}{4} \cdot (z-1) \cdot z - \sum_{i=1}^{\frac{z}{2}} \left(\frac{z}{2} - i \right).$$

In Tabelle 1 sind für $z = 2$ bis 10 die zugehörigen k -Werte zusammengestellt.

Tabelle 1.

z	k	z	k	z	k
2	0,5	5	3,0	8	8,0
3	1,0	6	4,5	9	10,0
4	2,0	7	6,0	10	12,5

Mit Gl. (11) wird

$$S'' = \frac{k}{f} \cdot P \cdot (-x_{n-1} + 2x_n - x_{n+1}). \quad (12)$$

Werden die Werte W_n, P'_n und S'' in die Gl. (8) eingesetzt, so ergibt sich für den Knoten n

$$c_n \cdot x_n - \frac{x_n}{v_n} \cdot P + \frac{k}{f} \cdot P \cdot (-x_{n-1} + 2x_n - x_{n+1}). \quad (13)$$

Wird obige Gleichung durch $\frac{k}{f} \cdot P$ dividiert, umgeformt und der Wert v_n aus Gl. (15) eingeführt, so folgt

$$-x_{n-1} + v_n \cdot x_n - x_{n+1} = 0, \quad (14)$$

wobei $v_n = a_n \cdot \frac{1}{P} + \beta_n$ und $a_n = \frac{f}{k} \cdot c_n, \beta_n = 2 - \frac{f}{k} \cdot \frac{1}{v_n}$ (15)

Bedingungsgleichungen für gerade und ungerade Felderzahl.

Die Matrix wird nicht allgemein, sondern einfacher für 6- und 7feldrige Hängewerke angedrungen. Für symmetrische Tragwerke, gleiche Lasten und symmetrische Widerstände treten nur drei unbekannte Verschiebungen auf. Die Gleichungen lauten

für $z = 6$

x_1	x_2	x_3	
v_1	-1	0	(16)
-1	v_2	-1	0
	-2	v_3	0

für $z = 7$

x_1	x_2	x_3	
v_1	-1	0	(17)
-1	v_2	-1	0
	-1	v'_3	0

Die zugehörigen Nennerdeterminanten sind

für $z = 6$ $v_1 \cdot (v_2 \cdot v_3 - 2) - v_3 = 0$, (18) für $z = 7$ $v_1 \cdot (v_2 \cdot v'_3 - 1) - v'_3 = 0$; (19)
 v_1, v_2 und v_3 sind nach den Gl. (15), der Wert v'_3 nach den Gl. (20) zu berechnen.

$$v'_3 = a_3 \cdot \frac{1}{P} + \beta'_3, \quad a_3 = \frac{f}{k} \cdot c_3, \quad \beta'_3 = 1 - \frac{f}{k} \cdot \frac{1}{v_3}. \quad (20)$$

Gl. (18) und (19) liefern jene Festwerte v_n , für welche die Bedingungen (16) und (17) nach x_n identisch erfüllt sind. In den v_n -Werten ist nur P_K unbekannt. Wie man erkennt, sind die Gl. (18) und (19), wenn in jedem Knotenpunkt ein Widerstand angebracht wird, nach P_K vom dritten, bei $z = 8$ bzw. 9 vom vierten Grad. Der Grad entspricht der Anzahl der verschiedenen, symmetrisch gelegenen, symmetrisch gleichen Widerstände. Vorteilhafter ist es, anstatt der Auswertung der höhergradigen Gl. (18) bzw. (19), die Gl. (16) und (17) nach den Verschiebungen x_n aufzulösen. Wird die Kipplast zunächst nach Gl. (6) ermittelt und in die v_n -Werte eingesetzt, so sind damit sämtliche Festwerte der Matrix gegeben. Bei einem 8- oder 9feldrigen System z. B. treten vier unbekannte Verschiebungen x_1 bis x_4 auf. Aus der ersten Gleichung des Systems findet man $x_1 = f_1(x_2)$, aus der zweiten $x_2 = f_2(x_3)$, aus der

dritten $x_3 = f_3(x_4)$, die vierte liefert $x_3 = f_3(x_4)$, oder allgemein

$$\left. \begin{aligned} x_3 &= \eta_z \cdot x_4 \\ x_3 &= \zeta_z \cdot x_4 \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

wobei sich die Werte η_z bzw. ζ_z wie folgt ergeben
für $z = 8$ für $z = 9$

$$\left. \begin{aligned} \eta_8 &= \frac{1}{\nu_3 + \frac{1}{\nu_2 + \frac{1}{\nu_1}}} \\ \zeta_8 &= \frac{1}{2} \cdot \nu_4 \end{aligned} \right\} \quad (22) \quad \left. \begin{aligned} \eta_9 &= \frac{1}{\nu_3 + \frac{1}{\nu_2 + \frac{1}{\nu_1}}} \\ \zeta_9 &= \nu_4 \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

Bei $\eta_z = \zeta_z$ sind die Bedingungsgleichungen nach x_n identisch erfüllt und die aus Gl. (6) berechnete Kipplast ist der richtige Wert. Ist $\eta_z \leq \zeta_z$, muß P_K entsprechend abgeändert werden, so daß $\eta_z \leq \zeta_z$ wird. Der genaue Wert wird durch Interpolieren gefunden.

Die Anwendung vorstehender drei Rechnungsmethoden wird an Zahlenbeispielen für Torbinder von Flugzeughallen erläutert.

IV. Anwendungsbeispiele.

1. Torbinderhängewerk mit acht Feldern.

Stützweite $L = 70$ m, Knotenweite $a = 8,75$ m, Pfeilhöhe $f = 8$ m, Knotenlast $P = 105$ t, Felderzahl $z = 8$. Nach Tabelle 1 wird $k = 8$, $f/k = 1$,

Zuggurtkoordinaten:

$$y_1 = 3,5, y_2 = 6,0, y_3 = 7,5, y_4 = 8,0 \text{ m.}$$

ν_n -Werte:

$$\nu_1 = 1,5, \nu_2 = 4,0, \nu_3 = 5,5, \nu_4 = 6,0 \text{ m.}$$

Die Sicherung der Knotenpunkte 1, 2 und der symmetrisch gelegenen Punkte 1', 2' wird durch vor und hinter den Ständern des Hängewerkes eingebaute, im Streckbalken eingespannte I 20 erzielt. In den Knoten 3, 3' und 4 werden die dort vorgesehenen Profile I 20 noch in einem Zwischenpunkt 2,7 m unterhalb der Streckbalkenachse gegen die Hallendachbinder abgestützt. Die c_n -Werte der Widerstände folgten für obige Sicherung mit

$$c_1 = 63, c_2 = 42, c_3 = 15,6, c_4 = 12 \text{ t/m.}$$

a) Berechnung der Kipplast P_{KII} nach Abschnitt II, Gl. (6)

$$\text{Zählerwert } \sum_w c_n \cdot y_n^2 = 7080 \text{ tm,}$$

$$\text{Nennerwert } \sum_n y_n \cdot \left(\frac{y_n}{\nu_n} - 1 \right) = 23,54 \text{ m.}$$

$$\text{Kipplast } P_{KII} = \frac{7080}{22,54} = 302 \text{ t.}$$

$$\text{Kippsicherheit } n_{KII} = \frac{302}{105} = 2,88.$$

b) Ermittlung der Kipplast P_{KIII} aus Gl. (16), durch Einsatz von $P_{KII} = 302$ t nach Gl. (6) in die Festwerte ν_n .

Die Festwerte α_n, β_n und ν_n werden nach Gl. (15) berechnet. α_n -Werte: $\alpha_1 = 63, \alpha_2 = 42, \alpha_3 = 15,6, \alpha_4 = 12, -$ t, β_n -Werte: $\beta_1 = 1,334, \beta_2 = 1,750, \beta_3 = 1,818, \beta_4 = 1,833$ t, ν_n -Werte: $\nu_1 = 1,543, \nu_2 = 1,889, \nu_3 = 1,862, \nu_4 = 1,873$ t. Mit diesen Größen liefert Gl. (22)

$$\eta_8 = 0,9478 > 0,9365 = \zeta_8.$$

Die nach Gl. (6) berechnete Kipplast muß, wie zu erwarten war, vermindert werden. Die Rechnung wird für eine kleiner angenommene Kipplast $P_K = 280$ t wieder-

holt. Die α_n - und β_n -Werte bleiben unverändert, die geänderten ν_n -Werte lauten

$$\nu_1 = 1,564, \nu_2 = 1,900, \nu_3 = 1,866, \nu_4 = 1,876.$$

Gl. (22) liefert

$$\eta_8 = 0,9325 < 0,9379 = \zeta_8.$$

Die genaue Kipplast folgt durch Interpolieren zu

$$P_{KIII} = 287 < 302 = P_{KII},$$

die Kippsicherheit zu

$$n_{KIII} = \frac{287}{105} = 2,73 < 2,88 = n_{KII}.$$

2. Sechsfeldriges Torbinderhängewerk einer Flugzeughalle,

ausgeführt von der Fa. Beton- u. Monierbau A.-G. (Abb. 8).

Die Vorspannung der Zuggurte wurde, wie beim ersten Beispiel, mit normalen Baupressen durch Spreizung ausgeführt. Die zwischen den Dachbindern und Ständern des Torbinders angeordneten Streben sind erst nach der Vorspannung betoniert worden. Die Kipplast wird nach Gl. (18) berechnet

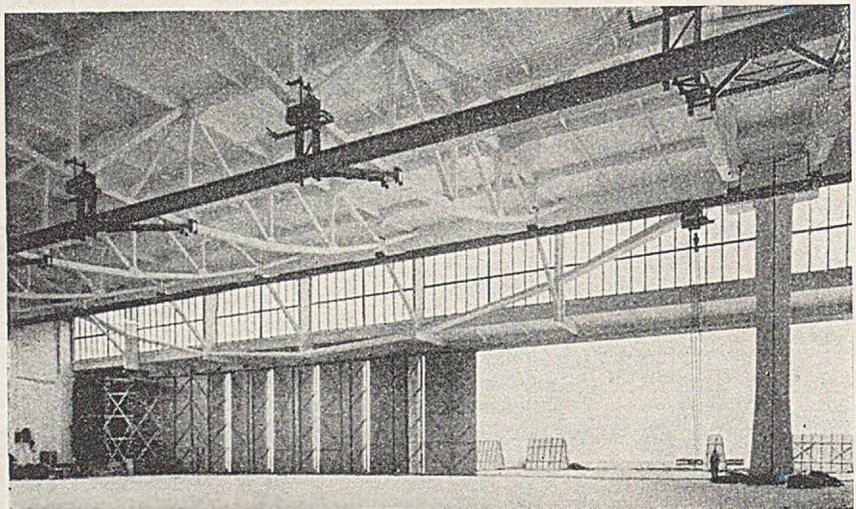


Abb. 8.

$L = 60,65$ m, $a = 10,11$ m, $f = 7,15$ m. Nach Tabelle 1 für $z = 6$, $k = 4,5$ und $f/k = 1,59$. Die während der Vorspannung vorhandene Knotenlast beträgt $P = 120$ t.

Zuggurtkoordinaten: $y_1 = 3,98, y_2 = 6,36, y_3 = 7,15$ m = f .

$$\nu_n\text{-Werte: } \nu_1 = 2,18, \nu_2 = 4,56, \nu_3 = 5,35 \text{ m.}$$

Als Sicherungen werden in den Punkten 1 und 1' vor und hinter den Ständern des Hängewerkes je ein I 24, im Knotenpunkt 3 je ein I 26 mit einer 2,70 m unterhalb der Druckgurtachse gelegenen, waagrechten Zwischenstützung gegen den Hallendachbinder angeordnet. Für diese Sicherungen errechnen sich die folgenden Widerstände

$$c_1 = c'_1 = 85, c_2 = 0, c_3 = 51 \text{ t/m.}$$

a) Berechnung nach Abschnitt III Gl. (18)

$$\alpha_n\text{-Werte: } \alpha_1 = \alpha'_1 = 135, \alpha_2 = 0, \alpha_3 = 81,$$

$$\left(\alpha_n = \frac{f}{k} \cdot c_n = 1,59 \cdot c_n \right).$$

$$\beta_n\text{-Werte: } \beta_1 = 1,27, \beta_2 = 1,65, \beta_3 = 1,703.$$

Mit α_n und β_n liefert Gl. (15), wenn $1/P_{KIII}$ vorübergehend mit X bezeichnet wird,

$$\nu_1 = 135 \cdot X + 1,27,$$

$$\nu_2 = 1,65,$$

$$\nu_3 = 81 \cdot X + 1,703.$$

Damit liefert die Nennerdeterminante Gl. (18)

$$X^2 + 0,0110 \cdot X - 0,0000373 = 0.$$

Die Auflösung ergibt

$$X = 0,00272, \quad P_{KIII} = 368 \text{ t und } n_{KIII} = \frac{368}{120} = 3,06.$$

b) Berechnung nach Abschnitt II Gl. 6

$$\sum_w c_n \cdot y_n^3 = 2,85 \cdot 3,98^3 + 51 \cdot 7,15^3 = 5300.$$

$$\sum_n y_n \cdot \left(\frac{y_n}{v_n} - 1 \right) = 13,97 \text{ m.}$$

$$P_{KII} = \frac{5300}{13,97} = 379 \text{ t, und } n_{KII} = \frac{379}{120} = 3,16.$$

Man erkennt, daß $n_{KIII} < n_{KII}$. Der Unterschied zwischen der Berechnung nach II und III wird um so

größer, je mehr der Zuggurt durch Widerstände aus der Tragwand gezogen wird. Werden nur in 1 und 1' Widerstände vorgesehen, dann errechnet sich $n_{KIII} = 1,36$ um 14% kleiner als $n_{KII} = 1,61$. Bei mehreren Widerständen genügt es meist, wie obige Beispiele zeigen, die Kipplast bzw. Kippsicherheit nach den einfachen Gl. (6) und (7) zu berechnen.

Literatur:

- [1] Mehmel: Neuere Ausführungen weitgespannter Eisenbetonhallen. 42. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins Berlin 1940. S. 495, Bild 18.
- [2] Föppel: Drang und Zwang, I. Bd. S. 89 bis 97, München 1941.
- [3] Melan: Der Brückenbau, III. Bd., 2. Hälfte, Eisernen Brücken II. Teil, S. 692 bis 695. Leipzig und Wien. 1917.

Eimerkettenbagger zum Herstellen von Kanälen.

Von Baurat a. D. Dipl.-Ing. Riedig, München-Lohhof.

Während man zum Ziehen von Gräben für Entwässerungen, Kabel- und Rohrverlegungen kleine, nach einem bestimmten Fabrikationsprogramm gebaute Eimerkettenbagger einsetzt, kommen zum Ausheben von Kanälen außer der Umbauform mit einer Schleppschaufel eines normalen Universalbaggers besonders entworfene Eimerkettenbagger in Betracht. Da umfangreiche Kanalbauten, die den Einsatz eines besonderen Eimerkettenbaggers nur für das eine Bauvorhaben rechtfertigen, selten vorkommen, entstanden auch nur wenige Kanalbagger.

Ein Bagger dieser Art von Krupp (heute Stahlbau Rheinhausen) z.B. kam erstmalig im Jahre 1930 in Griechenland in Betrieb, mit dem im Gebiet von Mazedonien umfangreiche Entwässerungskanäle mit Schutzdämmen, Brücken-, Straßen- und Eisenbahnbauten angelegt wurden.

Der Bagger E $\frac{525}{6-6,5^*}$ (Abb. 1) setzt sich aus zwei auf vier Schienen fahrenden Teilen zusammen, von denen der eine als die Baggereinrichtung mit 26 m ausladender

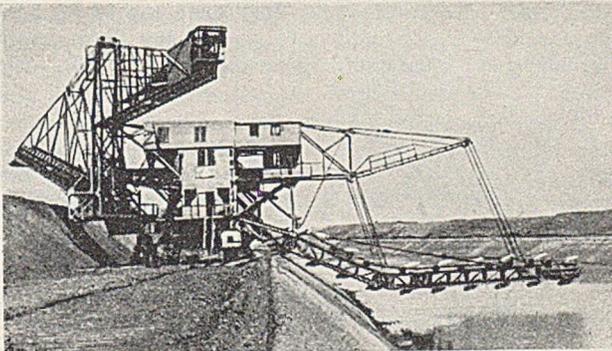


Abb. 1. Größerer Eimerkettenbagger zum Kanalbau in Griechenland.

Eimerleiter und 40 m langem, um 190° schwenkbarem Förderbandausleger und der andere als die auf 12 Rädern fahrende Kraftzentrale mit einem 475/500-PS-Dieselmotor und einem 340-kW-Gleichstromgenerator (220 V Spannung) dient. Außerdem befindet sich in der Kraftzentrale ein 7-PS-Dieselmotor zum Betrieb eines Kompressors und einer 4,8-kW-Lichtstromdynamo. Beide Teile des Baggers sind gelenkig durch eine Stange aus Profileisen gekuppelt.

Die Baggereinrichtung von 82 m größter Länge und 20 m Höhe fährt mit 32 Rädern auf zwei an der Wasserseite verlegten Schienen und mit 16 Rädern auf zwei Schienen in 7,5 m Abstand an der Böschungsseite. Von den 32 Rädern auf der Wasserseite werden 16 Räder durch zwei 30-PS-Motoren angetrieben. Die Fahrgeschwindigkeit beträgt 8 m/min. Die Eimerleiter ist zweifach geknickt. An ihr läuft die sechsteilige Eimerkette mit 27 Eimern

(525 l Inhalt) um, die durch einen 250-PS-Motor über einen Riemen, Zahnräder und eine pneumatische Rutschkupplung als Überlastungsschutz angetrieben wird. Die Eimer entladen das Erdreich auf ein 6,5 m langes Aufnahmeband, von dem dieses auf das Auslegerförderband gelangt. Der dreieckförmige Bandträger ist an der Gerüst säule gelenkig befestigt, so daß er gehoben und gesenkt werden kann (Schütthöhe 6 bis 6,75 m). Zum Aus- und Einbauen von Maschinenteilen befindet sich an einer Laufschiene neben dem Gegengewichtsausleger ein 3-t-Flaschenzug. Das von der Eimerkette in 15 cm tiefen Schnitten abgenommene Erdreich schüttert der Förderbandausleger auf der Gegenseite zu Dämmen an.

Zum Vorstrecken der Schienen, wenn ein Kanalstück fertig ist, dient eine 5-t-Elektrowinde am Gegengewichtsträger zum Förderbandausleger hinter dem Ballastkasten. Nachdem ein Schienenrost von 8 m Länge hinten am Bagger aufgenommen worden ist, schwenkt der Ausleger um 180° und transportiert den Rost über den Bagger hinweg auf die andere Seite, so daß dieser (3,5 t Gewicht) vorn am Baggergleis angesetzt werden kann. Mit der Schienentransporteinrichtung kann man das Baggergleis auch seitwärts rücken. Das Zurückrücken ist nötig, wenn die halbe Kanalbreite größer ausfallen soll, als die Reichweite der Eimerleiter beträgt. Der Kanal ist 70 m breit und 5,5 bis 6 m tief. Um z.B. nur das halbe Profil mit 35 m Breite abzutragen, müssen die Baggergleise nach dem ersten Schnitt mit der 26 m langen Eimerleiter um 9 m nach rückwärts gerückt werden.

Die Baggeranlage hat alle Erwartungen erfüllt. Mit 11 Mann konnte man z.B. 100 m Doppelgleis in 4 h mit der Transporteinrichtung vorstrecken, um den Bagger von einer Kanalseite zur anderen zu bringen. Die verlangte Leistung von 380 m³/h ließ sich in trockenem Erdreich ohne weiteres praktisch auf 540 m³/h steigern; sie wurde

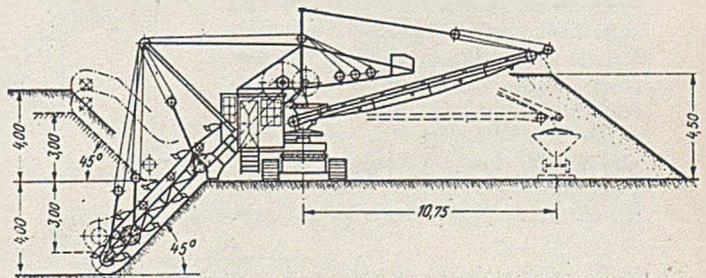


Abb. 2. Kleinerer Eimerkettenbagger zum Ausheben eines Trinkwasser- und eines Schutz- oder Fangkanals.

auch wesentlich beim Baggern aus dem Wasser überschritten, obwohl die Leistungen in solchen Fällen erfahrungsgemäß um 40% sinken. Mit der Baggeranlage stellte man einen Kanal von 24 m Länge her, der das aus dem Vermion-Gebirge zufließende Wasser sammelt und

* Bezeichnung der Bagger nach DIN Berg 2266.

über den durch Schwimmbagger vertieften Aliakmon-Fluß außerhalb des Hafens von Saloniki in das Meer führt.

Ein weiterer Eimerkettenbagger aus neuester Zeit von Orenstein-Koppel und Lübecker Maschinenbau A.-G. der Größe $R_s \frac{60}{4} 4$ (Abb. 2) hat mehrere Aufgaben unter schwierigen Arbeitsbedingungen zu lösen. Mit dem Bag-

kann der Bagger fast auf der Stelle wenden und auf gerader Strecke beim Ortswechsel Steigungen bis etwa 1 : 15 und beim Arbeiten bis etwa 1 : 20 befahren. Der stehende Antriebsdieselmotor ist für eine Außentemperatur von etwa + 35° C eingerichtet. Alle Gleitlager des Fahrwerkes, des Eimerkettenantriebes und der Schwenkwerke werden selbsttätig mit Fett geschmiert. Für die Wälzlager ist keine selbsttätige Schmierung vorgesehen, da diese nur in längeren Zeitabständen nachgefüllt zu werden brauchen.

Beim Arbeiten des Baggers wird das Erdreich durch Schwenken des Oberteiles und Senken der vierfach geschakten Eimerkette ausgehoben und durch das Auslegerförderband derart abgeworfen, daß gleichzeitig der Fahrdamm vergrößert wird. Die verschiedenen Einsatzarten des Baggers zeigt die Abb. 4. Links: die Baggertrosse (waagrechte Ebene) wird mit angehobener Eimerleiter im Hochschnitt hergestellt und der Fahrdamm durch teilweise Aufschüttung angefangen. In der Mitte: der Bagger hebt mit geknickter Eimerleiter den Schutzkanal am Hang aus und verstärkt

das Erdreich ebenfalls auf den Fahrdamm, der dadurch verbreitert wird. Rechts: der Bagger zieht den Hauptkanal und stellt den Fahrdamm fertig. Der Bagger kann also nicht nur quer zur Fahrtrichtung, sondern auch durch Schwenken des Oberteiles vor Kopf im Tief- und Hochschnitt arbeiten. Wenn der Erdaushub nicht unmittelbar vom Bandausleger als Damm angeschüttet, sondern in Transportwagen verladen wird, kann die Abwurfslänge von 10,75 m durch maschinelles Einziehen auf etwa 4,5 m verkürzt werden.

Ein dritter größerer Eimerkettenbagger $R_s \frac{400}{6-7,5} 7,5$ neuester Bauart der Maschinenfabrik Buckau R. Wolf A.-G., der nach den Angaben der Tabelle 2 gebaut ist, hat den Zweck, einen größeren Kanal mit einer Sohlenbreite von 23,5 bis 37 m, einer Breite an den oberen Rändern von 34,3 bis 52,2 m und einer Tiefe von 4,3 bis 5,1 m auszuheben (Abb. 5) und in Senkungen des Geländes ein Kanal- und Dammprofil anzuschütten (Abb. 6). Der

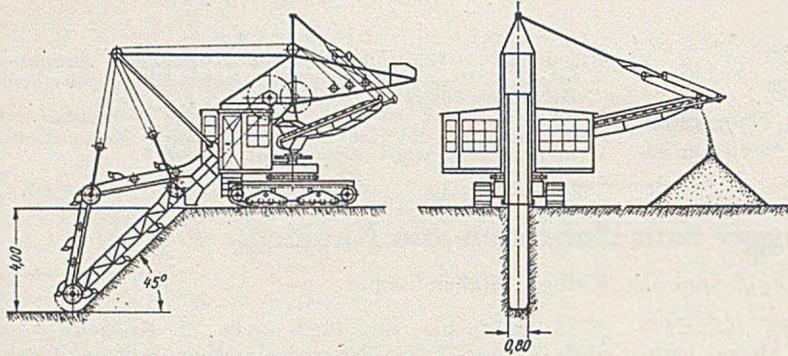


Abb. 3. Eimerkettenschwenkbagger $R_s \frac{60}{4} 4$ beim Ausheben eines schmalen Kanals mit senkrechten Wänden.

Tabelle 1.

Eimerinhalt	60 l	Länge des Bandauslegers	10,75 m
Schüttungszahl	33/min	Bandbreite	0,65 m
Geschw. d. Eimerkette	0,66 m/sec	Schwenkwinkel d. Abwurfbandes	200°
Theoret. Leistung	119 m³/h	Schwenkwinkel d. Baggeroberteiles	360°
Baggertiefe	4 m	Anzahl d. Raupen	2
Abtraghöhe	4 m	Dienstgewicht	45 t
Länge der mehrteiligen Eimerleiter	6 m	Spez. Bodendruck	0,9 kg/cm²
Anzahl der Leiterwinden	3	Fahrgeschwindigkeit, Arbeiten	114-220 m/h (4 Stufen)
Leistung d. Dieselmotors	70 PS	Ortswechsel	2 km/h

ger wird an einem abfallenden Hügelrücken ein Trinkwasserkanal und hangseitig ein Schutz- oder Fangkanal ausgehoben und außerdem auf der Talseite ein Fahrdamm angeschüttet. In einem Gebirge im Ausland liegt ein Sammelbecken, aus dem das Trinkwasser in den Hauptkanal nach einer Großstadt geleitet wird.

Gebaut ist der Bagger nach den Angaben der Tabelle 1. Die Baggertiefe von 4 m läßt sich beim Aushub von Kanälen unter normaler Baggerung mit einer Leiterneigung von 45° und gestrecktem Planierstück (Abb. 2) und außerdem beim Ausheben schmalere Kanäle mit senkrechten Wänden und einer Breite von 0,8 m (Abb. 3) erreichen. Das Abwurfförderband wird durch den Baggermotor geschwenkt und in der Höhe verstellt. Mit dem Zweiraupenfahrwerk, auf dem der Ober-

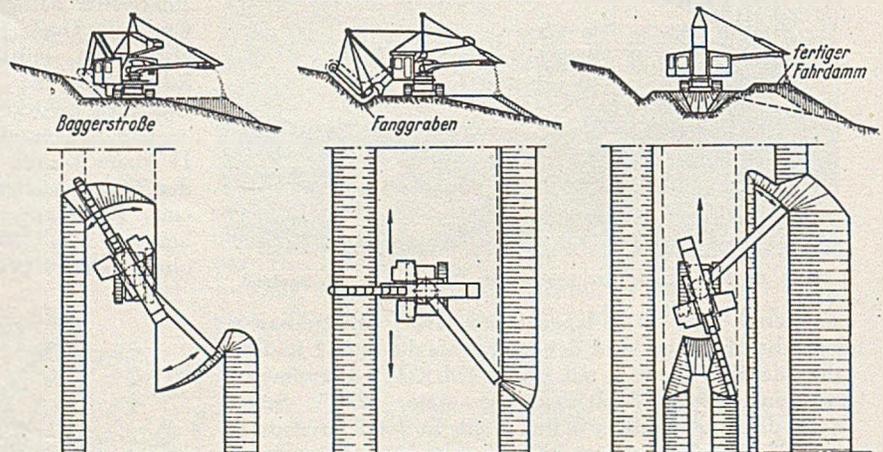


Abb. 4. Einsatzarten des Kanalbaggers $R_s \frac{60}{4} 4$

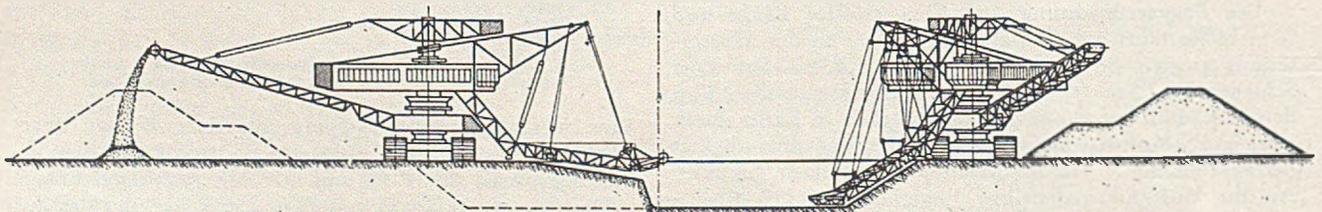


Abb. 5. Eimerkettenschwenkbagger $R_s \frac{400}{6-7,5} 7,5$ beim Ausheben eines Kanaleinschnittes.

Tabelle 2.

Eimerinhalt	400l	Länge des Band- auslegers	25 m
Schüttungszahl . . .	30/min	Schwenkwinkel d. Abwurfbandes	360°
Geschw. d. Eimer- kette	0,8 m/sec	Schwenkwinkel d. Baggerober- teiles	360°
Theoret. Leistung	720 m ³ /h	Anzahl d. Raupen	2
Baggertiefe	6-7,5 m	Breite einer Raupen	2 m
Abtraghöhe	7,5 m	Dienstgewicht . . .	350 t
Länge der Eimer- leiter, Planier- stück gestreckt	23 m	Spez. Bodendruck	1,25 kg/cm ²
Länge der ver- kürzten Eimer- leiter (Absetzer)	14 m	Gesamte instal- lierte Leistung	450 kW

oberen Rändern zu nahe stehen würde (Abb. 5), werden vom Abwurfband Transportzüge beladen, die das Erdreich wegbringen. Beim Anschütten des Kanal- und Dammprofils (Kronenbreite des Dammes 10 m) in Geländemulden arbeitet der Eimerkettenschwenkbagger als Absetzer, indem mit der auf 14 m verkürzten Eimerleiter das in Zügen angefahrne Erdreich aus Schöpfgräben aufgenommen und zuerst als Kanalsohle und dann als Damm durch das Auslegerband angeschüttet wird (Abb. 6).

Die vielseitige Einsatzmöglichkeit des Baggers ergibt sich dadurch, daß an einer Säule auf dem Raupenfahrwerk der Förderbandausleger und der Oberteil mit der Eimerleiter getrennt für sich im Kreise schwenkbar sind. Zum Überleiten des von den Eimern ausgeschütteten Erdreiches auf das Auslegerförderband ist an der Säule über

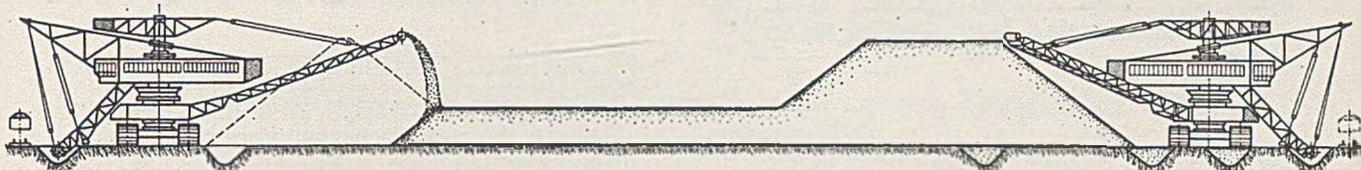


Abb. 6. Der Eimerkettenschwenkbagger beim Anschütten eines Kanal- und Dammprofils.

Kanal, der im Ausland gebaut wird, führt durch welliges Gelände. Am Anfang des Erdaushubes, wobei sich der Bagger noch innerhalb des späteren Kanalprofils befindet und der Bagger dem auf beiden Seiten des Kanals durch den Förderbandausleger anzuschüttenden Damm mit den

der Beschickstelle des Förderbandes ein Drehteller angebracht, der das Erdreich unabhängig vom augenblicklichen Schwenkwinkel des Auslegers und Oberteiles auf das Band bringt. Die Kraftverbrauchsstellen werden einzeln durch 12 Elektromotoren angetrieben.

Über den Einfluß der Reibungskräfte bei der Vorspannung im Stahlbetonbau.

Von Dr.-Ing. habil. W. Swida, Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

1. Einleitung.

Auf die Bedeutung der Vorspannungsverluste infolge der Reibung in gekrümmten Spanngliedern wurde öfters in der Fachliteratur hingewiesen. Bei großen Umlenkungswinkeln der Spannstäbe (z. B. an den Stützen der Durchlaufträger) können die Vorspannungsverluste durch Reibung die Größenordnung der Verluste infolge des Kriechens und Schwindens erreichen. Im Folgenden wird der Einfluß der Reibungskräfte auf die Beanspruchung der Spannglieder und die Verteilung der Leibungsdrücke bei der Vorspannung ohne Verbund oder mit nachträglichem Verbund erörtert.

2. Einiges über die Reibungskräfte.

Ist V die Vorspannkraft im Endquerschnitt 1-1 eines gekrümmten Spanngliedes, μ die Reibungsziffer und $\Sigma\varphi$ die Summe der Umlenkungswinkel, so erhält man für die Zugbeanspruchung S in einem beliebigen Querschnitt des Spanngliedes (Abb. 1).

$$S = \frac{V}{e^{\mu \Sigma \varphi}} = \frac{V}{e^{\mu (\varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3)}} \quad (1)$$

wobei $e = 2,718$ die Grundzahl der natürlichen Logarithmen ist. Gl. (1) ist in der Fachliteratur über die Reibung

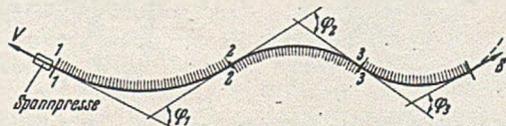


Abb. 1

als Euler-Eytelwein-Grashofsche Formel bekannt. Die Schnitte 2 und 3 entsprechen den Wendepunkten der Stabachse. Die Funktion

$$R = e^{\mu \varphi} \quad (2)$$

kann als Reibungsfunktion bezeichnet werden. Die vom Verfasser errechneten Werte der Reibungsfunktion sind in der Tabelle I angegeben und in der darunterstehenden Abb. 6 dargestellt.

Der Vorspannkraftverlust für einen beliebigen Querschnitt infolge der Reibung wird:

$$\Delta V = V - S = V (e^{\mu \Sigma \varphi} - 1) / e^{\mu \Sigma \varphi} \quad (3)$$

Die Gleichungen (1) und (3) zeigen, daß der Vorspannungsabfall infolge der Reibung von der Form der Achse des Spanngliedes unabhängig ist. Er wird nur durch die Größe des Umlenkungswinkels φ und die Reibungs-

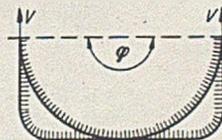


Abb. 2.

ziffer μ bestimmt. Bei den in der Abb. 2 dargestellten Spanngliedern ergeben sich also die gleichen Spannungsverluste.

Für grobe Schätzungen kann μ zu 0,10 bis 0,25 gewählt werden.

Im Folgenden wird die Anwendung an einigen Beispielen gezeigt.

a) Erstes Beispiel. Für das Zugglied ABC (Abb. 3) ist der Vorspannungsverlust infolge Reibung zu ermitteln¹. Der Spannstab wird gleichzeitig von den beiden Enden vorgespannt. Die Reibungszahl μ beträgt

¹ Die Abb. 3 ist dem „Beton- und Stahlbetonbau“ 46 (1951), S. 92, entnommen. Der Umlenkungswinkel wurde abgeschätzt.

0,18 und der Umlenkungswinkel φ_0 für die Hälfte des Stabes ist 24° . Mit $\varphi = \varphi_0 = 24^\circ$ und $\mu = 0,18$ erhält man

$$R = e^{\mu \varphi} = 1,08.$$

Die Beanspruchung des Spanngliedes an der Stelle B ergibt sich auf Grund von (1) zu

$$S_{\min} = \frac{V}{R} = 0,925 V.$$

Der Vorspannkraftverlust beträgt 7,5%.

Wird die Spannpressen nur an einem Stabende eingesetzt (z.B. an der Stelle A), so wird $\varphi = 48^\circ$, $R = 1,17$ und $S_{\min} = 0,855 V$. Der Vorspannkraftverlust beträgt diesmal 14,5%.

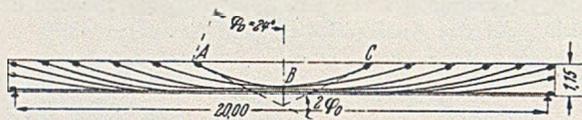


Abb. 3.

b) Zweites Beispiel. Für einen Durchlaufträger (Abb. 4) ist die Verminderung der Vorspannkraft durch die Reibung für die Querschnitte 2, 3 und 4 zu ermitteln. Das Zugglied wird gleichzeitig von den beiden Enden vorgespannt. Die Reibungsziffer μ beträgt 0,2. Die Umlenkungswinkel sind: $\varphi_1 = 20^\circ$, $\varphi_2 = 23^\circ$ und $\varphi_3 = 8^\circ$.

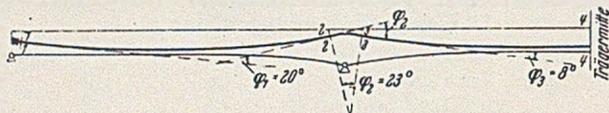


Abb. 4.

Die Spannkraft im Schnitt 2 ergibt sich zu

$$S_2 = S_1 / e^{\mu \varphi_1} = V / e^{\mu \varphi_1} = V / 1,072 = 0,93 V.$$

Man erhält in ähnlicher Weise

$$S_3 = S_2 / e^{\mu \varphi_2} = V / e^{\mu (\varphi_1 + \varphi_2)} = V / 1,162 = 0,86 V.$$

$$S_4 = V / e^{\mu (\varphi_1 + \varphi_2 + \varphi_3)} = V / 1,195 = 0,84 V.$$

Der Vorspannkraftverlust beträgt also für die Trägermitte 16%.

3. Leibungsdrücke (Pressungen zwischen Spannglied und Unterlage).

Ist die Beanspruchung des Spannstabes in einem beliebigen Querschnitt bekannt, so läßt sich der entsprechende Leibungsdruck zwischen dem Spannstab und den Blechröhren sehr einfach bestimmen.

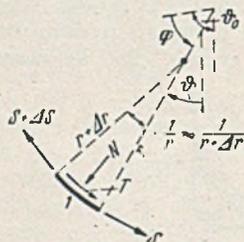


Abb. 5.

Wir betrachten eine Längeneinheit (Abb. 5) des Spanngliedes und bezeichnen den zugehörigen Leibungsdruck mit N (t/cm). Es wird angenommen, daß der Zentriwinkel $1/r$ oder $1/(r + \Delta r)$ genügend klein ist. Dann lautet

die Gleichgewichtsbedingung gegen Verschieben in Richtung von N :

$$\frac{S}{2r} + \frac{S + \Delta S}{2(r + \Delta r)} = N.$$

Man erhält unter Vernachlässigung von ΔS und Δr

$$N = \frac{S}{r} = \frac{V}{r} \cdot e^{\mu (\vartheta - \vartheta_0)} = \frac{V}{r e^{\mu \varphi}}. \quad (4)$$

Die Reibungskraft je Längeneinheit des Spannstabes wird

$$T = \mu N = \frac{\mu S}{r} = \frac{\mu V}{r} \cdot e^{\mu (\vartheta - \vartheta_0)} = \frac{\mu V}{r \cdot e^{\mu \varphi}} \quad (5)$$

Nun ermitteln wir die vertikale Belastung des vorgespannten Trägers durch die lotrechten Komponenten von N und

Tabelle I.

Die Werte der Reibungsfunktion $R = e^{\mu \varphi}$

φ	μ							
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
5° (0,0873)	1,005	1,009	1,013	1,018	1,022	1,026	1,031	1,036
10° (0,1745)	1,009	1,018	1,027	1,036	1,045	1,054	1,063	1,072
15° (0,2618)	1,014	1,027	1,040	1,054	1,068	1,082	1,096	1,110
20° (0,3491)	1,018	1,036	1,054	1,072	1,091	1,110	1,130	1,150
25° (0,4363)	1,022	1,045	1,068	1,091	1,115	1,140	1,165	1,191
30° (0,5236)	1,027	1,054	1,082	1,110	1,140	1,170	1,201	1,233
35° (0,6109)	1,031	1,063	1,096	1,130	1,165	1,201	1,239	1,277
40° (0,6981)	1,036	1,072	1,110	1,150	1,191	1,233	1,277	1,322
45° (0,7854)	1,040	1,082	1,125	1,170	1,217	1,266	1,317	1,369
50° (0,8727)	1,045	1,091	1,140	1,191	1,244	1,299	1,357	1,418
60° (1,0472)	1,054	1,110	1,170	1,233	1,299	1,369	1,443	1,520
70° (1,2217)	1,063	1,130	1,201	1,277	1,357	1,443	1,533	1,630
80° (1,3963)	1,072	1,150	1,233	1,322	1,418	1,520	1,630	1,748
90° (1,5708)	1,082	1,170	1,266	1,369	1,481	1,602	1,733	1,874

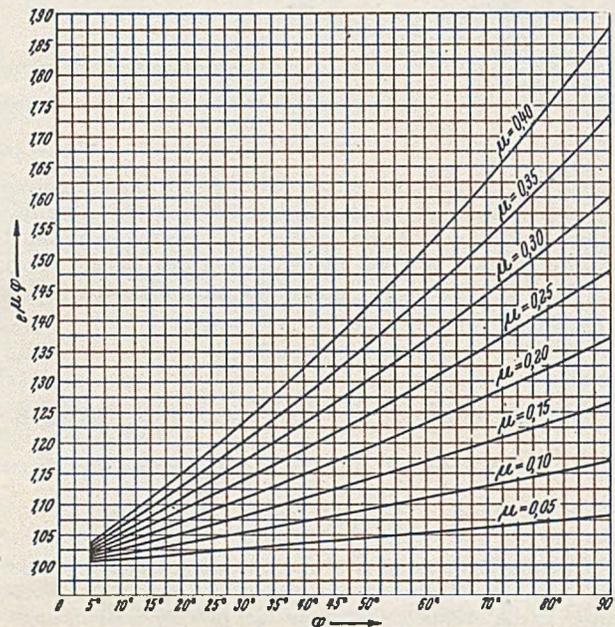


Abb. 6.

T. Aus Abb. 7 kann man ersehen, daß diese Belastung für eine Längeneinheit des Spannstabes beträgt

$$q = N \cos \vartheta + T \sin \vartheta = \frac{S}{r} (\cos \vartheta + \mu \sin \vartheta) = \frac{V}{r} \cdot e^{\mu (\vartheta - \vartheta_0)} \cdot (\cos \vartheta + \mu \sin \vartheta). \quad (6)$$

Man erhält also für eine Längeneinheit der waagrecchten Projektion des Spanngliedes einen vertikalen Druck von

$$q_v = \frac{q}{\cos \vartheta} = N + T \operatorname{tg} \vartheta = \frac{S}{r} (1 + \mu \operatorname{tg} \vartheta) = \frac{V}{r} \cdot e^{\mu (\vartheta - \vartheta_0)} \cdot (1 + \mu \operatorname{tg} \vartheta). \quad (7)$$

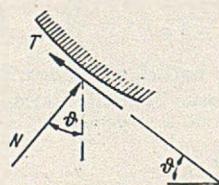


Abb. 7.

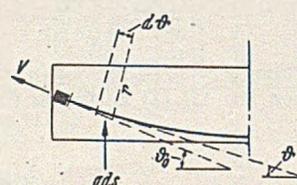


Abb. 8.

Unter Vernachlässigung der Reibung ($\mu = 0$) ist

$$q_v = \frac{V}{r}. \quad (8)$$

Bei beliebiger Form des Spanngliedes muß die Summe der vertikalen Komponenten der Leibungsdrücke und

Reibungskräfte gleich der Summe der vertikalen Komponenten der Vorspannkkräfte sein. So erhält man z. B. für die in Abb. 8 dargestellte Hälfte eines vorgespannten Trägers folgenden Ausdruck für die Summe der vertikalen Komponenten der Leibungsdrücke und Reibungskräfte:

$$\int_0^{\vartheta_0} q ds = \int_0^{\vartheta_0} \frac{S}{r} (\cos \vartheta + \mu \sin \vartheta) r \cdot d\vartheta =$$

$$= \int_0^{\vartheta_0} V e^{\mu(\vartheta - \vartheta_0)} \cdot (\cos \vartheta + \mu \sin \vartheta) d\vartheta = \frac{V}{e^{\mu \vartheta_0}} \left(\int_0^{\vartheta_0} e^{\mu \vartheta} \cdot \cos \vartheta \cdot d\vartheta + \right.$$

$$\left. + \mu \int_0^{\vartheta_0} e^{\mu \vartheta} \cdot \sin \vartheta \cdot d\vartheta \right) = \frac{V}{(1 + \mu^2) e^{\mu \vartheta_0}} \left[(\mu \cos \vartheta + \right.$$

$$\left. + \sin \vartheta) e^{\mu \vartheta} + \mu (\mu \sin \vartheta - \cos \vartheta) e^{\mu \vartheta} \right]_0^{\vartheta_0} = \frac{V}{(1 + \mu^2) e^{\mu \vartheta_0}}$$

$$\cdot \left[(1 + \mu^2) e^{\mu \vartheta} \cdot \sin \vartheta \right]_0^{\vartheta_0} = V \sin \vartheta_0.$$

$V \sin \vartheta_0$ ist aber die lotrechte Komponente der Vorspannkraft im Endquerschnitt. Die letzte Bedingung kann zur Kontrolle dienen.

Literatur:

1. Dischinger: Beton und Stahlbetonbau 45 (1950) S. 97.
2. Rüsck: Erläuterungen, Ziff. 5. 33, Beton und Stahlbetonbau 45 (1950) S. 110.
3. Leonhardt und Baur: Beton und Stahlbetonbau 45 (1950) S. 186, Abschn. 4.

Kabelkran-Drahtseilbahn zum Baustofftransport am Persischen Golf.

Von Dr.-Ing. W. Franke, Frankfurt/M.

Drahtseilbahnen sind für Langstreckentransporte bis zu 100 km Entfernungen in allen Weltteilen besonders durch deutsche Ausführungen (Bleichert, Pohlig, Heckel) bekanntgeworden; sie sind aber in der Regel nicht zum Heben der Lasten bestimmt, sondern fast ausschließlich für waagrechte und gelegentliche schräge Strecken. — Auch der Kabelkran ist durch deutsche und amerikanische Ausführungen allgemein seit Jahrzehnten bekannt, namentlich in der Bauindustrie bis zu Spannweiten von 600 oder 700 m, also für mittlere Förderstrecken. Darüber hinaus ist der Kabelkran im Hochgebirge ein kaum ersetzbares Hebezeug, denn es können mit der Laufkatze Lasten bis zu 100 m und mehr im zerklüfteten Gelände gehoben bzw. abgesenkt werden, bei Tragkräften bis zu etwa 25 t.

In den letzten Jahren wurde aber für Fördersonderzwecke eine Mittelbauart Kabelkran-Drahtseilbahn, welche die Eigenarten beider Fördermittel in sich vereinigt, im Persischen Golf aufgestellt, die sich für den Baustofftransport im Betriebe bestens bewährt hat. Diese von der Firma Pointer-Willamette Co. in Portland (Oregon, USA) zusammengestellte und aufgebaute Förderanlage (Abb. 1) ist in der Hauptsache zur Entladung der Überseedampfer bestimmt (Abb. 2), welche infolge des sehr seichten Küstenstreifens mehrere Kilometer vom Ufer entfernt entladen werden müssen. Die Anlegung eines kostspieligen Hafens hätte sich wegen der Kürze der Bauzeit von etwa einem Jahre nicht gelohnt, da auch die Küstengebiete fast unbewohnte Wüstengebiete umfassen. Die Entladung bezog sich in erster Linie auf große Mengen von Stahlrohren für Ölleitungen, welche gemeinschaftlich mit anderen Baustoffen auf dem Seewege herangebracht werden mußten.

Die ausgeführte Sonderlösung: Kabelkran-Drahtseilbahn eines ungewöhnlichen Transportproblems (in Amerika: „Sky-Hook“, etwa: „Himmels-Haken“ übersetzt) wurde gewählt, um die etwa 1600 km lange, durch die arabische Wüste führende Ölleitung (Pipe-Line) der Arabian-American Oil Co in kürzester Zeit durchführen zu können. Das Baubüro nebst den Baustofflagern und Reserveteilschuppen wurde an der Küste in der Nähe von Ras el Misha'ab (Saudi-Arabien) angelegt; eine andere Lösung konnte für die Löschung nicht gefunden werden, da der nächste kleine Hafenplatz über 100 km von hier entfernt gelegen war.

Überdies hätte zur Heranbringung der Baustoffe eine Straße durch wegeloses Wüstengelände angelegt werden müssen, was wirtschaftlich untragbar war, weil die Bauarbeiten für Legung der Ölleitung in 12 Monaten beendet sein mußten.

Daher wurde der Entschluß gefaßt, durch Rammarbeiten eine künstliche Verlade-Insel (Abmessungen: 120 x 24 m) im seichten Golfgebiete zur Anlegung von Schiffen zu errichten, die gleichzeitig die wasserseitige Endstation für die Drahtseilbahn darstellte. Die Länge



Abb. 1. Luftbildaufnahme über die Gesamtstrecke (rd. 5 km) der Kabelkran-Drahtseilbahn mit 24 Stützen zwischen der arabischen Wüste bei Ras el Misha'ab und dem im Persischen Golf neu gebauten Verladepier. — Im Vordergrund kleines Baubüro der Lieferfirma mit Reserveteilschuppen; am Strande Baustoffe für die zu bauende Ölleitung.

der Seilbahn von der Insel bis zum Lande betrug fast 5 km mit insgesamt 24 A-förmigen Stützen von je 22,5 m Höhe (Abb. 3). Die ankommenden Seeschiffe werden mit dem Bordladeschirr und den Schiffswinden, wie allgemein in amerikanischen Häfen üblich, entladen, also ohne die Zuhilfenahme land- bzw. inselseitiger Krananlagen. — Die Baufirma der Ölleitungen: International Bechtel, Inc. von San Francisco (Californien) errichtete zunächst das uferseitige Baustofflager, da die 200 000 t Baustoffe in einer Periode von 12 Monaten eintrafen und das Gesamtobjekt der Entladungen darstellten. Zu den Entladearbeiten standen insgesamt 3 Führerstandslaufkatzen (Abb. 4 bis 6) zur Verfügung, welche die Baustoffe an das arabische Festland brachten. Andererseits wäre es unwirtschaftlich gewesen, die Baustoffe über große Umwege

durch die arabische Wüste nach der Gegend von Ras el Misha'ab zu bringen und daher wurde der bereits erwähnte Beschluß zur Aufführung der künstlichen Verlade-Insel im Persischen Golf gefaßt.

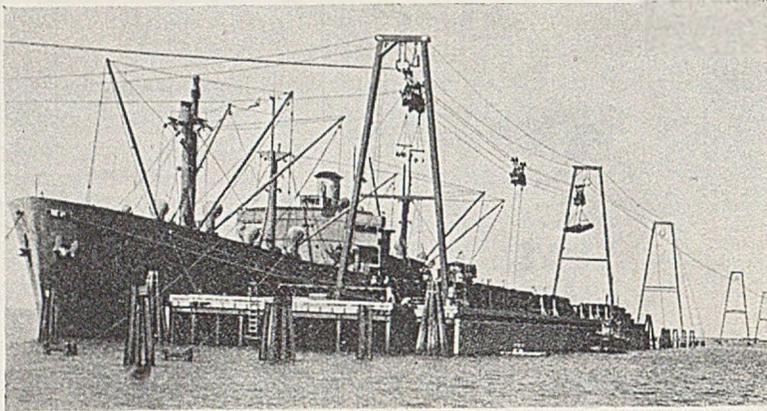


Abb. 2. Überseedampfer am künstlichen Verladepier (120 × 23 m) im Persischen Golf und Endstation der Seilbahn mit 3 Führerstandslaufkatzen zur Förderung von Baustoffen an Land (Wassertiefe etwa 10 m). — Aufgabe der Verladung sind 200 000 t Baustoffe, insbes. Stahlrohre für die Arabian-American Oil Co. für die Legung der etwa 1600 km langen Ölleitung durch die arabische Wüste.

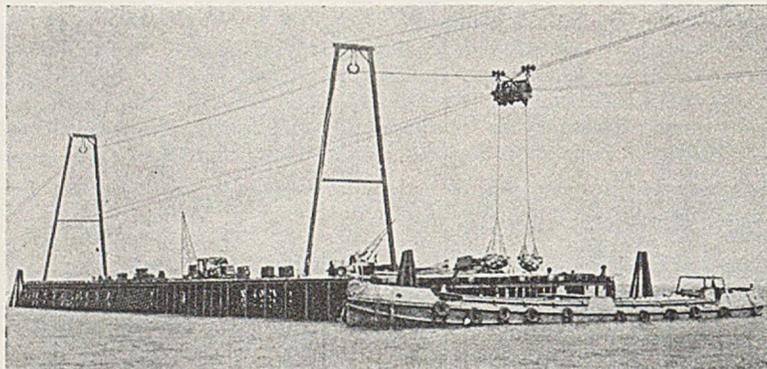


Abb. 3. Verladeinsel mit 2 Seilbahnstützen und Führerstandslaufkatze bei der direkten Entladung von Asphaltbehältern in Netzen aus Motorboot. — Gesamtgewicht der Last in 2 Netzen: rd. 5 t.

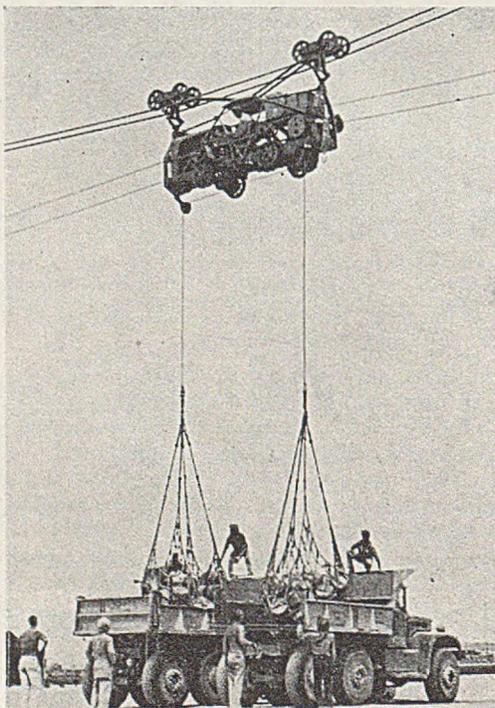


Abb. 4. Führerstandslaufkatze der Kabelkran-Drahtseilbahn mit zwei Netzen voll Asphaltbehältern bei der Überladung in Lastkraftwagen.

Konstruktionseinzelheiten und Förderleistungen. Die 3 Führerstandslaufkatzen bewegen sich auf zwei Tragseilen und haben eine max. Tragkraft von je 10 t. Die Tragseile sind beiderseits fest verankert, ebenso die beiden Zugseile, an welchen die Fortbewegung spilltriebartig erfolgt. — In der Regel sollen zwei Laufkatzen gleichzeitig zur Schiffsentladung und Weiterförderung der Güter eingesetzt werden (Abb. 1 bis 3), während die dritte nur bei starkem Förderbetrieb eingreift oder in Reserve gehalten werden soll. Bei den ersten Förderversuchen hatten die Laufkatzen je 5 t Asphalt (in 2 Netzen) nach der Ablegestelle zwischen den Stützen 20 und 21 gebracht und zu dieser etwa 5 km langen Strecke etwa 6 Minuten benötigt, zur leeren Rückfahrt nur 5 Minuten. Später wurden hauptsächlich Stahlrohre für die Ölleitungen (Abb. 8) gefördert, mit Durchmessern von 750 mm (30") und 775 mm (31"), welche ineinandergesteckt wurden, um das Volumen zu verringern und um das Anhängen der Lasten rascher durchführen zu können. Die Baustoffe werden zunächst nach der Entladung durch das Bordladegeschrir aus den Schiffen auf der Insel abgelegt und erst dann an Land gefördert, sobald Laufkatzen dafür verfügbar sind. Es bedurfte großer Geduld, um zu diesen vollkommen ungewohnten Verladearbeiten die einheimischen Araber anzulernen. So wurde die Zeit für das geschickte Anhängen der Rohrlasten von zunächst 20 Min. auf schließlich 4 Min. reduziert, so daß die Anlandbeförderung keine Stockungen mehr aufwies. Es dauerte ein volles Förderspiel mit An- und Abhängen der Lasten etwa 25 Min., und zwar landseitig mit Last und leere Rückfahrt. Außer den Stahlrohren wurden auch andere Baustoffe aller Art für Straßen- und Unterkunftsbauten usw. an Land gefördert und je nach Art und Umfang der Lasten mit Ketten, Seilschlingen, Netzen (Abb. 4 u. 5), Verladepritschen usw. gearbeitet.

Für die Seilrüstung der Kabelkran-Drahtseilbahn von etwa 5 km Länge waren erforderlich: 12 km Tragseile (41 mm Durchm.) und 12 km Fahrseile (16 mm Durchm.). An Stelle der sonst bei Drahtseilbahnen üblichen Schrauben- oder Hebelkupplungen sowie der Spannungsgewichte für Tragseile und Fahrseile, wurden alle Tragseile und Fahrseile beiderseits an den Endstationen fest verankert. — Die Antriebe sind auf den Laufkatzen selbst untergebracht; er besteht aus einem 140 PS-Gasolinmotor mit Vorgelege usw. und alle kraftübertragenden mechanischen Teile sind aus dem normalen Kraftfahrzeugbau entlehnt, so daß Reserveteile leicht zu beschaffen sind. Der mitfahrende Führer kann wahlweise auf „Heben“ oder „Fahren durch Hebel umschalten. — Die aus insgesamt 8 Laufrädern bestehenden Fahrwerke der Katze fahren bei jeder der Stützen durch die an den Stützholmen aufgehängten Tragseilsättel (Abb. 3 und 7) hindurch, so daß die gesamte Strecke von etwa 5 km ohne Halten durchfahren werden kann. Die gegenseitige Entfernung der land- und wasserseitigen 24 Stützen beträgt etwa 200 m. Die Durchhänge der Tragkabel betragen etwa 4,2 m. mit belasteter Laufkatze etwa 6,0 m und bei Vollast etwa 10,5 m. Die Spleißlänge der Seile ist rd. 30 m. — Die Tragseile sowie die Zugseile der Anlage werden durch eine Gruppe von 64 mit Asphalt überzogenen I-Trägern verankert, die etwa 10 m tief in die Felsen des Meeresbodens eingerammt wurden.

Bei überraschender Ankunft größerer Schiffsladungen wurden ausnahmsweise alle 3 Laufkatzen in Betrieb ge-

nommen (Abb. 2), in der gegenseitigen Entfernung der Katzen von etwa $\frac{1}{2}$ bis 1 Spannweite der Stützen-Teilstrecken (Abb. 2). — Jeder der Seilbahnführer sitzt auf einem umkehrbaren Sitz, so daß er in beiden Fahrrichtungen nach vorn sehen und mit einer Geschwindigkeit von 40 bis 45 km/Std. im Höchstdalle bei der Fahrt alles beobachten kann. — Dabei ist eine der 3 Laufkatzen mit Radioverbindung mit dem landseitigen Baubüro verbunden und kann von dort alle Weisungen über die vorzunehmenden Verladungen entgegennehmen.

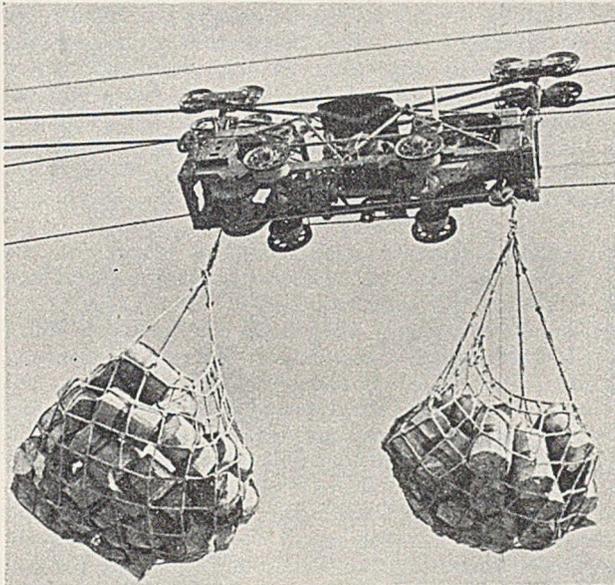


Abb. 5. Laufkatze der Kabelkran-Drahtseilbahn mit Führerstand sowie Hub- und Fahrtrieb. — Führersitz in beide Fahrrichtungen schwenkbar.

Montage der Seilbahn. Die Montagearbeiten stellten sehr große Anforderungen an die Monteure nebst Hilfsmannschaften; hinzu kamen die ungewöhnlichen klimatischen Bedingungen der Wüstengebiete: Sandstürme und Hitzegrade bis zu etwa 60° C. — Eine der

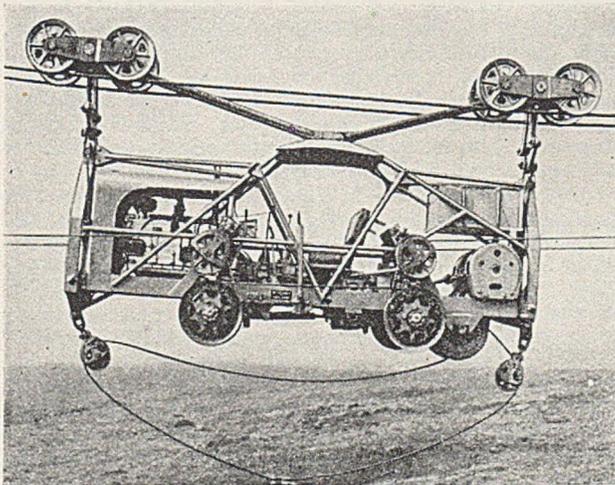


Abb. 6. Laufkatze mit Hub- und Fahrtrieb durch 140-PS-Gasolli-motor und Führersitz. — Unter der Laufkatze 4 Räder (Fahrseil-Spültrieb), welche nach Auflegen von Gummireifen eine Fahr-möglichkeit der Katze auf der Straße gestatten. — Rechts unten: Hubtrommel mit 2 Hubsseilen.

ersten Arbeiten war die Aufstellung der 24 Stück aus Amerika angelieferten und fast fertig vorgearbeiteten Stützen aus Douglas-Tannenholz (Abb. 7) von je etwa 22 m Höhe und 7 t Einzelgewicht. Die landseitigen 5 Stützen wurden zuerst mit einem Raupenkran mit einem 20 m langen Ausleger aufgerichtet, nachdem der Zusammenbau am Ufer stattgefunden hatte. Jedes der beiden Beine der

A-förmigen Doppelstützen war in Längen von 10½ und 12 m vom quadratischen Querschnitt (400 × 400 mm) nebst oberen Verbindungsholm angeliefert worden. Alle diese Holzteile wurden mit Verbindungs-Stahlplatten (12 mm Stärke) und kräftigen Schrauben zusammen verbunden. An einzelnen höher beanspruchten Seilbahnstellen wurden auch einige Doppeltürme (Gewicht rd. 14 t) aufgestellt. Außer den Monteuren der Pointer-Willamette Co wurde auch eine Gruppe arabischer Hilfsarbeiter bei der Stützenaufstellung angesetzt. — Nach dem Aufrichten der 5 landseitigen Stützen wurden diese mit den Kopf-stücken von je 4 Stahlrohren (400 mm Durchm.) verbolzt, welche vorher tief in den Sand eingerammt worden waren; der Zeitaufwand für diese Stützen betrug knapp 3 Tage.

Die im Wasser aufzustellenden 19 Stützen wurden ebenfalls auf die Köpfe von drei Stahlrohren (200 mm ϕ) mittels Verbindungsstücken aufgesetzt, welche durch eine seegängige Ramme in den Meeresgrund nach Art der Duc d'Alben schräg gerammt worden waren. Im Anschluß wurde dann diese Ramme als Hilfskran zur Aufrichtung der Wasserstützen benutzt, welche mit den Fußstücken verschraubt wurden. Die Montage dieser im Wasser stehenden Stützen dauerte etwa 1 Woche. Beim Aufrichten der A-förmigen Stützen wurden zu Wasser und zu Lande die 4 Verankerungs-seile, welche an den Stützenköpfen befestigt waren, mit hochgezogen, ebenso die Aufhängevorrichtungen für die Trageiselsättel und die aufgerollten Zugseile usw. Die einzigen zunächst noch nicht mit-montierten Teile waren die beiden Trageisels-Auflagesattel und die beiden Seile, welche zur Erhöhung der Standfestigkeit die Stützen untereinander verbanden. Beim späteren Auflegen der beiden Trage-seile wurden die Trageiselsättel lose daran befestigt und mit an Ort gebracht, nachdem die Stützen fertig montiert waren. — Die schwimmende Ramme, welche nach Erledigung der Rammarbeiten als Hilfsgerät zum Aufstellen der wasserseitigen Stützen benutzt wurde, war mit einer Zweitrommelwinde ausgerüstet. — Die landseitigen Verankerungen der Seilstützen wurden in den Wüstensand in Senkgruben nach arabischer Art („Sabkha“) durchgeführt. Diese Verankerungsart hält die Pfähle und die anderen im Sande eingebetteten Verankerungsteile fest und hat sich gut bewährt.

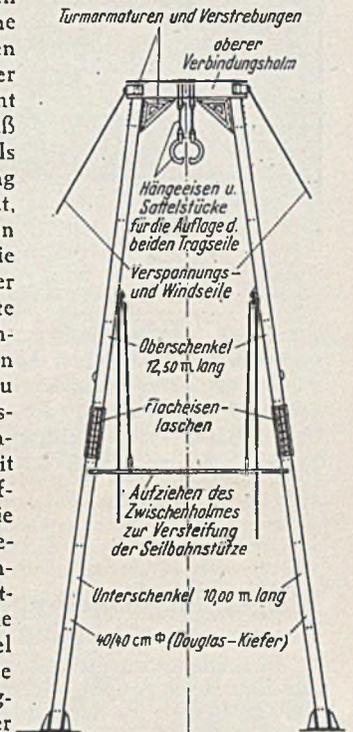


Abb. 7. Skizze einer der 24 Seilbahnstützen (22,5 m hoch) aus Tannenholz mit Aufhängungen und Sattelstücken für die Auflage der beiden Trage-seile. — Diese „A“-Stützen wurden von den USA. zerlegt angeliefert und am Lande zusammengebaut.

Der Zeitaufwand für das Auflegen der Trage-seile und die zugehörigen Montagearbeiten betrug etwa 6½ Stunden je Seil, und zwar einschließlich des Zusammenspleißens der Seile. Eine Vermessungskontrolle der ganzen Seilbahnlinie ergab nur geringfügige Abweichungen von der geraden Linie von wenigen Zentimetern.

Schlußbemerkung: Die Kosten der kombinierten Förderanlage: Kabelkran-Drahtseilbahn betragen \$ 1.250.000, einschließlich des Baues der Verladeinsel von \$ 400.000. — Dieses Fördersystem, bei welchem die Führer auf den Laufkatzen selbst mitfahren, hat sich im

Betriebe bestens bewährt, da die Anordnung fester Führerstände zu Wasser oder zu Lande wegen der ziemlich großen Entfernung unmöglich gewesen wäre. Der Bau der Seilbahn begann am 22. Januar 1948 und konnte in etwa 3½ Monaten trotz der bereits erwähnten Schwierigkeiten fertiggestellt werden. Am 2. Mai 1948 begannen

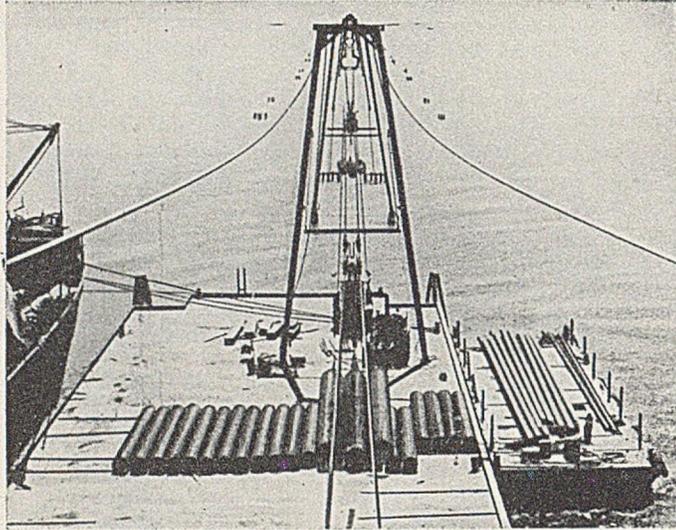


Abb. 8. Blick vom Verladepier im Persischen Golf nach der arabischen Küste. Auf dem Pier: Ölrohre zur Verladung nach der Baustelle an Land. — Max. Tragkraft jeder Laufkatze: 10 t.

die ersten Schiffsentladungen auf der Verlade-Insel. Die ersten 3 Oberseedampfer kamen dicht hintereinander an, so daß es ratsam erschien, einige Ladungen von Ölrohren (Abb. 8) zunächst auf der Insel abzulegen und dann behelfsmäßig durch Leichter an Land zu bringen, weil größere Mengen von Baustoffen nicht auf der Insel auf-

gestapelt werden konnten. Jedoch wurde später der weit-aus größte Teil der Rohre durch die Seilbahn an Land gefördert. Nach den Aufzeichnungen der Baufirma konnte folgender Verladerekord aufgestellt werden: 3100 t Rohre in 3½ Tagen durch die Seilbahn an Land gefördert oder im Mittel etwa 36 t stündlich. Außerdem wurden wiederholt Tagesleistungen von über 1000 t der verschiedensten Baustoffe und sonstige Güter, darunter auch Lebensmittel an Land gebracht, und zwar mit einem ungefähren Kostenaufwand von \$ 4.00 je Stunde und je Laufkatze.

Infolge der guten Förderleistungen konnte auch der vereinbarte Termin für fristgemäßes Anlandbringen der Baustoffe eingehalten werden, und damit wurde auch die Fertigstellung der Ölleitungen durch die arabische Wüste erreicht, und zwar trotz der Schwierigkeiten der Montage, des ungewohnten Klimas und der großen Entfernung der Baustelle (etwa der halbe Weltumfang) von den Werkstätten in den Vereinigten Staaten.

Eine der schwierigsten Aufgaben bestand für die Bauleitung wohl darin, die vollkommen ungeübten arabischen Verlademannschaften bei Ankunft der Schiffe anzulernen. Aber trotz der Strapazen durch Sandstürme und ungewöhnliche Hitzegrade gelang es, die Zeiten für ein Förderspiel der Drahtseilbahn auf etwa 25 Minuten (für Hin- und Rückfahrt einschl. Be- und Entladen) abzukürzen, obwohl besonders die auf den Laufkatzen fahrenden Führer in bevorzugtem Maße unter der Hitze zu leiden hatten.

Obwohl keinerlei elektrischer Strom zu Wasser und zu Lande verfügbar war, wurde das Bauprogramm planmäßig abgewickelt, und es steht zu erwarten, daß bei ähnlichen Förderproblemen diese zweckmäßige Lösung mit Kabelkran-Drahtseilbahn für die Baustofftransporte Anwendung finden wird.

Kurze Technische Berichte.

Vorgespannte Betonbehälter in Hartlepool (England).

In England wurden kürzlich die ersten vorgespannten Behälter fertiggestellt, deren größter einen Inhalt von 9000 m³ besitzt. Es handelt sich hierbei um Speicher- und Reaktionsbehälter für eine Anlage zur Gewinnung von Magnesia aus dem Seewasser. Zwei dieser Behälter besitzen 32 m ø bei 12,5 m Höhe, einer 15,3 m ø bei 14,2 m Höhe und zwei weitere 9,2 m ø bei 11 m Höhe.

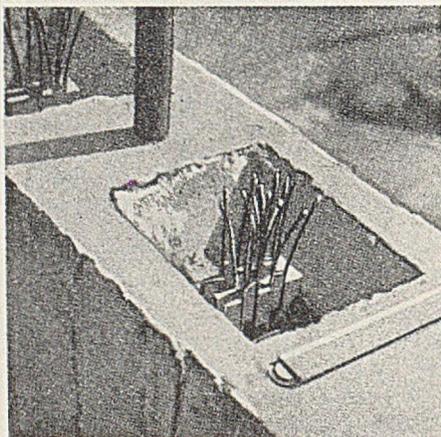


Abb. 1. Obere Verankerung der lotrechten Bündel.

Wie aus den Abbildungen ersichtlich, besitzen die Behälter eine kreiszylindrische Wand, deren Dicke nach oben absatzweise abnimmt. Zur Vermeidung von Einspannmomenten infolge der Behinderung der Verformung beim Vorspannen und Füllen der Behälter ist der Wand-

fuß nicht in der üblichen Weise mit der Sohle fest verbunden, sondern ruht auf einer mit Gummibitumen gefüllten Gleitfuge auf einem Ringfundament. Da bei dem großen Behälter zahlreiche Rohrleitungen einmünden, hätte die Durchführung durch die dünne Ringwand Schwierigkeiten verursacht, so daß man das Ringfundament durch einen Sockel erhöhte und die Aufstandsfläche der Wand auf diese Weise höherlegte. Die Sohle besteht ebenso wie das Ringfundament aus normalem Stahlbeton und besitzt eine Asphaltabdichtung.

Die Wände wurden in der Ringrichtung und lotrecht nach dem Verfahren von Magnel-Blaton vorgespannt. Die Wandstärke wurde mit Rücksicht auf eine gute Durcharbeitbarkeit des Betons verhältnismäßig groß gewählt. Auch die bei dem gewählten Vorspannverfahren erforderlichen, verhältnismäßig großen lotrechten Bewehrungskapäle ergeben gewisse Minimalabmessungen. Außerdem sollten die Spannungen im Beton bei dieser Erstausführung gering gehalten werden. Die lotrechten Vorspannglieder bestehen aus Bündeln von je 16 ø 5 mm bei den großen, 8 ø 5 bei den kleinen Behältern aus einem Stahl mit 15,5–17,2 t/cm² Festigkeit. Sie werden in den bekannten „Sandwich“-Gußstahlplatten paarweise verankert. Die Kanäle werden schließlich mit Zementmörtel verpreßt, und zwar wurde der Mörtel durch einen Einpreßstutzen 45 cm über der unteren Verankerung eingeführt.

Die Behälterwände wurden oben mit 5 und unten mit 7 mm starken Drähten aus dem gleichen hochwertigen Stahl, der bei ø 7 eine Festigkeit von 14,8–15,5 t/cm² besitzt, bewehrt, wobei jeweils 4 Drähte zu Gruppen zusammengefaßt wurden. Die Drähte eines Ringes im unteren Teil der Wand wurden gleichzeitig an 4 um 90° versetzten Punkten des Umfanges mit der üblichen Spannvorrichtung nach Magnel paarweise angespannt, wobei diese sich auf die Ankerkörper abstützte, die auf den beiden Seiten gegenläufige Keilnuten tragen. In den oberen

Wandteilen verlaufen die Drähte jeweils um 180° des Umfanges. Die Ankerkörper nebeneinander liegender Drahtgruppen sind gegeneinander versetzt, um eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Vorspannung trotz der Reibungsverluste zu erhalten.

Die Zusammensetzung des Betons wurde so sorgfältig wie möglich mit Bezug auf die Dichtigkeit gewählt und bei der Verarbeitung ein Wasserzementfaktor von 0,45 angewandt. Der Wandbeton wurde mit Schalungsrüttlern verdichtet, der Sockel- und Sohlenbeton mit Innenrüttlern. Die Probewürfel lieferten eine mittlere Festigkeit von 465 kg/cm² nach 28 Tagen. Die Sohle wurde in einzelne

Gründe für die nicht ausreichende Wirkung der Injektion lagen vor allem in geologischen Verhältnissen, in dort vorliegenden Klüften und Faltungszonen, zum Teil aber

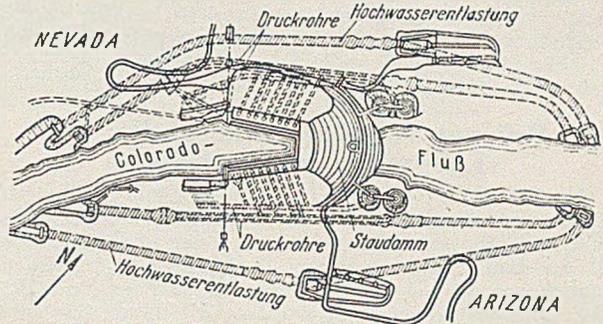


Abb. 1. Lageplan des „Hoover-Dam“ mit den dazugehörigen Anlagen.

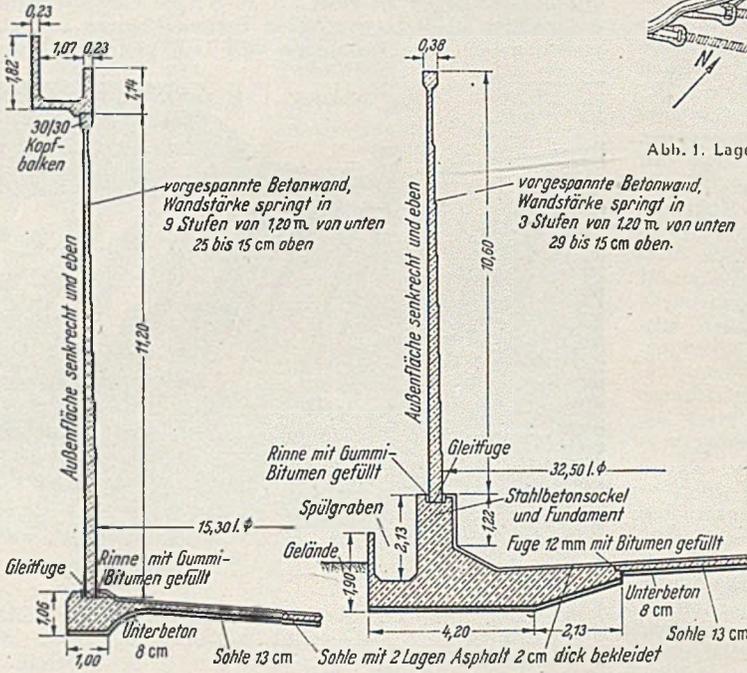


Abb. 2. Sandfang-Behälter.

Abb. 3. Speicher-Behälter.

Felder aufgelöst und diese zur Verminderung der Schwindwirkung schachbrettartig betoniert. Die Wände wurden in 1,2 m hohen zylindrischen Ringen hergestellt. Die Arbeitsfugen wurden sehr sorgfältig behandelt, indem man die Zementschläme einige Stunden nach dem Betonieren mit einem Wasserstrahl entfernte und bis zum Betonieren des nächsten Abschnittes feucht hielt. Beim Weiterarbeiten wurde zunächst eine Lage Mörtel aufgebracht und sorgfältig eingerieben.

Am Wandfuß des Tanks wurden auf den Umfang verteilt jeweils 3 Meßuhren angebracht, mit denen die Verschiebungen gegenüber der Sohle gemessen wurden. Auf diese Weise ließ sich die Verformung beim Vorspannen und beim Füllen der Behälter beobachten. Es zeigte sich, daß der Wandfuß sich in der Gleitfuge frei bewegen kann. [Nach Engineering 172 (1951) Nr. 4465 S. 235—236.]
G. Franz, Frankfurt/Main.

Abschließende Gründungsmaßnahmen an der Hoover-Sperre.

Es werden die Arbeiten beschrieben, die nach Fertigstellung der Sperre noch erforderlich wurden, um unerwartete Sickerströmungen und ein hohes Anwachsen des Auftriebes einzuschränken. Im Entwurf (Abb. 1) war bereits eine Zementinjektionsschürze mit einem dahinterliegenden Drainagesystem vorgesehen. Man hatte aber zu der Zeit noch keine Erfahrungen mit ähnlich hohen Talsperren — die Hoover-Sperre hat eine Höhe von rund 210 m — und hatte hier den Umfang der Injektionen nicht groß genug gewählt. Bei der ersten Füllung des Staudbeckens trat an verschiedenen Stellen Durchsickerung auf, die vor allem an den Sperrenflanken sichtbar wurde. Der Auftrieb unter der Sohle, der laufend gemessen wurde, stieg stellenweise über den Wert, der dem Entwurf zugrunde lag. Man hatte mit einer dreieckförmigen Spannungsverteilung gerechnet und als Druckordinate auf der Wasserseite $\frac{2}{3}$ des Höchstwasserdruckes angenommen. Die

auch in dem verwandten Zement, der beim Einpreßvorgang wegen warmer, alkalischer unterirdischer Wasser zu schnell abband.

Die neuen Maßnahmen (Abb. 2) bestanden zunächst darin, alte Bohrlöcher aufzuboehren und erneut zu verpressen. Außerdem wurden dazwischen liegende neue Bohrlöcher für die Injektion geschaffen. Diese wurden wesentlich tiefer in den Fels geführt. Auch wurden ständig Bodenproben zur Untersuchung der Felsbeschaffenheit entnommen. Schwierigkeiten ergaben sich an der Sohle wegen des dort auftretenden starken Wasserdruckes. Hierfür mußte stufenweise gebohrt und gepreßt und nach Erhärtung erneut vorgegangen werden. Die in der Sohle liegenden alten Drainage-Bohrlöcher wurden ebenfalls ausgepreßt. An Stelle der verpreßten Drainage-Bohrlöcher wurde hier ein neues System (Abb. 3) geschaffen. Mit den vorgesehenen Zementarten wurden eingehende Labor- und Baustellenversuche durchgeführt.

Durch die beschriebenen Maßnahmen wurde eine Verringerung des Auftriebes unter der Sperre um mehr als die Hälfte des ursprünglichen Wertes erreicht. Die Werte, die dem Entwurf zugrunde gelegt waren, wurden unterschritten. Ebenso ging die Sickerwassermenge

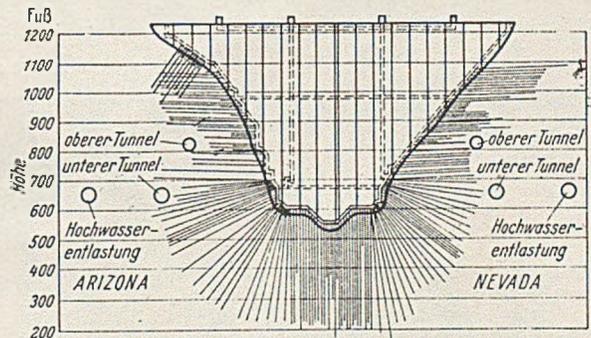


Abb. 2. Längsschnitt durch den Staudamm mit nachträglich verstärkter Zementschürze.

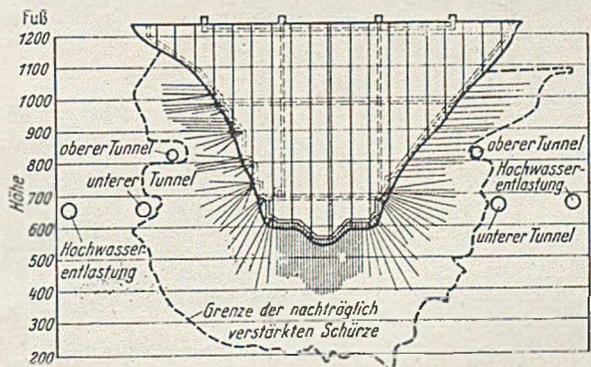


Abb. 3. Längsschnitt durch den Staudamm, neues Drainage-System.

erheblich zurück. Die beschriebenen Ausbesserungsverfahren erstreckten sich auf die Zeit von vor bis nach dem 2. Weltkrieg. Die Verpressungsarbeiten kosteten 2,37% der Gesamtsumme und sind im Vergleich zu ähnlichen Arbeiten an anderen Sperren verhältnismäßig hoch. [Nach Proc. Am. Soc. Civil Eng. 77 (1951) Sep. Nr. 109.]

W. L o o s †, Karlsruhe.

Prüfung von Dammaterial durch Laboratoriumsversuche.

Von Walker und Holtz werden die Versuche zur Prüfung des Dammaterials, ihre Anwendung und der Vergleich der Laborversuchsergebnisse mit den Beobachtungen auf der Baustelle besprochen. Die dabei niedergelegten Erfahrungen sind beim Bau von Erddämmen und Bewässerungsanlagen gemacht worden. Sie sollen nur eine Hilfe bei der Lösung ähnlicher Aufgaben sein, keineswegs aber zu Normen der Versuchsdurchführung verleiten. In der Arbeit wird ausführlich auf die Verdichtungs-, Durchlässigkeits-, Konsolidierungs- und Scherversuche eingegangen. Die Verfasser kommen aus dem Vergleich der im Laboratorium und auf der Baustelle gewonnenen Versuchsergebnisse zu dem Schluß, daß es nicht so sehr darauf ankommt, die Versuchsmethoden zu verfeinern, als vielmehr alle Faktoren, die Einfluß auf das Bauwerk haben, mitzuerfassen. Der Boden ist in Wirklichkeit selten homogen, so daß ausreichende Versuche durchgeführt werden müssen, um den Streubereich zu erfassen und einen sicheren Mittelwert zu erhalten. Besonders schwierig wird die Bodenbeurteilung dann, wenn der für die Prüfung vorgesehene Boden auch sehr grobes Material, also Steine, enthält. Liegt der Anteil des groben Materials unter $\frac{1}{3}$ der Gesamtmenge, dann hat nach den Versuchsergebnissen der Boden ähnliche Eigenschaften wie das Material ohne die gröberen Bestandteile > 12 mm. Liegt der Anteil der gröberen Steine zwischen $\frac{1}{3}$ und $\frac{2}{3}$ der Gesamtmenge, dann wird mit wachsendem Anteil an grobem Material die Durchlässigkeit größer, die Konsolidierung geringer und die Scherfestigkeit erhöht. Hat das Material mehr als $\frac{2}{3}$ grobe Bestandteile, so sind die Hohlräume der groben Bestandteile nicht durch das Feinmaterial ausgefüllt. Die Durchlässigkeit ist dann verhältnismäßig groß, die Konsolidation klein und der Reibungswinkel groß. [Nach Proc. Am. Soc. Civil Eng. 77 (1951) Sep. Nr. 108.]

W. L o o s †, Karlsruhe.

Die Talsperre und die Wasserkraftanlage von Loch Sloy.

Die Talsperre von Loch Sloy in Nordschottland, etwa 50 km von Glasgow, besitzt ein Einzugsgebiet von 16 km^2 , das durch Zuleitung aus anderen Gebieten auf 80 km^2 vergrößert wurde. Eine riesige jährliche Niederschlags-höhe von 2800 mm bis sogar 4500 mm und eine Brutto-fallhöhe von 277 m gestattete den Ausbau einer Wasserkraftanlage von 130 000 kW.

Der Loch Sloy war ein kleiner natürlicher See, dessen Spiegel durch die Staumauer um fast 47 m gehoben wurde. Die Staumauer ist als eine Art aufgelöste Gewichtsmauer ausgebildet (Abb. 1) mit 7,92 m breiten Pfeilern und dazwischen liegenden Gewölben von 11,85 m freier Bogen-

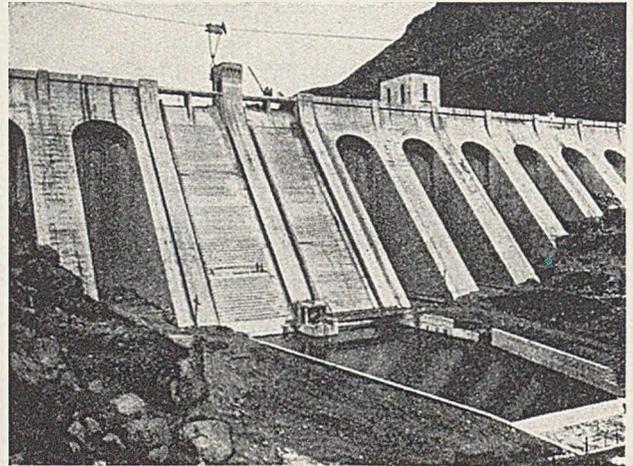


Abb. 1. Unterwasserseitige Ansicht der Talsperre Loch Sloy.

länge. Der obere Teil der Mauer besteht aus einer vollen Gewichtsmauer. Die Gewölbe haben ferner nicht die wasserseitige Neigung von etwa 1 : 1 einer Gewölbereihen-mauer, sondern sind fast lotrecht ausgebildet. Ihre Nei-gung an der Wasserseite beträgt $2\frac{1}{2} \%$ und an der Luft-seite 80%. Der Baugrund besteht zum großen Teil aus stark rissigem Glimmerschiefer. Die Risse und Spalten erreichten in einem Fall eine Tiefe bis zu etwa 18 m. Im allgemeinen wurden die Risse durch Zementeinpressungen in Löcher von 6,25 m Tiefe ausgepreßt.

Das Staubecken hat einen Inhalt von etwa 34 hm^3 . Die Höhe der Staumauer beträgt 50,30 m und ihre Länge

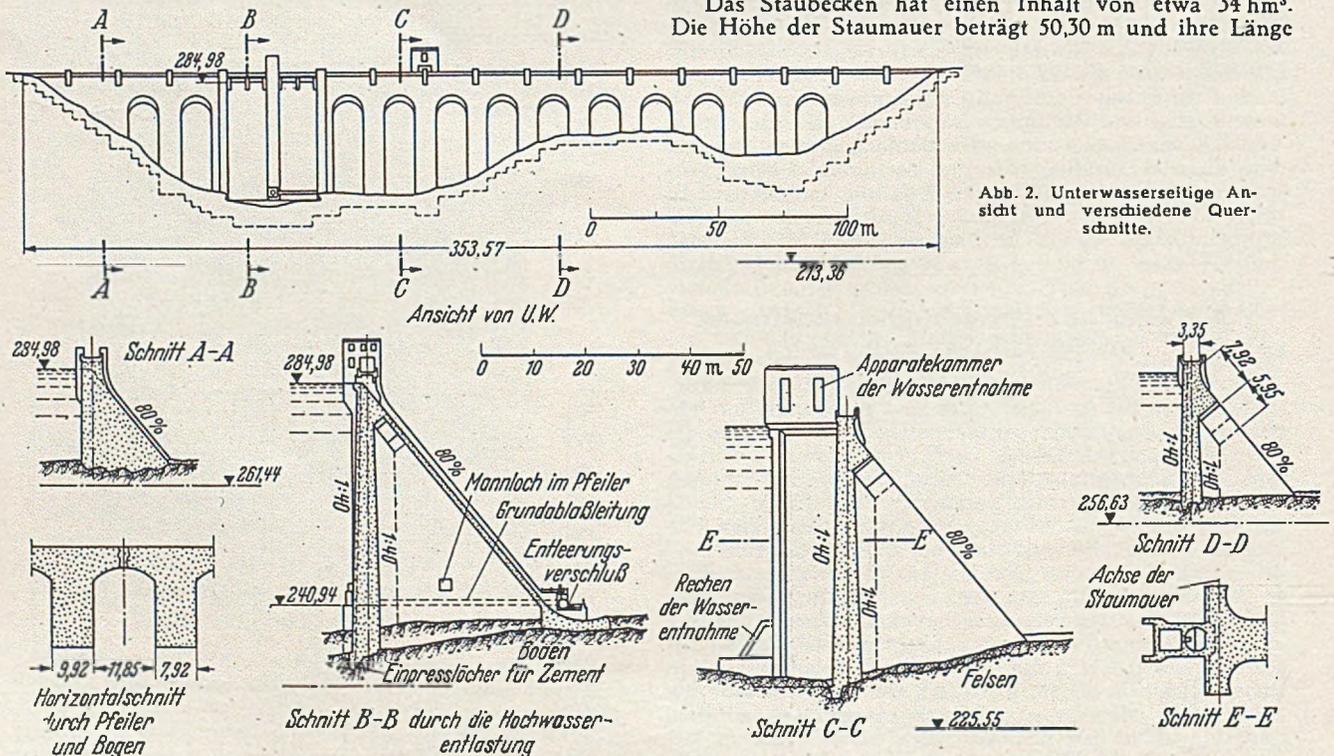


Abb. 2. Unterwasserseitige Ansicht und verschiedene Querschnitte.

353 m. Die Wasserseite ist wegen der Betonschädlichkeit der Moorsäure mit Bitumen verkleidet. Der Beton wurde in Kübeln von 3 m³ mit Hilfe zweier Kabelkrane eingebracht, die auch die schwere Schalung von Pfeilern zu Pfeilern versetzen. Die Stützweite der Kabelkrane betrug 441 m. Im ganzen waren 153 000 m³ Beton einzubringen, im Wochenmittel etwa 2300 m³. Da der Glimmerschiefer der Gründung als Zuschlagstoff des Betons nicht geeignet war, wurde in etwa 2,5 km Entfernung ein Steinbruch im

gefähr 150 m oberwasserseitig vom Stollenende gabelt sich der Hauptstollen in zwei verkleidete Stollen von 3,05 m ϕ . Im Freien gabelt sich die Leitung wieder in 2 Rohrleitungen von 2,13 m ϕ . Nach dem Durchgang durch das Apparatehaus beginnt die eigentliche Druckrohrleitung. Im Apparatehaus ist in jeder Rohrleitung je ein Flachschieber angeordnet. Diese Schieber können hauptsächlich zu Besichtigungszwecken geschlossen werden, können aber auch bei Rohrbruch automatisch schnellschließen.

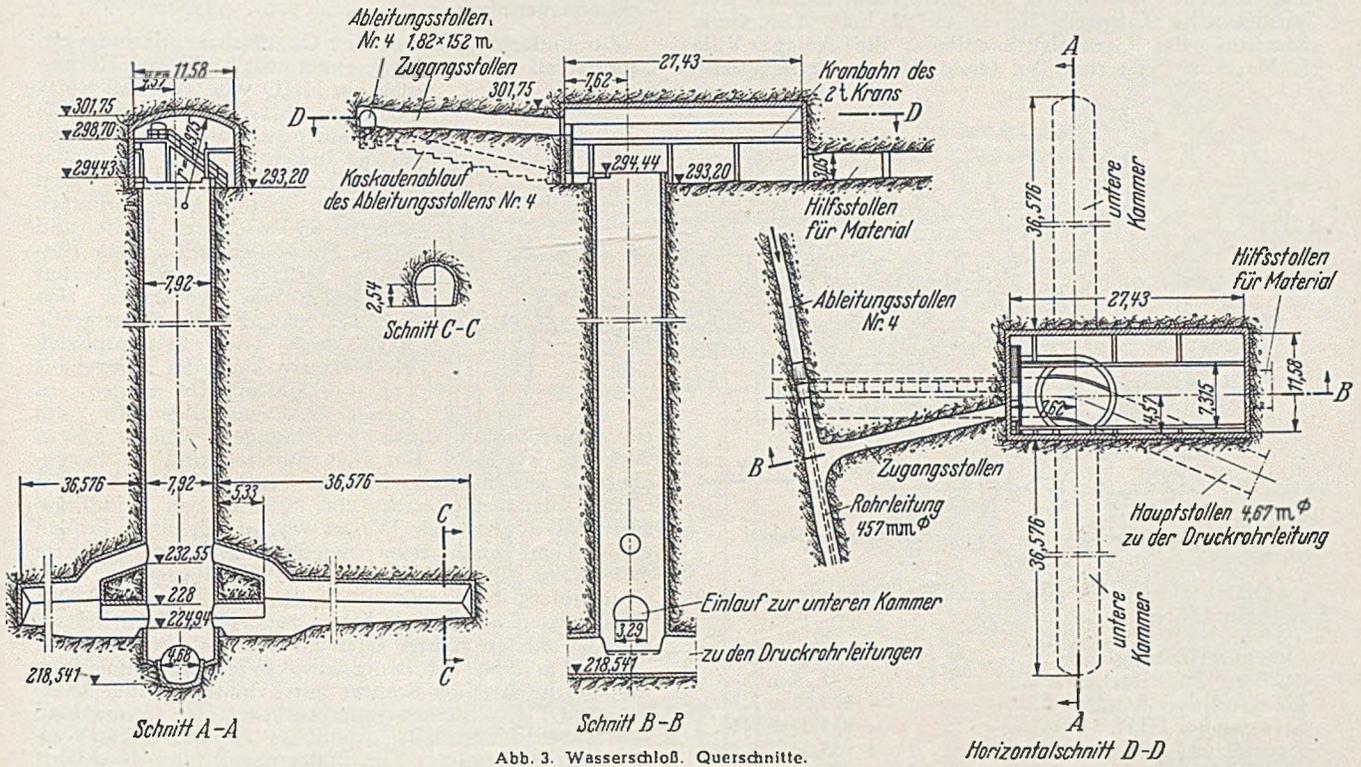


Abb. 3. Wasserschloß. Querschnitte.

Diorit angelegt. Das Steinmaterial wurde an Ort und Stelle gebrochen, gewaschen und gesiebt. Dann wurde es mit Hilfe von 609 mm breiten Förderbändern mit einer täglichen Leistung von 1500 t zur Baustelle gefördert. Das größte Korn des Zuschlagstoffes betrug 63,5 mm. Die Mischung des Betons bestand aus 0,566 m³ Kies, 0,311 m³ Sand und 168 kg Zement für 1 m³ Fertigbeton.

Die Hochwasserentlastung erfolgt durch einen Mauerüberfall von insgesamt 29,20 m Breite (Abb. 2). Das überfallende Wasser stürzt am Fuß der Stauwand in ein Tosbecken, in welches auch der Grundablaß von 1,22 m ϕ mündet. Die Wasserentnahme geschieht an der linken Seite der Mauer. Der Einlauf ist geschützt durch eine feste Rechenanlage, gefolgt von einem feineren aufziehbaren Rechen. Dieser ist 6,10 m breit und 7,62 m hoch mit Stäben von 89/12,7 mm in 76 mm Abstand. Der Einlauf ist rechteckig, 3,05 m breit und 5,80 m hoch. Dieser Querschnitt geht auf die 25 m bis zum Stollen in eine Rohrleitung von 4,11 m ϕ über. Der Stollen hat auf seine Länge von ungefähr 2,5 km einen fast kreisrunden Hufeisenquerschnitt von 4,67 m ϕ .

Der Vortrieb des Stollens betrug im Mittel 19,50 m, maximal 31,40 m (europäischer Rekord) in der Woche mit Hilfe eines mit 8—9 Bohrhämmern besetzten Bohrwagens. Um den auftretenden Drücken zu widerstehen, wurde die Verkleidung in der ersten Stollenstrecke, wo der Felsen noch nicht genügend standfest ist, mit Rundeseisen bewehrt. Es wurde eine kreisrunde Bewehrung ϕ 38 im Abstand von 152 mm vorgesehen. Sie wurde zusammengeschweißt. 22 Längseisen ϕ 25 sind auf den Umfang verteilt und in 609 mm Entfernung voneinander angeordnet.

Das Wasserschloß ist ungefähr 300 m oberwasserseitig des Stollenendes angeordnet (Abb. 3). Es besitzt einen mit Beton verkleideten Schacht von 7,92 m ϕ . Von diesem geht eine horizontale obere Kammer von 27,43 m Länge, 11,58 m Breite und 8,55 m Höhe ab. Die beiden unteren Kammern gehen etwa 76 m tiefer als die obere. Un-

Die Druckrohrleitung ist 457 m lang und in 4 Ankerblöcken befestigt. Der Rohrdurchmesser nimmt von oben nach unten ab von 2,13 m auf 1,93 m. Die Rohre wurden in Stücken von 7,315 m Länge angeliefert. Die 3 Blech-

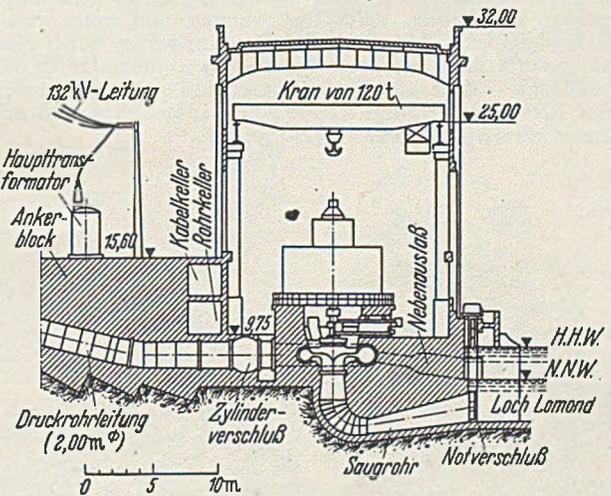


Abb. 4. Schnitt durch das Kraftwerk.

stücke, aus denen sich ein Rohr zusammensetzt, wurden elektrisch geschweißt, nachdem das Blechstück nach dem gegebenen Radius gekrümmt worden war.

Das Kraftwerk (Abb. 4) umfaßt 4 Gruppen vertikalachsigter Francisturbinen. Jede Turbine leistet 32 500 kW unter der Nettofallhöhe von 262,13 m. Eine Turbine wiegt 200 t. Das Spiralgehäuse aus Gußeisen wiegt 42 t. Zwei Krane von je 120 t Tragkraft dienen zur Montage. Der Maschinenraum ist 57,91 m lang und 15,85 m breit. [Nach Technique des Travaux 27 (1951) S. 287.]

Dr. Ing. Fritz Orth, Berlin.

Die Wasserkraftanlagen am Sangro in Mittelitalien.

Das Einzugsgebiet des Sangro liegt östlich von Rom. Es ist 1285 km² groß und entwässert in die Adria. In einem Generalausbauplan für das ganze Einzugsgebiet (Abb. 1) sind 8 Wasserkraftanlagen und im oberen Teil des Gebietes 3 Talsperren vorgesehen. Es handelt sich dabei um die später zu erbauenden Talsperren Zittola und Opi mit Inhalten von 138 und 84 hm³ und die jetzt fertiggestellte Talsperre Barrea mit 23 hm³. Die vierte Kraftstufe des Generalausbauplanes, die Anlage Villa S. Maria, ist jetzt zum Teil (erste Turbine) fertiggestellt.

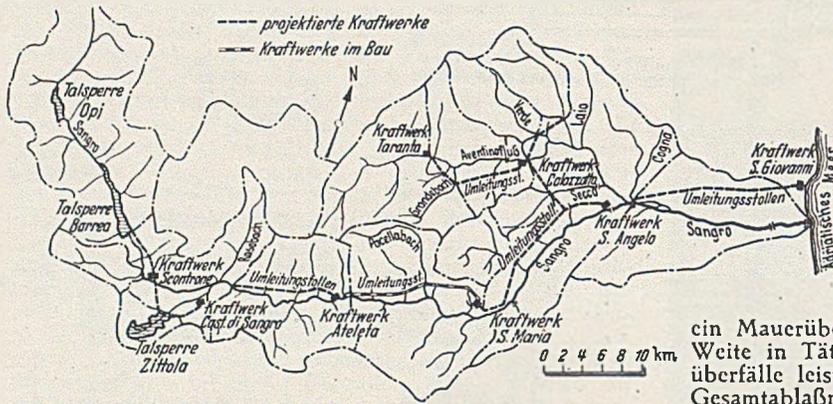


Abb. 1. Kraftanlagen am Sangro. Generalausbauplan.

Die Talsperre Barrea hat folgende charakteristische Daten:

Nutzbare Wassermenge	5,15 m ³ /s
Mittlere Wassermenge	5,25 m ³ /s
Gewöhnliches Stauziel	+ 973,00 m NN.
Stauziel bei HHW.	+ 975,00 m NN.
Absenziel	+ 955,00 m NN.
Nutzhalt	23,0 hm ³
Gesamthalt	24,3 hm ³
Bauzeit 1949—1951.	

Die Staumauer ist in einer engen Schlucht erbaut worden. Sie wurde als symmetrische Kuppel mit einer doppelten Krümmung, einer horizontalen und einer vertikalen, errichtet (Abb. 2 u. 3). Die Kuppel ist durch eine waagrechte Fuge von der Gründung getrennt. Unter der Flußsohle wurde ein 33,40 m tiefes und etwa 8 m breites mit Kiessand verfülltes Erosionsbett ausgehoben und mit einer kurzen Bogenmauer geschlossen.

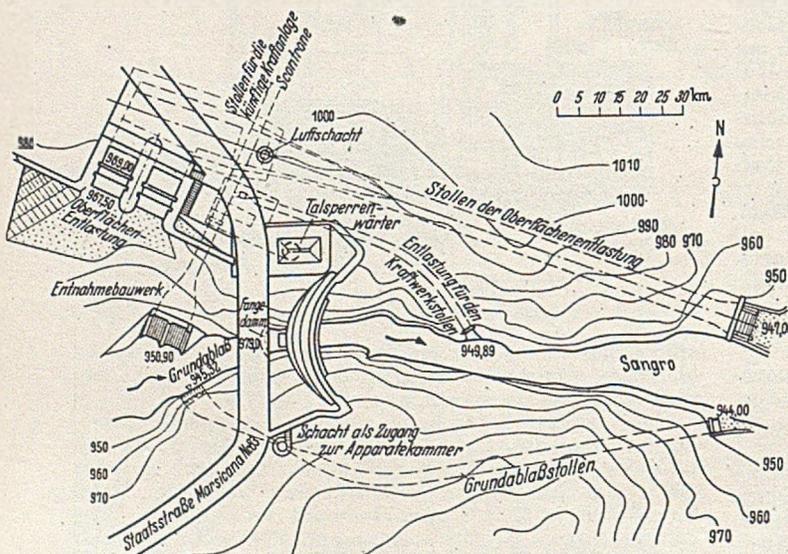


Abb. 2. Talsperre Barrea. Lageplan.

Für die Mauer ergaben sich folgende Daten:

Höhe der Mauer von der Gründungs- sohle bis zur Krone	62,75 m
Höhe der Mauer unter der Flußsohle	33,40 m
Schneenlänge in Kronenhöhe	29,00 m
Betoninhalt des Mauerkörpers über der Flußsohle	2100 m ³
Betoninhalt der Mauer unter der Fluß- sohle	2400 m ³
Gesamtmauerinhalt	4500 m ³

Zur Entlastung dienen eine Oberflächenentlastung, ein Grundablaß und ein Entleerungsauslaß, die bei Höchststau ein HHQ von 600 + 64 + 6 = 670 m³/s ablassen können. Die Oberflächenentlastung befindet sich an der linken Seite der Staumauer (Abb. 2). Die Überfallsohle liegt auf 969,00; darüber sind 2 Schützen von je 8,00 m lichter Weite und 4,00 m Höhe angeordnet. Die Entlastung leistet bei Spiegel auf + 973,00 m NN 268,00 m³/s, also bei 272 km² Einzugsgebietsgröße 1000 sl/km². Bei katastrophalen Hochwässern kann der Spiegel bis auf + 975,00 m NN steigen. In diesen Ausnahmefällen tritt noch

ein Mauerüberfall durch 5 Öffnungen von je 3,60 m Weite in Tätigkeit. Der Mauerüberfall und die Seitenüberfälle leisten dann zusammen 600 m³/s. Die 670 m³/s Gesamtablaßmenge macht eine Spende von 2450 sl/km² aus. Das überfallende Wasser wird durch einen Stollen von 6,25 m Durchmesser abgeführt und auf Ordinate + 947,00 m NN wieder in den Fluß abgegeben. Der Grundablaß, bestehend aus einem Stollen von 2,80 m Durchmesser, besitzt eine Länge von 147 m. Sein Einlauf befindet sich am rechten Ufer mit der Sohle auf Ordinate + 945,32 m NN. Er ist in etwa 28 m Entfernung vom Einlauf durch einen Schacht mit 2 hintereinander angeordneten Flachschiebern unterbrochen. Der Grundablaß war während des Baus schon zur Ableitung des Wassers benutzt worden. Die Entleerungsleitung durchfährt die Mauer an der Sohle. Sie liegt mit ihrer Sohle auf Ordinate + 942,68 m NN (Abb. 3). Sie besteht aus einem

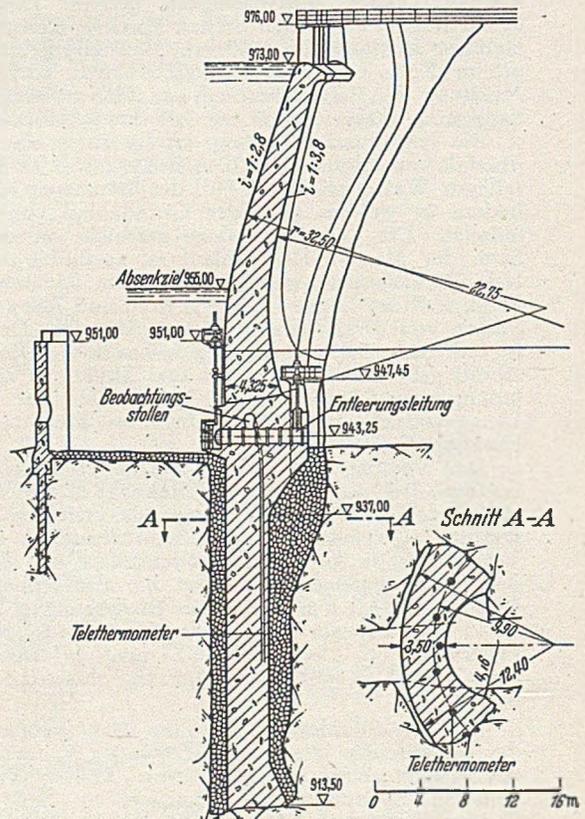


Abb. 3. Talsperre Barrea. Schnitt durch die Mauermitte.

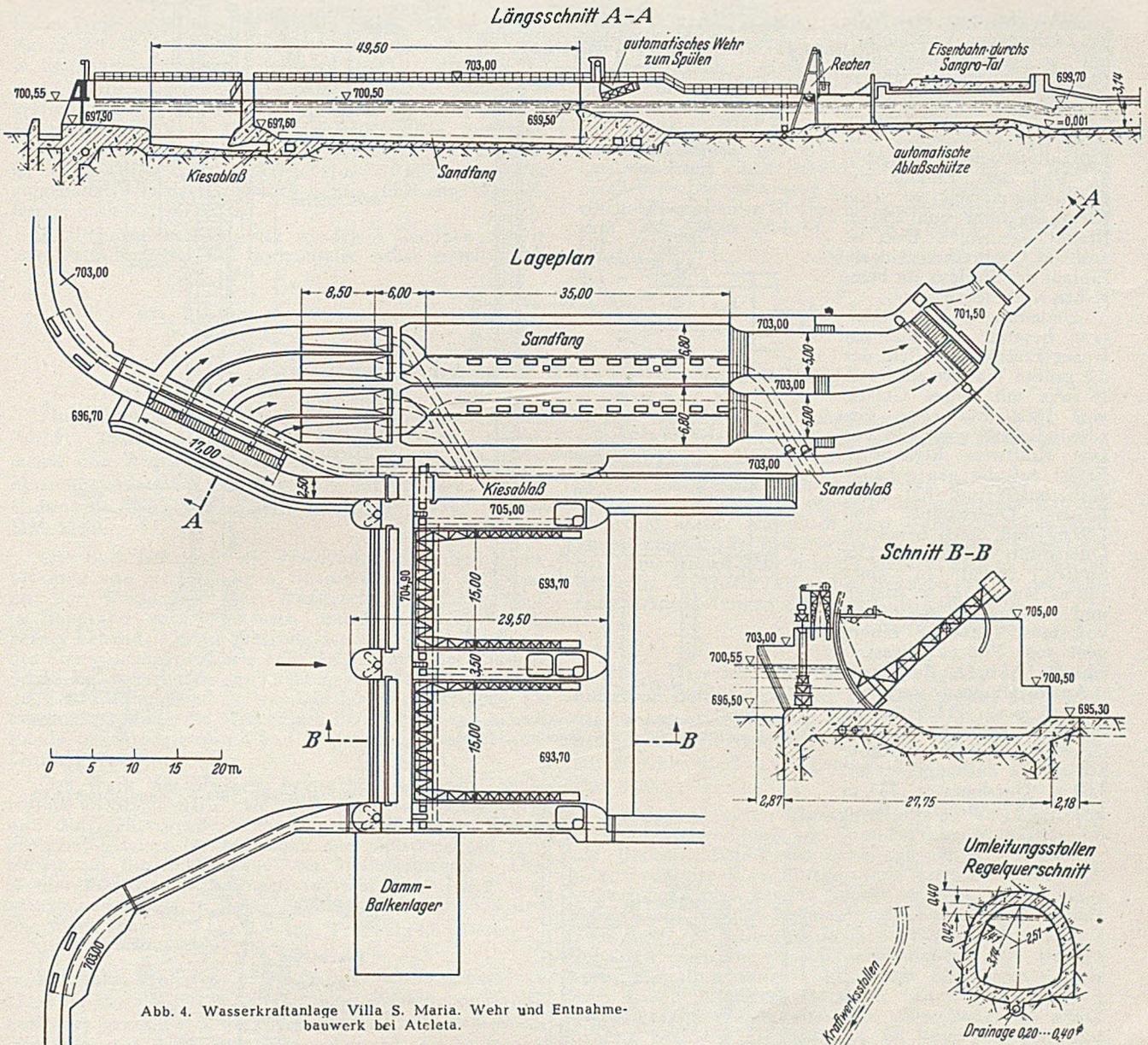


Abb. 4. Wasserkraftanlage Villa S. Maria. Wehr und Entnahmebauwerk bei Atcleta.

Rohr von 7,10 m Länge und 1,25 m Durchmesser und ist mit je einem Rohrschieber an beiden Seiten der Mauer verschließbar.

Der Aushub im Kiessand unter der Flußsohle wurde im Schutze von Zementinjektionen bewerkstelligt. Es wurde unter den Fangedämmen je eine etwa 25 m breite Injektionsschicht durch im ganzen 683 lfdm Bohrloch gebildet. In diese Bohrlöcher wurde 1544 m³ Zementmilch eingepreßt und damit 5000 m³ Kies verfestigt. Darauf wurden zwischen diesen Kieswänden, die ganz dicht waren (nur 0,5 sl Wasserverlust bei über 30 m Druck) etwa 3500 m³ ausgehoben.

Wasserkraftanlage Villa S. Maria. Das Wasser des Sangro, zum Teil reguliert durch die Tal Sperre Barrea, wird durch die Kraftanlage Villa S. Maria bei + 700,55 m NN gefaßt und dem Fluß auf + 253,40 m NN zurückgegeben.

Daten der Wasserkraftanlage:

Größe des genutzten Einzugsgebietes	579,00 km ²
Mittlere nutzbare Wassermenge	8,65 m ³ /s
Größte nutzbare Wassermenge	16,00 m ³ /s
Mittlere nutzbare Fallhöhe	420,00 m
Konzessionsfallhöhe	447,15 m
Maschinenleistung, mittlere	29 300 kW
Maschinenleistung, größte	57 200 kW
Installierte Leistung	81 000 kVA
Erzeugbare mittlere Jahresenergie	230 · 10 ⁶ kWh
Bauzeit	1. Ausbau 1947—1951.

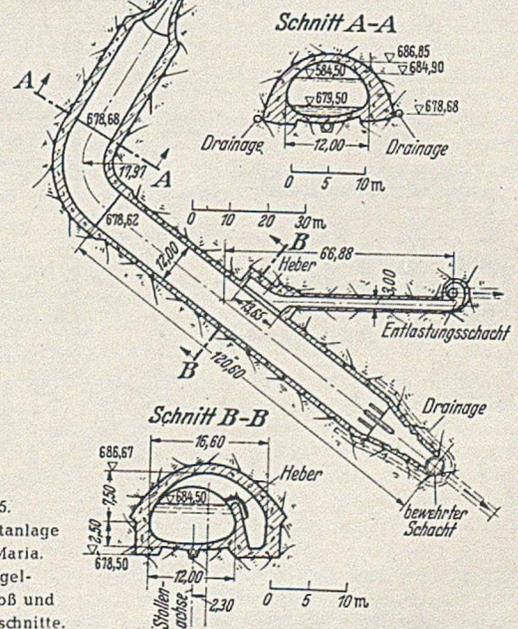


Abb. 5. Wasserkraftanlage Villa S. Maria. Freispielschloß und Stollenquerschnitte.

Wasserfassung. Das Wehr hat 2 Öffnungen, verschlossen mit je einer automatisch bewegbaren Segmentschütze von den Abmessungen 15,00/4,25 m. Die Wasserfassung weist eine Entkiesungs- und Entsandungsanlage auf (Abb. 4). Vor dem Einlauf zur Entkiesungsanlage ist eine Kiesabzugsrinne von 2,50 m Breite angeordnet. Dort ist auch ein Grobrechen und am Einlauf des Stollens ein Feinrechen vorgesehen.

Umleitung. Die Umleitung besorgt ein 15,25 km langer Freispiegelstollen, der die größte Wassermenge von 16 m³/s mit einem Gefälle von 1‰ und einer Geschwindigkeit von 2,18 m/s zum Kraftwerk heranhführt. Er ist auf die ganze Länge ausbetoniert und hat einen lichten Querschnitt von 7,89 m² und einen benetzten Querschnitt von 7,32 m². Der Stollen endigt in einer 180 m langen, 12 m breiten und 8 m hohen Erweiterung von etwa 10 000 m³ Inhalt, dem sog. Freispiegelwasserschloß (Abb. 5). Zu starke Anschwellungen werden durch eine Heberanlage in einen Schacht abgeleitet (Abb. 6). Der lotrechte Schacht ist ausbetoniert, hat 2,60 m Durchmesser, 135 m Tiefe und entleert in einen

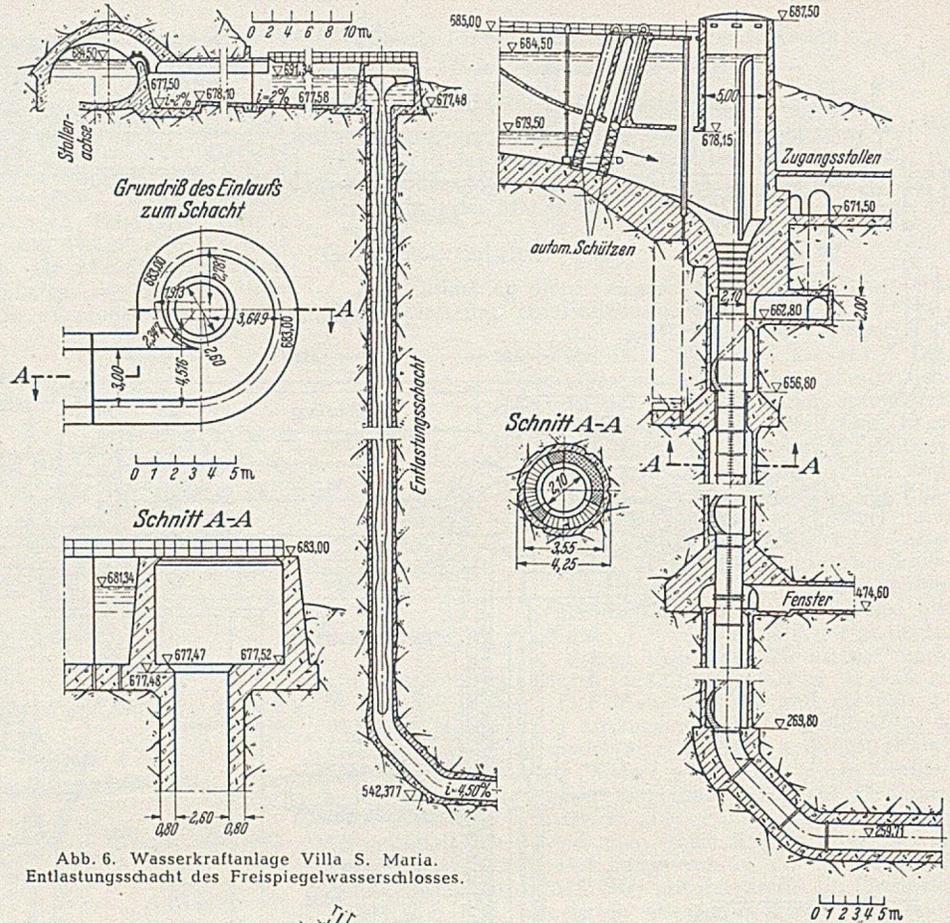


Abb. 6. Wasserkraftanlage Villa S. Maria. Entlastungsschacht des Freispiegelwasserschloßes.

Abb. 7. Wasserkraftanlage Villa S. Maria. Druckschacht.

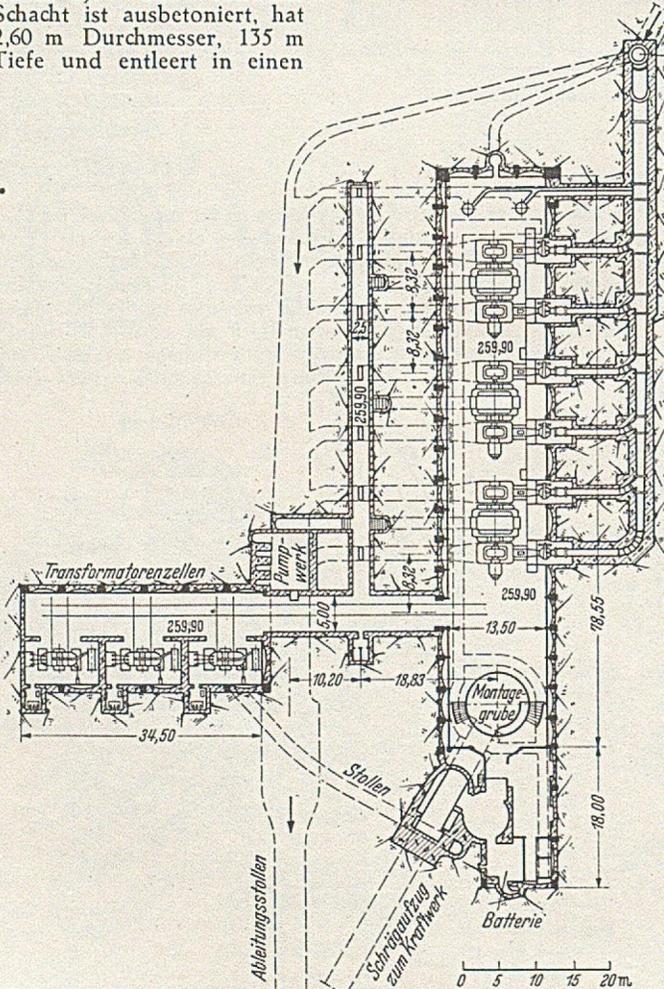


Abb. 8. Wasserkraftanlage Villa S. Maria. Kavernenkrafthaus.

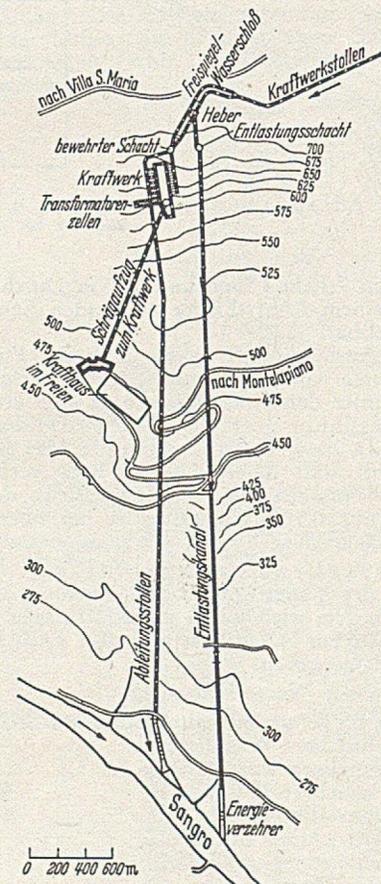


Abb. 9. Wasserkraftanlage Villa S. Maria. Allgemeiner Übersichtsplan über die Kraftanlage.

183 m langen Stollen, der sich in einen 1430 m langen Kanal mit 22 % Gefälle ergießt, durch den das Wasser in den Sangro zurückgeleitet wird.

Druckrohrschacht. Zum Krafthaus, das als Kavernenkrafthaus in den Kalkfelsen eingehauen ist, führt ein lotrechter ausbetonierter Druckschacht von 410 m Tiefe und 3,55 m innerem Durchmesser (Abb. 7). In dem Schacht ist in der Mitte das Druckrohr von 2,10 m Durchmesser aufgehängt. Um das Druckrohr herum führt eine Wendeltreppe nach unten.

Krafthaus. Im Kraftwerk werden 3 Gruppen von je zwei Pelton-turbinen mit horizontaler Achse erstellt. Die

lichten Maße des Kavernenkrafthauses sind $96,55 \times 13,50$ m (Abb. 8), die lichte Gesamthöhe beträgt 20,90 m. Vom Druckschacht aus läuft eine kurze waagrechte Druckleitung, die sich in 6 Zuläufe zu den Turbinen verzweigt. Das Kraftwerk ist durch einen 385 m langen Schrägstollen mit einem Gefälle von 67 %, einer Höhe von 5,90 m und einer Breite von 5,50 m zugänglich. Durch einen Personen- und einen Schwerlastenaufzug ist die Strecke befahrbar. Die Ableitung von den Turbinen geht durch einen 1450 m langen Stollen mit einem Gefälle von 0,7 ‰ zum Fluß zurück (Abb. 9). [Nach L'Energia Elettrica 28 (1951) S. 461.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Huggenberger, A. U., Dr. sc. techn., konsult. Ingenieur, Zürich: Talsperren-Meßtechnik (Meßverfahren, Instrumente und Apparate für die Prüfung der Bauwerke in Massenbeton), 132 S., Gr. DIN A 4, mit 168 Abb., Berlin/Göttingen/Heidelberg; Springer-Verlag, 1951, Preis: DM 22,50.

Das Buch behandelt die verschiedenen Methoden zur Messung von Verformungen, Spannungen und Temperatur, von Wasserdruck und Wassergehalt im Beton und im Baugrund von Staumauern und Massenbetonbauten. Ferner behandelt es die Messung der äußeren Verformung des Staumauerkörpers, wie z. B. die Dehnungsmessung in Schächten, das Messen der Drehung und der Verwölbung, die Schachtlotung und die geodätischen Meßverfahren. Es beschreibt sodann die Meßtechnik bei Staumauern in der Praxis, den Modellversuch und Verformungsmessungen in Druckstollen.

Das Werk, das übrigens besser heißen würde „Meßtechnik an Staumauern“, weil das Messen an Erddämmen nicht aufgeführt wurde, behandelt in erschöpfender Weise die verschiedenen Meßmethoden und -apparate und verzichtet auf die Wiedergabe von Meßergebnissen. Die Wiedergabe der Zeichnungen ist sehr gut. Jeder, der Staumauern entwerfen, bauen oder unterhalten muß, sollte das Werk kennen.
Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

Schimpke, Paul, Prof. Dr.-Ing., München, u. Ober.-Ing. Hans A. Horn, Berlin-Charlottenburg: Praktisches Handbuch der gesamten Schweißtechnik. 3. Band: Berechnen und Entwerfen der Schweißkonstruktionen. Unter besonderer Mitarbeit von Dipl.-Ing. Richard Hänchen, Baurat, Braunlage. 230 S., Gr.-8°, mit 732 Abb., Berlin / Göttingen / Heidelberg: Springer-Verlag, 1952. Ganzleinen DM 22,50.

Im 3. Band dieses bekannten Handbuches, dessen beiden ersten Bände schon in 5. Auflage erschienen sind [Besprechung von Band II vgl. Bauingenieur 25 (1950) S. 265], werden künftig die Ausführungen über das Berechnen und Entwerfen der Schweißkonstruktionen zusammengefaßt. Das 1939 erschienene Werk von R. Hänchen: Schweißkonstruktionen [vgl. Bauingenieur 20 (1939) S. 560] ist, mit seinem Inhalt den übrigen Bänden angepaßt, völlig überarbeitet und erweitert in dem neuen Buch aufgegangen.

Das Buch gliedert sich in drei Abschnitte. I. „Berechnung der Schweißkonstruktionen“ enthält u. a.: Ausführungen über die Berechnung auf Dauerhaltbarkeit im Maschinenbau, Berechnung der Rohrleitungen, Druckgefäße und Dampfkessel, Berechnungsgrundlagen für den Stahlhochbau und für Krane. II. „Entwerfen der Schweißkonstruktionen“ behandelt die Bauformen und die Vorbereitungen zum Schweißen. III. „Ausgeführte Konstruktionen“ gibt Beispiele aus der Praxis, überwiegend der neuesten Zeit, und zwar aus folgenden Gebieten: Maschinenbau, Rohrleitungsbau, Behälter und Gefäße Dampfkessel, Stahltragwerke der Krane.

Die Darstellung der durch Schweißen zu erzielenden Vorteile ist sehr maßvoll. Sie berührt angenehm, da sie die bekannten Übertreibungen vermeidet. Für eine Neu-

auflage sei der Wunsch ausgesprochen, daß sich die Verfasser (S. 67 u. f.) ebenfalls der genormten Bezeichnungen für Walzprofile bedienen möchten.

Das Gebiet des Stahlbrückenbaus ist nicht berücksichtigt worden, da dies offenbar den gegebenen Rahmen gesprengt hätte. Das Buch wird jedoch trotzdem auch von Bauingenieuren, insbesondere den auf dem Gebiet des Stahlbaus tätigen, sehr begrüßt werden, gibt es doch eine wertvolle Übersicht über den heutigen Stand der vielfachen Anwendungen der Schweißtechnik.

F. Schleichner, Dortmund.

Blum, Hermann, Dr.-Ing. habil.: Beitrag zur Berechnung von Bohlwerken unter Berücksichtigung der Wandverformung, insbesondere bei mit der Tiefe linear zunehmender Widerstandsziffer. 27 S., Gr. 18,5 · 26,5 cm, mit 27 Abb., Berlin: W. Ernst & Sohn, 1951, Preis: geh. DM 8,60.

An dem in vielen Ländern benutzten Verfahren von Blum zur Berechnung von Spundwänden ist gelegentlich die Berücksichtigung der Abhängigkeit des Erdwiderstands von der Wanddurchbiegung vermißt worden. B. weist in der vorliegenden Schrift an Hand einer Näherungslösung für die Differentialgleichung der Biegelinie nach, daß bei Sandboden durch die Einführung einer mit der Tiefe zunehmenden Widerstandsziffer des Bodens keine wesentlich anderen Ergebnisse herauskommen als nach seinem früheren Verfahren. Dieses kann daher, wenigstens für Stahlspundwände, ohne Bedenken weiter benutzt werden. Trotzdem ist es wünschenswert, die genauere Rechnung insbesondere bei der Auswertung von Messungen am Bauwerk oder Modell heranzuziehen und weiter zu vervollkommen. Behandelt werden in allgemein verständlicher, klarer Sprache sowohl unverankerte, als auch einfach verankerte Spundwände. Dabei verdient die Herausstellung des Einflusses von Auflagerverschiebung, Wandbiegsamkeit, Widerstandsziffer und Rammtiefe auf die Beanspruchung des Bauwerks besondere Beachtung, da daraus allgemein gültige Schlussfolgerungen abgeleitet werden können. Das neue Berechnungsverfahren wird an Beispielen übersichtlich erläutert.

Edgar Schultze, Aachen.

Taenzer, Wilhelm, Bad Oeynhausen: Stahlmaste für Starkstromfreileitungen. Berechnung und Beispiele. 2. Aufl. 98 Seiten, Gr.-4°, mit 246 Abb. Berlin / Göttingen / Heidelberg: Springer-Verlag, 1952, Preis: DM 21.—

Dieses seit 1930 maßgebende Werk erscheint nunmehr in 2. Auflage. — Im ersten Teil werden kurz die allgemeinen Grundlagen der Berechnung behandelt. Dann sind ab Seite 26 an acht Ausführungsbeispielen Entwurf und Konstruktion, sowie Festigkeits- bzw. Standsicherheitsnachweise erläutert. Die letzten Änderungen des DIN-Entwurfes 4114, insbesondere für die ω -Werte bei Druckstäben, finden keine Anwendung.

Das Buch stellt nach wie vor für den Bau von Starkstromfreileitungen sowie auch für den Funkturbau ein sehr wertvolles und praktisch brauchbares Hilfsmittel dar.

Otto Steinhardt, Karlsruhe.

Pöschl, Theodor, Dr.-Ing., o. Prof. an der TH. Karlsruhe: **Elementare Festigkeitslehre.** Zum Gebrauche bei Vorlesungen und zum Selbststudium. Lehrbuch der technischen Mechanik. 2. Band. 2. Auflage. 244 S., Gr. 8°, mit 159 Abb. Berlin / Göttingen / Heidelberg, Springer-Verlag, 1952. Preis: DM 16,50. Ganzleinen DM 19,50.

Bei der Neuauflage sind die meisten Abschnitte nur geringfügig geändert worden. Wesentlich erweitert sind lediglich die Verfahren zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme, die in einer Anzahl neuer Abschnitte behandelt werden. Der Text ist hier in der gleichen Form wie im gesamten Buch knapp, aber das Wesentliche erfassend, sehr anschaulich und klar gehalten.

Die Bücher Pöschls gehören zu den besten aus dem Gebiet der technischen Mechanik und können jedem Stu-

dierenden zum Gebrauch neben den Vorlesungen, dem Ingenieur in der Praxis zur Wiederholung und wegen ihrer leichten Lesbarkeit auch zum Selbststudium sehr empfohlen werden. Auch jeder Fachmann wird beim Lesen viele Anregungen und genußreiche Stunden finden.

H. Müller, Bremen.

Gehler, W., Prof. Dr.-Ing., und Wolfgang Herberg, Dr.-Ing. habil, Privatdozent an der TH. Karlsruhe: **Festigkeitslehre.** 1. Band: Elastizität, Plastizität und Festigkeit der Baustoffe und Bauteile. Durchgesehen und erweitert. Neudruck, 158 S. (= Sammlg. Götschen Band 1144) mit 118 Abb., Berlin, W. de Gruyter & Co., 1952, Preis: geb. DM 2,40.

Walbe, Heinrich: **Das hessisch-fränkische Fachwerk.** 2., erneuerte u. erweit. Aufl., 125 S., Gr. 17 × 24 cm, mit 22 Abb., ferner 261 Tafeln. Jedem einzelnen Bild ist ein erläuternder Text beigelegt. Es ist geplant, das Werk in einem Zeitraum von 2 Jahren in 9 Lieferungen herauszugeben. Gießen: Brühlscher Verlag, 1952. Subskriptionspreis DM 5,— pro Lieferung.

Verschiedenes.

Ministerialrat Hampe 60 Jahre.

Am 26. April vollendet ein besonders befähigter und geschätzter Beamter der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung, Ministerialrat Dr.-Ing. Bruno Hampe, sein 60. Lebensjahr. Er wurde 1892 im Marktflecken Hessen im Kreise Wolfenbüttel geboren, besuchte bis 1912 die Oberrealschule in Braunschweig und widmete sich im Anschluß dem Studium des Bauingenieurwesens an der Techn. Hochschule Braunschweig. Nach einer Unterbrechung seines Hochschulstudiums von 1914—1916 durch Teilnahme am Weltkrieg legte er im November 1918 die Diplom-Prüfung ab. Alsdann war er bei Bauten der Kriegsmarine im Küstengebiet und in verschiedenen



Häfen tätig, bis er im Oktober 1919 in die Wasserstraßenverwaltung übertrat, der er seitdem bis zum heutigen Tage angehört. Die Regierungsbaumeister-Prüfung bestand er im Jahre 1920. Sein beruflicher Werdegang führte ihn über

Dienststellen der Reichswasserstraßenverwaltung in Potsdam, Münster, Rheine i. W., Braunschweig und Magdeburg. Hier hat er sich auf allen Gebieten des Baues und der Verwaltung gründliche Kenntnisse

erworben und besonders beim Ausbau des Dortmund-Ems-Kanals, beim Bau des Mittellandkanals, der Schleuse Sülfeld und der Staustufe in der Elbe bei Magdeburg anfangs als Bauleiter, später als Amtsvorstand seine Begabung und sein großes Können immer wieder unter Beweis gestellt. Seine hervorragenden Leistungen und Fähigkeiten fanden dadurch Anerkennung, daß er 1946 in die Zentralinstanz der Wasserstraßenverwaltung, das heutige Bundesverkehrsministerium, als Referent berufen wurde.

Schon frühzeitig hat Hampe die Notwendigkeiten der technischen Weiterentwicklung auf dem Gebiete des Beton- und Stahlbetonbaues klar erkannt und sich dieser Aufgabe mit ganz besonderer Hingabe und Tatkraft gewidmet. So behandelte er bereits in seiner Doktor-Dissertation (Techn. Hochschule Braunschweig 1940) die Temperaturvorgänge im Beton. Die von ihm bei Großbauten der Wasserstraßenverwaltung durchgeführten Betonkühlversuche machten seinen Namen in weitesten Kreisen bekannt und brachten ihm eine uneingeschränkte Würdigung seiner Verdienste als Betonfachmann. In seiner Abhandlung „Temperaturschäden im Beton, insbesondere

in Massenbeton und Maßnahmen zu ihrer Verhütung“ (= Heft 1 des Ausschusses für Massenbeton, 2. Auflage, Berlin, 1944) sind die von ihm erarbeiteten neuen Erkenntnisse zusammengefaßt.

In den Jahren nach dem Kriege hat Hampe sich erneut als schöpferischer Ingenieur erwiesen. Mit der Weiterentwicklung, die der Brückenbau in letzter Zeit zu verzeichnen hat, wird sein Name stets verbunden bleiben. Er hat die Aufgabe gelöst, unmittelbar befahrene, fugenlose Fahrbahnplatten aus Beton auch bei Trogbriücken zu verwenden. Dadurch ist dem Verbundbau ein weiteres neues Gebiet erschlossen worden.

Seinen Bemühungen ist es in erster Linie zu verdanken, daß die Bundesanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau in Karlsruhe ins Leben gerufen wurde, nachdem die Berliner Anstalt ausgefallen war. Die Anstalt in Karlsruhe hat in der kurzen Zeit ihres Bestehens sehr wertvolle Arbeiten geleistet. Hiermit hat sich H. ebenfalls ein großes Verdienst um Wissenschaft und Praxis in der Technik erworben.

Es würde zu weit gehen, alle Ämter aufzuzählen, die Hampe bekleidet hat. Nur einige seien hier erwähnt. Er ist u. a. stellv. Vorsitzender des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton im Deutschen Normenausschuß, Vorstandsmitglied der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau und Mitglied des Vorstandes des Deutschen Verbandes für Schweißtechnik.

Nicht geringer als seine Kenntnisse und Leistungen als Ingenieur sind seine Verdienste als Verwaltungsbeamter. Die Fülle der Arbeit, die er besonders seit dem Zusammenbruch als Referent für Ingenieurbau in der Abteilung Wasserbau des Bundesverkehrsministeriums zu leisten hat, ist vielleicht nur wenigen bekannt. Seine klaren Anordnungen und Entscheidungen zeigen aber auch hier deutlich, daß er die Verwaltungsarbeit an höchster Stelle vortrefflich zu meistern versteht und die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung, der er angehört, stolz darauf sein kann, einen solchen hochqualifizierten Beamten zu besitzen.

Seine Würdigung wäre aber unvollkommen, wenn nicht hervorgehoben würde, in wie hohem Maße er auch Meister des gesprochenen Wortes ist. Jeder, der ihn in Ausschüssen oder bei Tagungen gehört hat, wird seine Gabe bewundert haben, in vollendeter Form mit höchster Klarheit und überzeugend vortragen und diskutieren zu können.

Hampe hat aber nicht nur hervorragende fachliche, sondern auch ebenso hohe menschliche Qualitäten, die seine Persönlichkeit auszeichnen. Die Einfachheit seines Wesens und die Aufrichtigkeit seines Charakters sind Eigenschaften, mit denen er die Herzen seiner Kollegen und Mitarbeiter gewonnen hat. Mögen ihm noch recht viele Jahre reicher Schaffensfreude in bester Gesundheit zum Segen der deutschen Technik beschieden sein!

G. Schumacher, Hannover.

H. Carp 60 Jahre alt.

Am 16. April beging Rgbm. Dr.-Ing. Helmut Carp seinen 60. Geburtstag. Er stammt aus Wesel und ist seiner niederrheinischen Heimat auch heute noch in seinem ausgedehnten Wirkungskreis verbunden. Nach dem Studium an den Techn. Hochschulen München und Hannover legte er 1920 an der Techn. Hochschule Hannover die Diplomhauptprüfung ab. Der Diplomhauptprüfung folgte die Ausbildung im Staatsdienst, die er im Mai 1920 mit der



Großen Staatsprüfung abschloß. Als Regierungsbaumeister wurde er in die Abteilung Wasserstraßen des Reichsverkehrsministeriums berufen und bearbeitete im Referat des Ministerialrats Dr.-Ing. Eilerbeck statische und konstruktive Probleme. U. a. lag damals gerade der Entwurf für das Schiffshebewerk in Niederfinow vor. Im Rahmen dieser Tätigkeit wirkt er auch im Ausschuß für Stahlbetonbau mit.

1925 trat Carp in die Dienste der Emschergenossenschaft und des Lippeverbandes in Essen, wo er noch heute tätig ist. Hier arbeitete er zunächst im Abwasserdezernat. 1934 wechselte er zum Vorflutdezernat über, dessen Leitung ihm 1939 übertragen wurde. Während seiner Tätigkeit im Abwasserdezernat wirkte er an bemerkenswerten Aufgaben der Wasserwirtschaft mit, so u. a. dem Bau der Emscherflußkläranlage bei Essen-Karnap, der Erstellung eines bergbausicheren großen Flußbehälters, der Kläranlage Essen-Nord, der großen Kläranlage Alte Emscher in Duisburg usw. Als Leiter des Vorflutdezernats betrieb er vornehmlich den Ausbau der Wasserläufe im Bergsenkungsgebiet, den Bau von Deichen und Pumpwerken. Besonders hervorzuheben sind die schwierigen und umfangreichen Arbeiten, die für die Verlegung der Emscher auf eine Länge von 14 km mit einer neuen Mündung in den Rhein bei Stapp geleistet wurden. Nur dem Kundigen, dem die ungewöhnlichen Schwierigkeiten bekannt sind, welche der Durchführung eines solchen Projektes entgegenstehen, vermag sich eine Vorstellung davon zu machen, wieviel mühevollen Arbeit dahintersteht. Dazu kamen noch die Schwierigkeiten des Krieges und der Zeit der Vorwährungsreform.

Carp hat eine große Neigung zu wissenschaftlichen Arbeiten. So hat er seine wertvollen Erfahrungen in zahlreichen Veröffentlichungen und Aufsätzen niedergelegt.

Trotz seiner großen beruflichen Belastung weiß er einen Ausgleich zum Wohle seiner Familie in seiner Neigung zur Musik und seiner Freude an schöner Literatur zu finden.

Die hohe Anerkennung, deren er sich bei seinen Mitarbeitern erfreut, ist nicht nur auf seine technischen Leistungen begründet, sondern seine persönliche Haltung hat ihm einen großen Freundeskreis verschafft.

H. W. Koenig, Essen.

O. Blunck 70 Jahre alt.

Abteilungspräsident der Deutschen Bundesbahn i. R., Dr.-Ing. Otto Blunck, Hamburg-Othmarschen, feiert am 8. Mai seinen 70. Geburtstag.

Otto Blunck wurde am 8. Mai 1882 zu Rickelsdorf im Dithmarschen als Sohn eines Architekten geboren. Er studierte an den Techn. Hochschulen in München und Berlin und ging anschließend zur preußischen Staatseisenbahn. Der im Schinkelwettbewerb errungene Staatspreis ermöglichte ihm eine Studienreise (1913/14) nach Nordamerika, Japan, China, Indien und Ägypten.

Von 1923 bis 1934 war Bl. Dezernent für Brücken- und Ingenieurhochbau in Hamburg-Altona, später in Berlin, und zwar war Dr.-Ing. Bl. zunächst bei der Reichsbahndirektion und dann bis 1945 als Abteilungspräsident bei der Reichsbahndirektion Berlin tätig.

Im Jahre 1925 wurde Bl. in den von der Deutschen Reichsbahn ins Leben gerufenen Richtpreisausschuß für neue Stahlbauten berufen, von 1938 bis 1948 war er Vorsitzender dieses Ausschusses. Auch im massiven Ingenieurbau untersuchte Blunck die Grundlagen der Preisbildung.



Seine Arbeiten haben viel dazu beigetragen, die Preisbildung im Ingenieurbau zu klären und Grundlagen für eine gerechte Beurteilung der Preise zu gewinnen. Von 1937 bis 1945 war Bl. auch Vorsitzender des paritätischen Preisermittlungsausschusses für massive Ingenieurbauten.

Von 1946 bis zu seiner Pensionierung 1948 war Bl. Mitglied der

Eisenbahndirektion Hamburg. Das letzte größere Bauwerk, dessen Verwirklichung mit in erster Linie seiner Zähigkeit zu verdanken ist, ist die kombinierte Eisenbahn- und Straßenbrücke

über die Elbe bei Lauenburg. Nach der Pensionierung ist Bl. weiter tätig als Beratender Ingenieur, namentlich in preislicher Hinsicht. Eine neue Auflage seiner Schrift „Der gerechte Preis für Ingenieurbauten“ ist in Kürze zu erwarten. Eine Übersicht der sonstigen Veröffentlichungen von Bl. findet man in Bautechnik 20 (1942) S. 224.

Dem Siebzigjährigen, dessen Name von dem Richtpreissystem nicht wegzudenken ist, dankt die deutsche Fachwelt für seine unermüdete Arbeit und seine grundlegenden Beiträge zu einem der schwierigsten der Fragenkomplexe des Bauwesens. Möge Blunck, der mit seinem Rate auch heute noch immer gerne zur Verfügung steht, Freunden und Fachgenossen noch recht lange in seiner heutigen Frische und Beweglichkeit erhalten bleiben.

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

Paul Böss Dr.-Ing. E. H.

Dem Direktor des Instituts für Hydromechanik, Stauanlagen und Wasserversorgung an der Techn. Hochschule Karlsruhe, Prof. Dr.-Ing. Paul Böss, wurde durch die Techn. Hochschule Stuttgart die Würde eines Dr.-Ing. E. h. verliehen in Würdigung seiner großen Leistungen auf den Gebieten der technischen Hydraulik und des wasserbaulichen Versuchswesens.

Ph. Wöhr 75 Jahre alt.

Der Seniorchef der Fa. Gebr. Wöhr, Eisenwerk, Unterkochen (Wttbg.), feiert am 2. Mai seinen 75. Geburtstag. W. hat das Werk, 1910 aus kleinsten Anfängen beginnend, durch unermüdeten Fleiß, hohes fachmännisches Können und äußerste persönliche Bescheidenheit zu dem gemacht, was es heute ist.

Erfahrungen mit Pfahlgründungen.

Bei der Neubearbeitung der Baugrundnorm DIN 1054 hat es sich erneut gezeigt, daß für die Ermittlung der Tragfähigkeit und damit der zulässigen Belastung von Pfählen der verschiedensten Bauarten leider keine zuverlässigen, allgemein verwendbaren Angaben oder Rechenverfahren zur Verfügung stehen. Um für die Zukunft hierfür bessere Grundlagen zu schaffen, hat die „Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V.“ einen Arbeitskreis „Bauart und Tragfähigkeit der Pfähle“ gebildet, der zunächst die zweifellos an vielen Stellen vorhandenen Beobachtungen, Messungen und Erfahrungen sammeln und auswerten will. Deshalb werden alle Behörden, Bauunternehmungen, Ingenieurbüros, überhaupt alle Fachleute gebeten, alle erreichbaren Unterlagen einzusenden, und zwar:

1. Aufzeichnungen über Probelastungen von Pfählen aller Art, auch wenn die nach DIN 1054 gefor-

der Einzelangaben unvollständig sind, sowie Angaben über die aus den Probelastungen gezogenen Folgerungen, zum Beispiel Ausführungs- oder Rammvorschriften.

2. Angaben über ausgesprochene Zulassungen für verschiedene Pfahlbauweisen, über zugelassene Rammformeln oder sonstige Berechnungsweise sowie über die damit gemachten Erfahrungen.

3. Beobachtungen an ausgeführten Pfahlgrün-

dungen, besonders über Setzungen von auf Pfählen gegründeten Bauwerken und über Fehlschläge bei der Ausführung von Pfahlgründungen.

Selbstverständlich werden die eingesandten Unterlagen auf Wunsch später zurückgegeben. Die Sendungen werden erbeten an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Hamburg 20, Geffckenstr. 16.

Mitteilungen aus der Industrie.

(Ohne Verantwortung der Herausgeber.)

Rationelle Betonschalung.

In den letzten Jahren hat sich die Betonschalung mit Holzplatten gegenüber der alten Form der Schalung mit Einzelbrettern immer mehr durchgesetzt. Unter anderen sind die EENEX- und HB-Betonschalungsplatten der Holzschalungs G. m. b. H. Stuttgart besonders zu erwähnen. Zur Verwendung kommen völlig glatte Platten ohne Rahmen und Querhölzer, bei denen vor allem ein Verschnitt vermieden wird. Die Platten sind handlich, lassen sich leicht stapeln, transportieren und reinigen. Der besondere Vorteil liegt beim raschen Auf- und Abbau, da die Platten lediglich durch in Fugen angebrachte Tellerkopfnägel oder durch Spezialklammern befestigt werden. Beim Abbau bleibt das Material deshalb voll erhalten und kann nach den praktischen Erfahrungen etwa 25 bis 30mal wieder verwendet werden. Eine sinnvoll eingearbeitete Eisenarmierung gibt diesen Platten große Festigkeit, das Quellen, Schwinden oder Verziehen wird dadurch weitgehend verhindert. Da die gebräuchlichsten Abmessungen lieferbar sind, ist es nur in Ausnahmefällen notwendig, eine Restfläche mit normalen Schalbrettern zu verkleiden.

Schnellspannverfahren bei Wandschalungen.

Die gebräuchlichste Art des Verspannens beim Bau normaler Schalwände ist das „Verrödeln“. Dabei werden für jede Spannstelle ober- und unterhalb der Riegelhölzer Löcher gebohrt (4), der 3 bis 5 mm starke Rödeldraht durchgezogen, die Drahtenden verknotet und im Innern der Wand der Draht von Hand verdrillt. Ein langwieriges, mühevolleres Verfahren mit vielen Unzulänglichkeiten (Drahtbruch, Rostverfärbung usw.). Auch die Verwendung von Bolzen mit Gewinden ist nachteilig, die Gewinde verrosten leicht und werden durch die Zementbrühe ungangbar. Geänderte Wandstärken erfordern auch immer einen neuen Gewindeanschnitt.

Ein patentiertes „Schnellspannverfahren“ (Chr. Heilwagen, Kassel) weist demgegenüber besondere Vorteile auf. An Stelle des Rödeldrahtes werden dabei Rundenisenabfälle (Baustahl) im Durchmesser von 7—10 mm verwendet. Die Riegelhölzer werden vor dem Einbauen in gleichmäßigen Abständen von ca. 70 cm durchbohrt (für jede Spannstelle nur 1 Loch auf jeder Seite). Sollen die Riegelhölzer nicht verbohrt werden, kann auch ein Zusatzschal Brett oder auch zwei nebeneinanderliegende Halbhölzer als Riegelhölzer verwendet werden.

Die Spannstäbe werden in der Handhebelstange ausgeklinkt. Abstand = Gesamtschalungsbreite + rd. 3 cm. Ein Hebeldruck (ähnlich dem Abschneiden des Rundstahls) genügt zur Erreichung der Ausklinkung. Dieser Stab wird durch die beiden Löcher in der Schalwand geschoben, dann wird an beiden Enden des Stabes eine geschlitzte Unterlegscheibe in die Ausklinkung aufgesetzt und ein Keil eingetrieben.

Beim Ausschalen werden die Verbindungen durch wenige Hammerschläge gelöst und die Scheiben eingesammelt. Den größten Teil der Verbindungen kann man 24 Stunden nach dem Betonieren (während der ersten Abbindezeit) lösen, einige Schläge auf die Spitze des Stabes lockern ihn soweit, daß er leicht herausgezogen werden kann. Sollen einige Sicherheitsverbindungen bis zum Erhärten des Betons bestehen bleiben, so werden diese entweder vor dem Einbetonieren mit Papphüllen versehen (zur Erleichterung des Herausziehens) oder sie verbleiben in der Wand und die beiden Stümpfe werden mit der Hebelschere abgeschnitten. Der „Schnellspanner“ kann bei

Wand-, Säulen- und Unterzugschalungen verwendet werden. Für 100 m² Wandfläche werden etwa 250 Stück Verspannungen benötigt.

Neuartiger Trockenputz auf Rohwänden.

Die zunehmende Verwendung von Leichtbeton-Bausteinen läßt eine Tendenz zu einem möglichst trockenem Bauen erkennen. Mit den großflächigen Bimsblock-, Flugaschen-, Turrit-, Ytong- und Siporex-Poren-Schichtbetonbaustoffen wird nicht nur eine Qualitätssteigerung und Kostensenkung, sondern auch andere, mit dieser Bauweise verbundene Vorteile erstrebt. Dazu gehören auch die Versuche auf Naßputz zu verzichten, um bei den relativ trockenen Materialien die bei Naßputz sonst notwendige lange Trockenzeit zu ersparen.

Praktische Versuche, eine wirtschaftliche Trockenputzmethode ohne Ausgleichsschichtputz zu ermöglichen, haben mit dem bekannten Isolierstoff Perkalor zu sehr guten Ergebnissen geführt. Perkalor, ein pappähnlicher Werkstoff aus tierisch-organischen Rohstoffen, ermöglicht durch einfaches Bekleben der Bims- und Preßbetonwände ein trockenes Verfahren zur raschen Herstellung wohnlicher Wand- und Deckenoberflächen. Die große Dehnbarkeit der Schicht gleicht Schwind- und Belastungsrisse aus, sie ist wenig stoßempfindlich, vermindert durch ihre Porosität den Geräuschreflex, Schallübertragung und Wärmeverluste. Zeitsparender und billiger als normaler Putz. Um das Egalisieren mit geringem Kostenaufwand durchzuführen, sollen die Wände allerdings sauber und gerade, vollfugig und mit kleinen Fugen gemauert sein. Die Wände werden abgeschliffen, um eventuelle kleine Mauerzähne und eine zu rauhe Oberfläche abzuglätten, abgefegt und mit einer Glutolinlösung gestrichen bzw. vorgenaßt. Die Perkalorbahnen werden mit Kleister gut eingestrichen und horizontal an die Wände gebracht.

Pleuger-Pumpen. Unter diesem Titel brachte die Firma Pleuger & Co., Hamburg-Wandsbek, eine Druckschrift heraus, in der der Verfasser, Ing. H. Hoffmann, in knapper Darstellung eine Reihe hervorragender Bauausführungen unter Verwendung der bekannten Pleuger-Unterwasserpumpen behandelt. Auch die ein- und mehrstufige Absenkung mit normalen Kreiselpumpen wird mit instruktiven Zeichnungen dargestellt. Eindrucksvolle Bilder: Seeschleusenbau Dünkirchen, Untergrundbahnbau in Berlin und Moskau, Unterführung des Landwehrkanals in Berlin, Molenbau im Seehafen Bordeaux, Weserschleuse Bremen und Dörverden sowie Scheldetunnel bei Antwerpen vermitteln die Bedeutung der Grundwasserabsenkung. 8 Seiten, DIN A 4, Vertrieb: Boysen & Claasen, Hamburg. Preis: DM 2,—.

Nibelungenbrücke bei Worms (Rh.). Die Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann KG. läßt zur Zeit einen Dokumentarfilm drehen, der den Bau der Nibelungenbrücke über den Rhein bei Worms behandelt. Dieser Bau wird in dem von dieser Firma nach den Ideen von Dr.-Ing. U. Finsterwälder entwickelten Verfahren in Dywidag-Spannbeton im freien Vorbau ohne Lehrgerüste ausgeführt, wobei Spannweiten von 101, 104, 114 Meter erreicht werden. Dies ist die erste Massivbrücke über den Rhein auf deutschem Gebiet. Aufnahmeleitung: Karl Wagner und Heinz König.

