

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 16. Dezember 1932

Heft 54

Alle Rechte vorbehalten.

Die Schleusenbauten des Lippe-Seitenkanals Wesel—Datteln.

Von Oberregierungs- und -baurat Baertz, Münster i. W.

Die Schleusenbauten des Lippe-Seitenkanals Wesel—Datteln¹⁾, die in einem den Einwirkungen des Bergbaues unterworfenen Gebiete liegen, unterscheiden sich grundlegend nicht nur von den Schleusen normaler Bezirke, sondern auch von denen des Rhein-Herne-Kanals, bei denen ähnliche bergbauliche Verhältnisse herrschen, so daß sich bei ihnen Sonderkonstruktionen herausgebildet haben, über die bereits Aufsätze erschienen sind²⁾.

In den folgenden Ausführungen sollen nunmehr die allgemeine Anordnung der Schleusen und die Ausbildung ihrer Häupter, Kammern und Leitwerke mit den Vorhängen behandelt werden.

Abb. 1 zeigt in einfachen Linien den Verlauf des Kanals zwischen Rhein und Dortmund-Ems-Kanal, Abb. 2 den zugehörigen Längsschnitt. Hiernach ist der Wesel-Datteln-Kanal rd. 60 km lang und hat bei angespanntem Wasserspiegel des Dortmund-Ems-Kanals und GNW des Rheins, d. i. von NN + 56,5 bis NN + 15,3, an Gefälle 41,2 m zu überwinden, zu welchem Zwecke sechs Schleusen eingebaut sind.

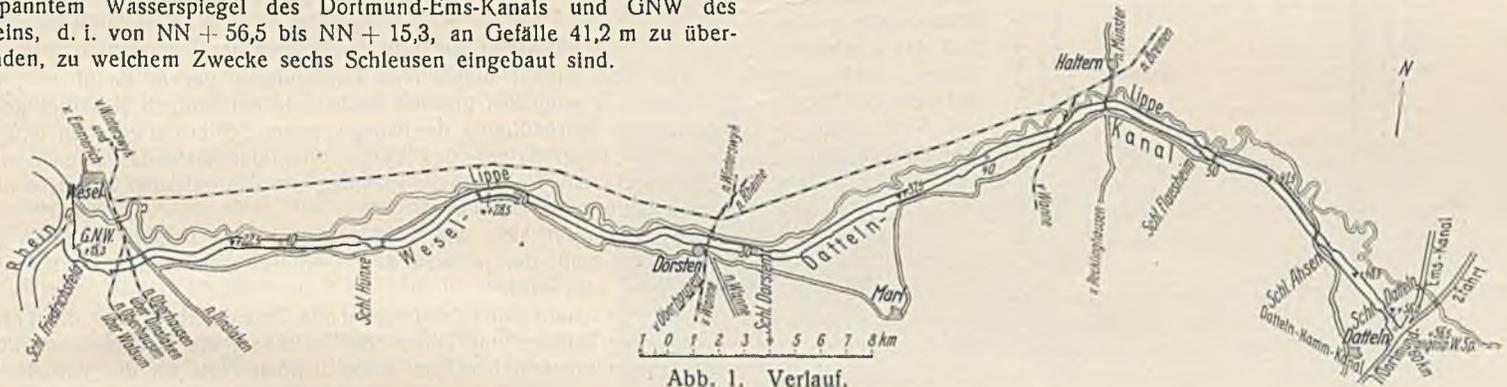


Abb. 1. Verlauf.

Lage und Name der Schleusen sowie ihre Gefälle gehen aus den vorgenannten Plänen hervor; vom Dortmund-Ems-Kanal angefangen, sind es die Schleusen:

Schleuse	Gefälle (m)	Bemerkung
Datteln	8	mit 8 m Gefälle (bei angespanntem Wasserspiegel des Dortmund-Ems-Kanals)
Ahsen	7	" "
Flaesheim	4	" "
Dorsten	9	" "
Hünxe	6	" "
Friedrichsfeld	7,2	(8,2 m bei NNW des Rheins).

Die Einteilung eines Kanals in einzelne Haltungen, und damit die Lage und das Gefälle der zugehörigen Schleusen, hängt in erster Linie von der Oberflächengestaltung des Kanalgeländes ab. Maßgebend für die Höhenlage der untersten Haltung des Wesel-Datteln-Kanals, östlich Schleuse Friedrichsfeld, war jedoch der Umstand, daß ihr Wasserspiegel annähernd dem höchsten schiffbaren Wasserstande des Rheins entsprechen mußte. Da man den Strom bei Hochwasser aus Gründen, die im nachfolgenden Absatz erläutert sind, in die Haltung hineinfluten läßt, und die Höhenlage der Brückenunterkanten dieser Haltung demgemäß sowieso nach dem höchsten schiffbaren Rheinwasserstand bemessen werden mußte, war es in bezug auf Erd- und Dichtungsarbeiten wirtschaftlich gegeben, auch die Höhenlage des normalen Wasserstandes dieser Haltung nach dem höchsten schiffbaren Rheinwasser anzuordnen.

Ein weiterer Gesichtspunkt bei Festsetzung der Höhenlage des Wasserspiegels der Kanalhaltungen war die Rücksicht auf die Nähe der Lippe. Der Kanal verläuft teilweise im Lippetal und unmittelbar neben dem Fluß, so daß er den Einwirkungen des Lippe-Hochwassers stark ausgesetzt ist. Ein außerseltiger Überdruck auf die Kanaldämme würde ein Durchsickern und damit eine Zerstörung der inneren Kanalböschungen und vor allem der Dichtungsschale hervorrufen. Das Hochwasser des Flusses darf daher den Wasserstand in der benachbarten Haltung nicht wesentlich übersteigen.

¹⁾ Allgemeines über den Bau des Wesel-Datteln-Kanals s. Bautechn. 1931, Heft 29, S. 441.

²⁾ Wasserberuhigungseinrichtungen der umlauflosen Schiffsschleusen des Wesel-Datteln-Kanals, Bautechn. 1928, Heft 12, S. 158; Die Hubtore der Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals und ihre Notverschlüsse, Bautechn. 1930, Heft 53/54, S. 795.

Diese Gefahr bestand vorwiegend auf der mittleren Strecke des Kanals und wurde durch die Anordnung der Haltungen Hünxe, Dorsten und Flaesheim mit ihren gleichnamigen Schleusen möglichst ausgeschaltet, wobei zur Vermeidung unwirtschaftlicher Erdarbeiten auf die Ausnutzung von Geländesprüngen bei Festsetzung der Lage der Schleusen Wert gelegt wurde. Besonders deutlich tritt dies bei der Schleuse Dorsten in die Erscheinung, die am Aufstieg der Niederterrasse der Lippe aus dem eigentlichen Lippetal erbaut wurde.

Bei Schleuse Flaesheim steigt der Kanal auf NN + 41,5 m, so daß bis zur Scheitelhaltung des Dortmund-Ems-Kanals noch 14,5 bzw. 15 m zu überwinden waren. Durch Anordnung der beiden nur 3 km voneinander entfernten Schleusen Ahsen und Datteln wurde dieser rasche Aufstieg erzielt. Von einer Vereinigung beider Schleusen zu einem Bau-

werk ließen wirtschaftliche und betriebstechnische Bedenken absehen, zumal die noch zu beschreibenden Bergsenkungen es nicht zulleßen, die Vorteile einer Schleuse mit Sparbecken auszunutzen.

Die Abmessungen der Schleusen und die Frage, ob Einzel- oder Doppelschleusen anzuordnen waren, sind Gegenstand langer Überlegungen gewesen. In dem Kommissionsbericht über die Wasserstraßenvorlage vom Jahre 1905 waren elf Schleusen zwischen Wesel und Datteln als Schleppzugschleusen von 95 m Länge vorgesehen mit dem Hinzufügen, daß bei gleichzeitiger Ausführung des Emschertalkanals Einzelschleusen genügen würden, aber daß, wenn der Emschertalkanal nicht gebaut würde, den 95 m langen Schleusen solche von 67 m Länge als zweite Schleusen hinzuzufügen seien. Doch sollte bei Ausarbeitung des Kanalentwurfs geprüft werden, ob nicht doch Schleppzugschleusen von 165 m Länge einzurichten seien. Bei den nachfolgenden Verhandlungen wurde dann auch im Jahre 1909 festgelegt, daß mit Rücksicht auf die gleiche Bewertung und Bedeutung beider Wasserstraßen, der Lippe-Wasserstraße vom Dortmund-Ems-Kanal abwärts und des Rhein-Herne-Kanals, auch für die Einzelschleusen der Lippe die für den Rhein-Herne-Kanal gewählten Abmessungen, nämlich 165 m nutzbare Länge und 10 m Breite, zu wählen seien.

Der Platz für die zweite Schleppzugschleuse sollte beim Grunderwerb sofort vorgesehen werden.

Aber bereits vor Inangriffnahme der eigentlichen Entwurfsarbeiten für die Schleusenbauten übernahm man die für wichtige Wasserstraßen jetzt allgemein üblichen Maße von 225 m für die nutzbare Länge und 12 m für die nutzbare Breite, denn die Abmessungen der Schleusen des Rhein-Herne-Kanals hatten sich im Betriebe als knapp erwiesen. Da hier jedoch Doppelschleusen vorhanden sind, macht sich die Beschränkung der Abmessungen nicht so betriebstörend bemerkbar, als sie sich am Wesel-Datteln-Kanal mit seinen Einzelschleusen erwiesen hätte.

Mittels der Schleusen der genannten großen Abmessungen kann der Wesel-Datteln-Kanal jährlich mindestens 6 bis 8 Mill t Ladungsverkehr bewältigen, wobei die Größenverhältnisse der Bauwerke die Schließung eines ganzen Schleppzuges, bestehend aus dem Schleppschiff und zwei 80 m langen oder drei 67 m langen Kähnen, zulassen. Da zunächst, schon wegen des geringen Anfangsverkehrs, hinsichtlich der Monopolschlepper nicht mit einem Pendeldienst zwischen den einzelnen Schleusen gerechnet wird, muß das Schleppschiff mit durchgeschleust werden. Die Schleusen des neuen Kanals sind daher im Gegensatz zu denen des Rhein-Herne-

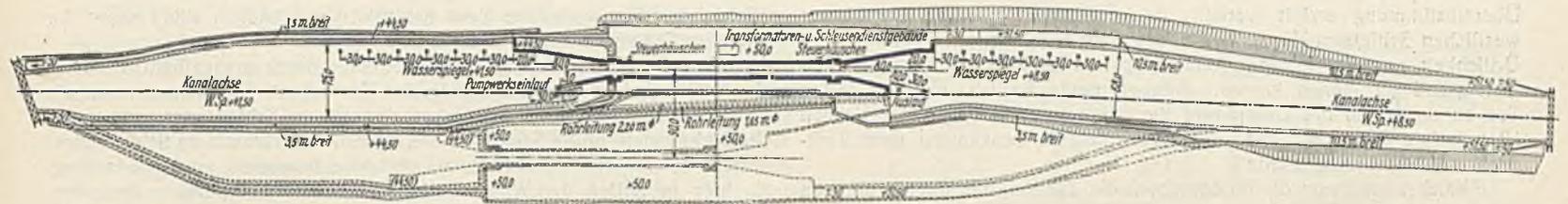


Abb. 6. I. u. II. Schleusenbau. Lageplan der Schleuse Ahsen.

Schleuse Flaesheim keine Schwierigkeiten. Dorsten und Ahsen konnten in den zum Teil sehr festen und standsicheren sogenannten Recklinghäuser Sandmergel, der zu dem Untersenon der Kreide gehört, eingeschnitten werden. Bei Datteln liegt der Kreideuntergrund verhältnismäßig tief, er konnte aber auch hier beim Bau der Schleuse erreicht werden. Im Gegensatz hierzu traten bei der Baustelle der Schleuse Flaesheim die sogenannten Haltener Sande an den Kanal heran in Form eines feinen, schuppenförmig dicht aufeinander gelagerten Quarzsandes, der außerordentlich schlecht Wasser führt. Für die Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe endlich waren die Untergrundverhältnisse sehr ungünstige. Die zuerst auf Grund von Bohrungen bestehende Annahme, daß unter Sand- und Kiessandschichten ein fester Ton tragfähigen Untergrund bieten würde, wurde bei Aushub der Baugrube als nicht zutreffend erkannt. Die erreichten Tonschichten waren so weich, daß sie als Baugrund für eine normale Bauausführung nicht in Frage kamen.

Aus diesen Untergrundverhältnissen ergaben sich für die Entwurfsbearbeitung der Schleusenbauten und den Aushub der Baugruben drei verschiedene Ausführungen:

Die Kammern der Schleusen Datteln, Ahsen und Dorsten konnten als reine Betonkonstruktionen mit Schwergewichtmauern ohne durchgehende Sohle ausgeführt werden, da ihre Mauern unmittelbar auf den wasserundurchlässigen Mergel zu stehen kamen.

Die Kammer der Schleuse Flaesheim ist ebenfalls aus Beton hergestellt, jedoch mit biegegesteifter Sohle. Sie steht wie ein unten geschlossenes Gefäß in den feinen, wassergefüllten Sand des Untergrundes.

Die Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe erhielten eiserne Kammerwände.

Die Baugruben der erstgenannten drei Schleusen wurden unter offener Wasserhaltung in den festen Mergel, der zum Teil vorgesprengt werden mußte, eingeschnitten (Abb. 7). Bei der Schleuse Flaesheim wurde die Baugrube, soweit es der Grundwasserstand zuließ, zunächst in offener Wasserhaltung ausgehoben, dann wurde das Wasser mittels Brunnen weiter abgesenkt, so daß der Erdaushub, das Rammen der Umschließungsspundwand und die Betonierung der Sohle und der Fundamente im Schutze dieser Grundwasserabsenkung vorgenommen werden konnte (Abb. 8)³⁾.

Bei den Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe erforderten die Bodenverhältnisse eine bis dahin in diesem großen Maße noch nicht ausgeführte Herstellung der Kammermauern. Die geringe Tragfähigkeit des Unter-

grundes erlaubte nicht die Verwendung von Schwergewichtmauern. In einem früheren Aufsatz ist beschrieben, wie mit Hilfe von Kastenspundwänden der Dortmunder Union, Abteilung der Vereinigten Stahlwerke, auch diese Schwierigkeit überwunden wurde⁴⁾. Die Baugruben der beiden Schleusen konnten auch hier unter offener Wasserhaltung hergestellt werden, nur wurde bei der Schleuse Friedrichsfeld, die in dem Winkel zwischen Lippe und Rhein liegt, wegen des großen Wasserandranges die im ziemlich groben Kiessand auszuhebende Baugrube mit einer Spundwand aus Larssenbohlen, die bis in den dichten Ton reichten, umgeben (Abb. 9). Trotz der 14 m betragenden Aushubtiefe wurden die Spundbohlen gegen den Erddruck nicht verankert. Es war wirtschaftlicher, einen geböschten Erd-

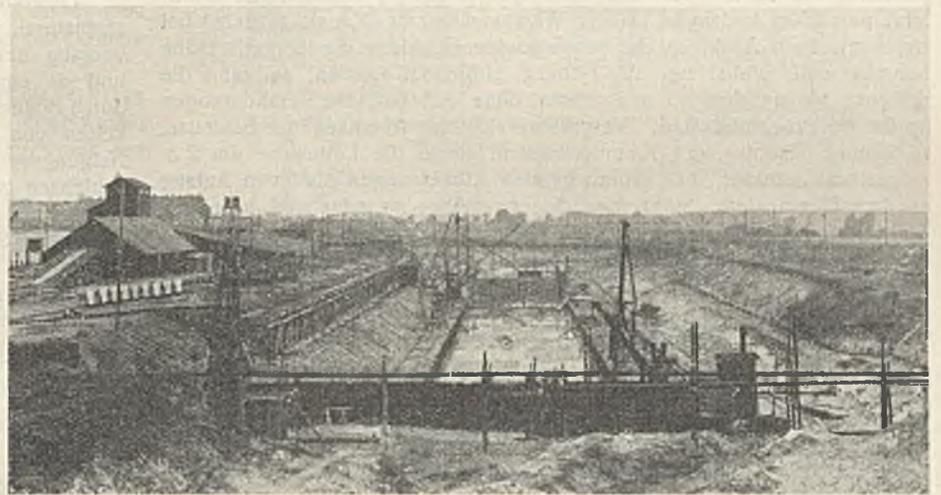


Abb. 8. Baugrube im feinen Sand (Schleuse Flaesheim). Grundwasserabsenkung mittels Brunnen.

klotz innerhalb der Umschließung stehenzulassen, der den erforderlichen passiven Erddruck zur Erzielung der Standsicherheit der Wand hervorrief. Selbst als innerhalb der Wand, bei Rheinhochwasser, der Wasserüberdruck auf 11 m stieg, war die Umschließung vollständig dicht. Die Dichtigkeit hielt auch an, als im Laufe der Bauarbeiten an der rheinseitigen Schmalseite der Erdklotz fortgenommen werden mußte und der Wasserdruck die Wand um 60 cm nach innen überneigte.

Bei der Ausbildung der Häupter konnte an allen sechs Schleusen

³⁾ Die Grundwasserabsenkung beim Bau der Schleuse Flaesheim des Schiffahrtskanals Wesel—Datteln, Ztrbl. d. Bauv. 1929, Heft 38, S. 619.

⁴⁾ Eiserne Spundbohlen bei Herstellung der Kammerwände für die Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe, Bautechn. 1929, Heft 17 u. 19, S. 251 u. 279.

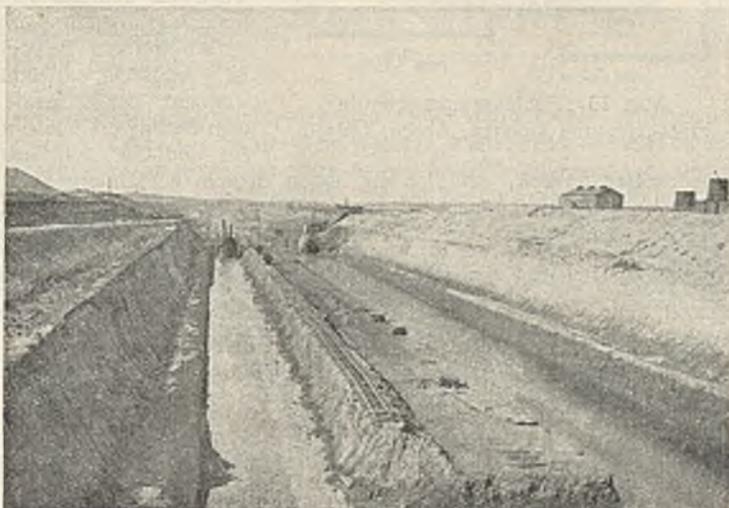


Abb. 7. Baugrube im festen Mergel (Schleuse Dorsten).

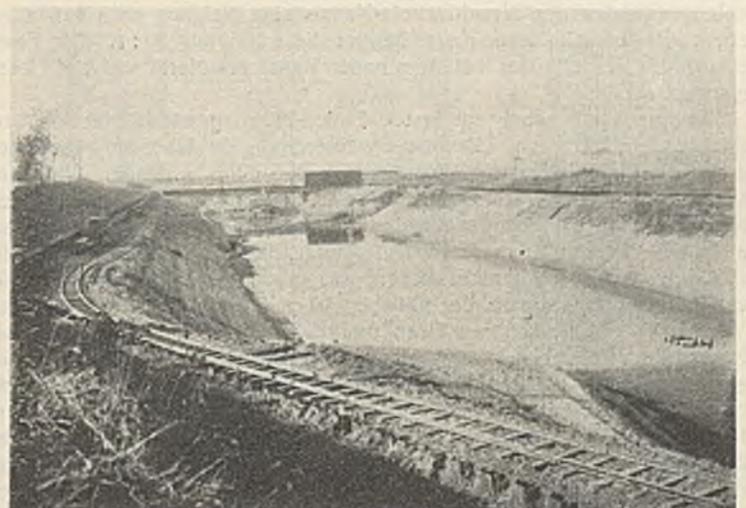


Abb. 9. Baugrube mit offener Wasserhaltung zwischen Spundwänden (Schleuse Friedrichsfeld).

Übereinstimmung erzielt werden, da es bei der Planung der beiden westlichen Schleusen Hünxe und Friedrichsfeld gelang, sie innerhalb ihrer Örtlichkeit so zu verschieben, daß wenigstens die Häupter auf tragfähigen Untergrund zu stehen kamen. Hierbei mußte freilich, um den festen Ton zu erreichen, das Unterhaupt der Schleuse Friedrichsfeld auf einen 12 m hohen Betonklotz gesetzt werden, der als Senkkasten unter Luftdruck niedergebracht wurde⁵⁾.

Welches sind nun die Forderungen, die der Bergbau infolge der von ihm zu erwartenden Bodenbewegungen an die Entwurfsbearbeitung der Schleusen stellte, und wie wurden sie erfüllt?

Man kann hierbei zweierlei Forderungen unterscheiden, die einen, die für die äußere Form und Abmessungen der Bauwerke maßgebend sind, und die anderen, die ihre innere Durchbildung bedingen. Vorbemerkt muß gesagt werden, daß der Rhein-Herne-Kanal auch für diese Bauten des Wesel-Datteln-Kanals grundlegende Lösungen gegeben hat, und daß es sich bei dem neuen Kanal in der Hauptsache darum handelte, die in langen Betriebsjahren am Rhein-Herne-Kanal gemachten Erfahrungen bei der Entwurfsbearbeitung zu verwerten.

Zunächst wurde die Bedingung aufgestellt, daß die Bauwerke so bemessen sein mußten, daß sie selbst ein Absinken des Geländes um 4 m überstehen können, ohne daß dadurch ihre Verwendbarkeit als Schiffahrtsschleuse ausgeschaltet wird. Zu diesem Zwecke wurde die Schleusenplattform auf 1,5 m über Oberwasserspiegel gelegt, obgleich die Schifffahrt nur 0,5 m verlangt. Da der Wasserspiegel des Kanals zunächst bei streckenweisem Absinken des umgebenden Geländes die normale Höhe behalten soll, wobei nur die Dämme aufgehöhrt werden, so kann die Schleuse bis um diesen 1 m absinken, ohne daß bauliche Veränderungen an ihr vorzunehmen sind. Vergrößert sich das Absinken der Schleuse, so können Häupter und Kammermauern, sowie die Leitwerke um 2 m aufgestockt werden; ihre grundlegenden Abmessungen sind von Anfang an darauf bemessen. Sinkt die Schleuse weiter ab oder sind in einem Teil einer Haltung besonders starke Bergbewegungen eingetreten, die man aus wirtschaftlichen Gründen durch Aufhöhung der Dämme nicht mehr unschädlich machen kann, so muß der Wasserspiegel der Haltung gesenkt und zur Erhaltung der Fahrwassertiefe die nicht so stark oder überhaupt nicht abgesunkene Strecke der Haltung durch Ausbaggern vertieft werden. Da die zugehörige Schleuse nicht mit abgesunken zu sein braucht, so muß die Drempellage für diese Vertiefung der Kanalsohle von vornherein eingerichtet sein. Bei sämtlichen Schleusen liegen daher die Drempel nicht gemäß der normalen Wassertiefe 3,5 m unter dem Ober- bzw. Unterwasser, sondern mit einer Übertiefe von 1,0 m, d. h. 4,5 m insgesamt.

Nur Schleuse Datteln macht eine Ausnahme von diesen Regeln. Das Oberwasser dieser Schleuse kann nicht gesenkt werden, da es unmittelbar mit dem Dortmund-Ems-Kanal zusammenhängt. Bei der statischen Berechnung der Schleuse ist daher eine Aufhöhungsmöglichkeit von 3 m berücksichtigt worden, auch wurde bei Festlegung der Plattformordinaten der angespannte Wasserspiegel des Dortmund-Ems-Kanals zugrunde gelegt.

Aber nicht nur diese gleichmäßige Bewegung des Absinkens des Geländes und der darauf befindlichen Bauwerke wird durch den Kohleabbau hervorgerufen, sondern es treten die weit schädlicheren Zerrungen und Rutschungen auf, die äußerlich ein Verkanten und Schiefstehen der Häupter und der Kammermauern verursachen können. Senkrechte Mauern würden dadurch zum Überhängen gebracht werden. Neigen sie nach der Wasserseite zu, so würde die lichte Weite der Schleusen verengt und würden die zu schleusenden Schiffe in die Gefahr geraten, sich beim Hochgeschleustwerden an den überhängenden Mauern festzuklemmen. Um diese Schwierigkeiten zu vermeiden, wurde beschlossen, auch den Schleusenwänden des Wesel-Datteln-Kanals eine Neigung nach außen zu geben. Beim Rhein-Herne-Kanal beträgt diese Neigung 30:1. Die Festsetzung des Verhältnisses bei dem neuen Kanal erforderte vielerlei Überlegungen.

Kammerwände sind in erster Linie Führungswände für die zu schleusenden Fahrzeuge. Die lotrechte Anordnung ist daher die günstigste, da nur so die Scheuerleiste des Schiffes den Stoß auffängt. Wird bei geneigter Wand der Abstand des tiefsten Punktes der Schiffshaut kleiner als der Abstand der Scheuerleiste, so muß der Schiffer durch Zwischenhalten von Fendern den Anprall der ungeschützten Schiffshaut an die Schleusenwand zu verhindern suchen, was oft recht schwierig ist. Eiserne Schiffe haben zudem statt der üblichen 10 cm starken Scheuerleisten nur 3 cm starke eiserne Halbrundeln und diese oft auch nur an Bug und Heck in dem Bestreben, diese Abmessungen möglichst klein zu gestalten, da die zulässigen höchsten Breitenabmessungen über alles gemessen von Scheuerleiste zu Scheuerleiste gelten. Bei der Neigung 30:1 berührt die Schiffshaut die Wand, wenn oben noch 46 mm, bei 20:1 noch 84 mm Abstand zwischen Scheuerleiste und Schleusenwand vorhanden ist. Das letztere Maß scheint die Grenze zu sein, um Schiffstöße, die in gleicher

Weise dem Bauwerk wie dem Schiffkörper schädlich sind, gegen die geneigte Schleusenwand zu verhindern.

Zu diesen Erschwernissen des Betriebes durch mangelhafte Führung der Schiffe bei zu großer Neigung der Kammerwände kommen noch als wirtschaftliche Nachteile der Mehrverbrauch an Schleusungswasser und die Mehrkosten für die Schleusentore. Der Mehrverbrauch an Schleusungswasser hat für den Wesel-Datteln-Kanal eine besonders große Bedeutung, da hier in Zeiten der Wasserklemme das für die Speisung des westdeutschen Kanalsystems verwendete Lippewasser nicht ausreicht, sondern dann das Pumpsystem des neuen Kanals in Betrieb gesetzt werden muß, das Wasser aus dem Rhein von Haltung zu Haltung in den Dortmund-Ems-Kanal hebt. Jede Pumparbeit bedeutet aber eine große Verteuerung der Betriebskosten.

Im Gegensatz zu diesen Nachteilen, die eine geneigte Wand gegenüber einer lotrechten aufweist, wird der Baugrund um so wirksamer entlastet, je flacher die vordere Wandneigung gewählt wird. Zugleich werden die inneren Beanspruchungen im Mauerwerk der Kammerwand verringert, ein Umstand, der zu einer sparsameren Gestaltung des Wandkörpers ausgenutzt werden kann. Die Ersparnisse an Beton gegenüber einer Neigung 20:1 beträgt bei einer Wandneigung

15:1 rd. 4 m³ auf 1 m Kammerwand,
bei 10:1 rd. 6 m³ auf 1 m Kammerwand.

Obwohl etwa 10:1 geneigte Kammerwände als die wirtschaftlichsten erscheinen, wurden die praktischen Gesichtspunkte für den Schleusungsvorgang bei der Wahl der Wandneigung in den Vordergrund gestellt, und da eine Schiefstellung im Verhältnis 30:1 als die größte bisher durch Bodensenkungen herbeigeführte Abweichung frei stehender Baulichkeiten von der Senkrechten beobachtet worden ist, so wurde dieses Neigungsverhältnis auch für die inneren Wände der zu erbauenden Schleusen gewählt.

Im übrigen verlangte die Rücksicht auf die Bodensenkungen die Auflösung der Schleusenkörper in Einzelbauteile von möglichst kleiner Grundfläche. Die Kammermauern wurden in einzelne Blöcke von 30 m Länge aufgeteilt und die Häupter durch die Wahl von zwangläufig geführten Hubtoren mit eisernen Hubgerüsten und Abkehr von Grundfläche verbrauchenden Umläufen zu gedungenen und in sich geschlossenen Bauten gestaltet. Über die hiermit zusammenhängenden Schützeinbauten in den Toren und die hinter diese gelegten Wasserberuhigungseinrichtungen vgl. Fußnote 2 auf S. 687.

Die in den Mauern der Kammerwände und Häupter infolge der Bergsenkungen auftretenden inneren Kräfte wurden zur Vermeidung von Zugrissen durch Eiseneinlagen in den oberen und unteren Zonen aufgenommen. Von reinen Eisenbetonkonstruktionen sah man ab, aber auch auf eine weitgehende Ausnutzungsmöglichkeit der Eiseneinlagen, wie an den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals, verzichtete man, da man an Stelle der dortigen verhältnismäßig dünnen Mauern schwere Betonblöcke haben wollte, die schon durch ihre Masse den wechselnden Beanspruchungen und Schiffstößen Widerstand bieten können (Abb. 10). Auch versprach die große Dicke der Mauern, ein Durchsickern von Wasser selbst bei nicht allzu fetter Betonmischung sicherer zu verhindern als dünne Wände mit einem hochaufragenden, enggestellten Eisenwerk, das während der Betonierungsarbeiten dauernd in schütternder Bewegung ist, wodurch ein inniger Verband des Eisens mit dem Beton verhindert wird.

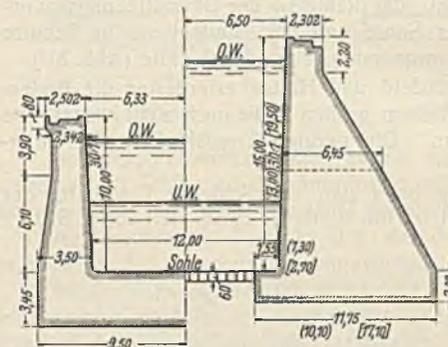


Abb. 10. Schleusenquerschnitte
Flaeshelm und Dorsten, Ahsen, Datteln.

An und für sich konnte angenommen werden, daß sich die hohen Mauern bei Unterhöhungen, die durch Bergbewegungen hervorgerufen werden können, frei tragen würden, doch wurden bei der statischen Berechnung die Schleusen-kammerblöcke und die Sohlen der Häupter auf Biegefestigkeit bei Unterhöhung von $\frac{1}{3}$ in der Mitte oder $\frac{1}{6}$ an den Enden sowohl längs als auch quer zur Schleusenachse untersucht, wobei die bereits angegebenen Absenkungen und Aufstockungen berücksichtigt wurden.

Für die Berechnung der massiven Kammermauern wurden folgende Hauptbelastungsfälle unterschieden:

1. Betriebsfälle.

- Fall I. In der Schleuse OW, hinter der Wand niedrigstes Grundwasser.
Fall II. In der Schleuse UW, hinter der Wand höchstes Grundwasser.

2. Außergewöhnlicher Fall.

- Fall III. Schleuse bis Sohlenhöhe zwecks Vornahme von Ausbesserungen leergepumpt. Hinter der Wand ein hoher Grundwasserstand.

⁵⁾ Gründung des Unterhauptes der Schleuse Friedrichsfeld, Bau-techn. 1931, Heft 25, S. 375.

Die Fälle I und II können während des Betriebes jederzeit vorkommen; sie waren daher für die Formgebung der Mauerquerschnitte maßgebend. Fall III wird praktisch kaum vorkommen. Sollte eine Beschädigung eintreten, die ein Freilegen der Schleusensole erfordert, was eine Außerbetriebsetzung des Bauwerks für lange Zeit zur Folge haben würde, so wird man eine wenn auch nur teilweise Absenkung des Grundwassers nicht umgehen können oder niedrige Wasserstände abwarten und vor dem Freilegen der Sohle die Mauern gegeneinander abstützen. Von der Durchführung der statischen Berechnung für den außergewöhnlichen Belastungsfall III wurde daher abgesehen.

Bei der statischen Berechnung der Häupter wurden

- a) die Sohle auf Biegezugfestigkeit hinsichtlich der bereits erwähnten Unterhöhlungen sowohl längs als auch quer zur Schleusenachse,
- b) die Seitenmauern auf Standfestigkeit untersucht.

Bei den Seitenmauern wurde außerdem die Annahme gemacht, daß infolge irgendwelcher Einflüsse und Kräfte ein Riß in der Tornische entstanden ist und sich die Mauern voneinander getrennt haben. Für diesen Fall ist die Forderung gestellt worden, daß der unterwasserseitige Teil der Mauer auch dann noch standsicher in der Richtung nach Unterwasser sein soll.

Die Belastungsfälle sind verschieden je nach der Berechnungsebene. Quer zur Schleusenachse wurden folgende Fälle eingesetzt:

- Fall I. In der Schleuse OW, hinter der Schleuse niedriges Grundwasser.
- Fall II. Die Torkammer der Schleuse ist leerpumpt, hinter der Schleuse höchstes Grundwasser bzw. Oberwasser.

Parallel zur Schleusenachse kommt nur ein Belastungsfall in Frage: oberhalb des Tores Oberwasser und unterhalb des Tores Unterwasser.

Zu diesen angreifenden Kräften treten noch die Wirkungen aus dem Hubgerüst.

Bei der Berechnung der Sohlenbewehrung parallel zur Schleusenachse ist im Einklang mit der Annahme, daß die Seitenmauern in der Tornische durch einen Riß voneinander getrennt sind, damit gerechnet worden, daß sämtliche Wirkungen der waagerechten, aus den Seitenwänden kommenden und parallel der Schleusenachse wirkenden Kräfte von dem unterwasserseitigen Teil der Sohle aufzunehmen sind. Die sich daraus ergebende stärkere Bewehrung dieses Teils der Sohle ist bis zum oberwasserseitigen Ende der Torkammernische durchgeführt.

Der höchste Grundwasserstand wurde gleichmäßig in Höhe des Oberwassers angenommen, da trotz Fugendichtung zwischen den einzelnen Teilen der Schleusenwände und trotz Querdämme damit gerechnet wurde, daß sich geringe, aber zur Wassersättigung der Hinterfüllung genügende Wassermengen hindurchpressen würden. Für die Annahme des niedrigsten Wasserstandes wurde berücksichtigt, daß neben der zuerst gebauten Schleuse später eine zweite während des Betriebes der ersten hergestellt werden soll und daß dann die Wasserhaltung einen Einfluß ausüben kann. Teilweise kommen auch örtliche Einflüsse wie die Nähe eines Baches in Frage.

Der Auftrieb wurde bei der statischen Berechnung der Häupter in ganzer Höhe eingesetzt.

Die die Kammerwände der Schleusen Datteln, Ahsen und Dorsten bildenden Schwergewichtmauern stehen unmittelbar auf dem Mergel. Hierbei wurde angenommen, daß die Bodenfuge sich einigermaßen dicht mit dem Untergrund verbindet, daß also voller Auftrieb nicht eintreten kann.

Es wurde daher nur an der dem höheren Wasserstand des jeweiligen Belastungsfalles zugewandten Seite halber Auftrieb angenommen, der nach der anderen Seite sich geradlinig bis auf Null vermindert (Abb. 11).

Außerdem wurden noch die Spannungen für fehlenden Auftrieb ermittelt, da auch damit gerechnet werden muß, daß sich der Beton so dicht an den Mergel anfügt, daß überhaupt kein Auftrieb entstehen kann. Ebenso wie für halben Auftrieb muß sich auch hier die Bodenpressung innerhalb der zulässigen Grenzen halten.

Auftrieb in den Fugen des Mauerwerks wurde nicht gerechnet, da infolge des Ausschlusses von Zugspannungen keine Gefahr der Bildung von klaffenden Rissen besteht.

Die zulässigen Spannungen sind in der nebenstehenden Tabelle zusammengestellt:

Zulässige Spannung	ohne mit Unterhöhlung	
	kg/cm ²	kg/cm ²
Betondruck . . .	33	66
Betonzug	0	0
Beton Schub	4	8
Eisenzug	1200	2400
Eisenhaft	4,4	9

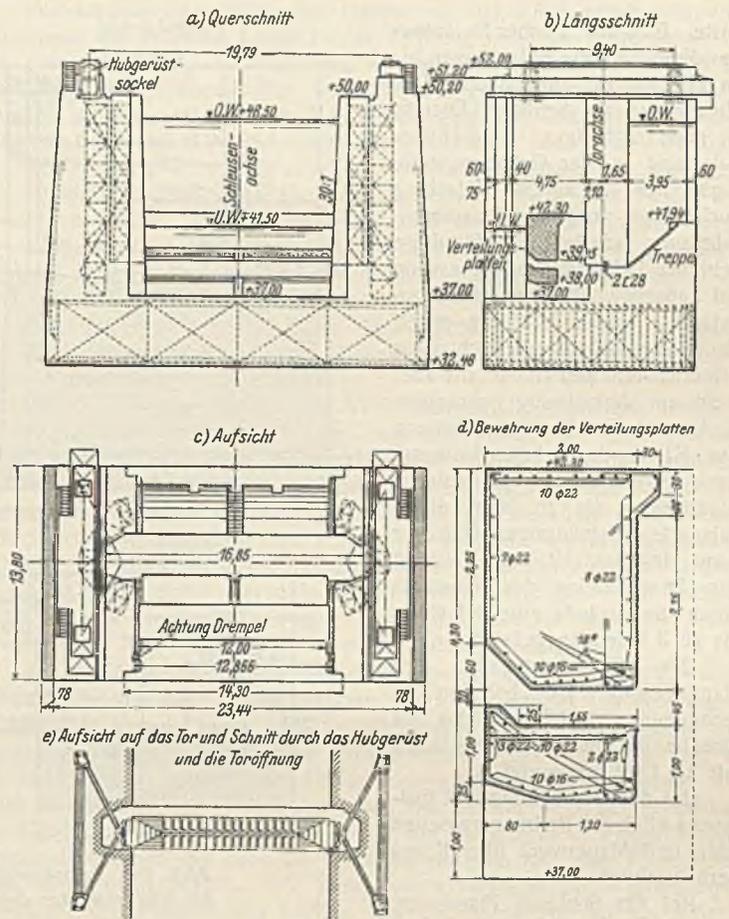


Abb. 12. Oberhaupt der Schleuse Ahsen.

Für die zulässige Beanspruchung des Untergrundes wurde bei Mergel und festem Ton, also für Dorsten, Ahsen und Datteln und für die Häupter von Hünxe und Friedrichsfeld, 6 kg/cm² festgelegt. Bodenuntersuchungen haben ergeben, daß der Boden unter Schleuse Dorsten dieselben Eigenschaften besitzt wie der unter Schleuse Ahsen, dessen Festigkeit sich durch wiederholte Probelastungen zu 63 kg/cm² ergeben

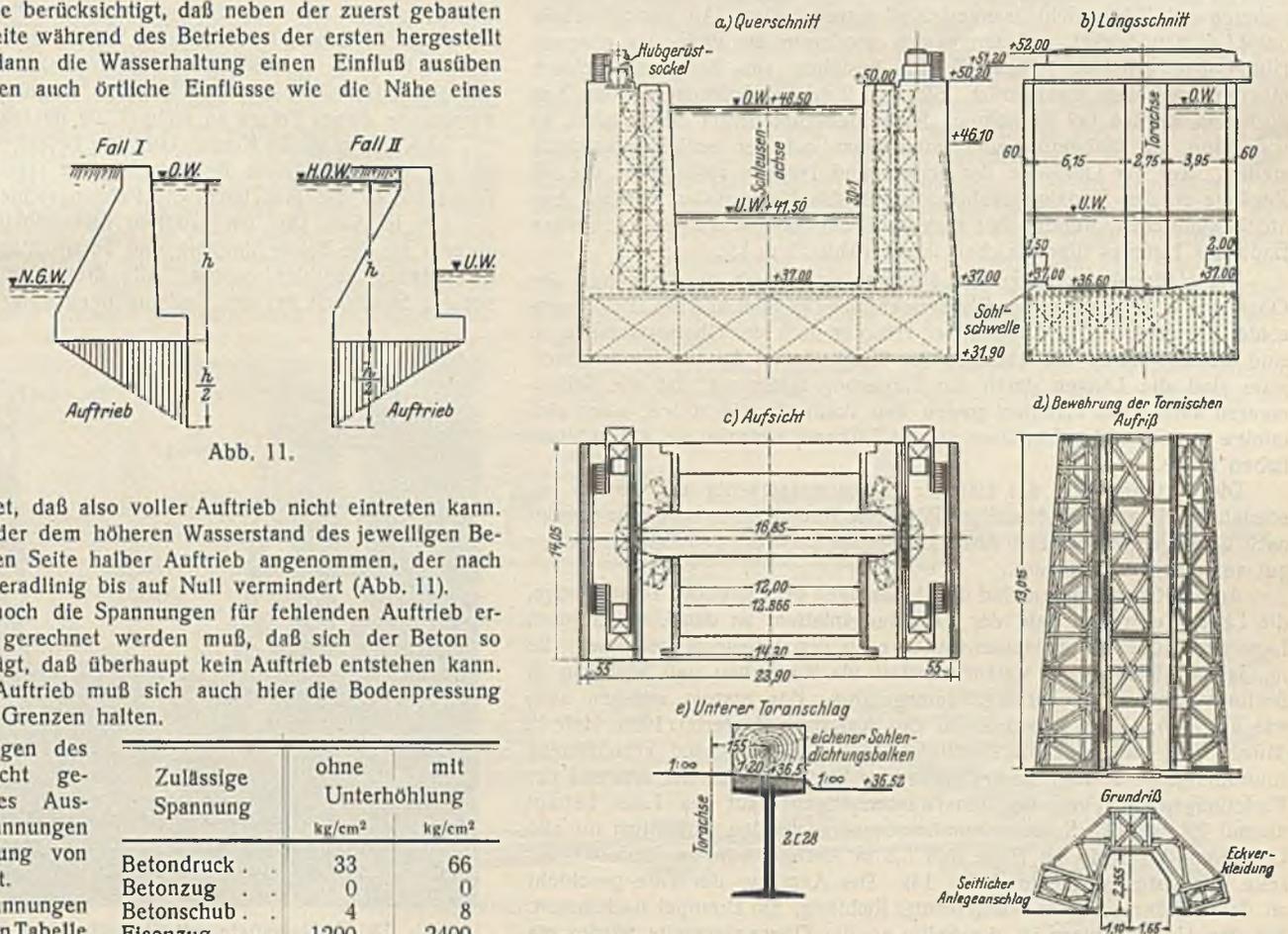


Abb. 13. Unterhaupt der Schleuse Ahsen.

hatte. Es wurden daher für außergewöhnliche Fälle Belastungen bis zu 12,6 kg/cm² zugelassen. Der Untergrund für Schleuse Datteln ist noch tragfähiger. Eine Probelastung in der Gründungstiefe ergab bei 128 kg/cm² Belastung noch keine meßbare Zusammen-drückung, so daß auch für diese Schleuse 12 kg/cm² Bodenpressung bei außergewöhnlichen Fällen zugelassen wurde. In den ersten Gründungsentwürfen der Schleusen Friedrichsfeld und Hünxe, die aber nicht zur Ausführung gekommen sind, wurde für die Beanspruchung des Kiessandes 4 kg/cm² als zulässig angenommen. Für Schleuse Flaesheim, die in dem dichtgelagerten, feinkörnigen Hattener Sand eingebaut ist, wurde wegen der Umschließung des Bauwerks durch Spundwände eine Belastung bis zu 3 kg/cm² zugelassen.

Das Einheitsgewicht des Stampfbetons wurde bei den Berechnungen mit 2,2 t/m³, das des Eisenbetons und der Sohlenplatten mit 2,3 t/m³ eingesetzt.

Bei der Berechnung des Erd-drucks blieb die Reibung zwischen Erde und Mauerwerk überall unberücksichtigt.

Bei der Schleuse Flaesheim, deren Kammer als Trog mit durchgehender, biegungsfester Sohle ausgebildet worden ist, wurde wegen des durchlässigen Untergrundes mit dem vollen Auftrieb gerechnet. Der Sicherheit wegen wurden auch hier die Bodenpressungen für fehlenden Auftrieb ermittelt.

Für die Formgebung der Häupter führten die aus Schifffahrt und Bergbau sich ergebenden Forderungen zu einem oben offenen Halbraumgebilde, dessen Seitenwände mit der biegungsfesten Sohle verbunden werden, so daß die Hubtore auch bei Verkantungen der Häupter einen sicheren und dichten Schleusenverschluß gewährleisten. Auf den Schenkeln des U stehen Sockel, auf denen sich wiederum die Füße der eisernen Hubgerüste erheben. Diese Sockel bestehen aus Beton und einem inneren, tragenden Eisengerüst. Sie sind 2 m, bei Schleuse Datteln 3 m hoch und werden bei Aufhöhung der Schleusenplattform einbetoniert, so daß dann die Hubgerüstbeine unmittelbar auf der Schleusenplattform stehen. Auf der Landseite der Sockel sind Treppen angeordnet, die als Zugänge zu den Besteigungseinrichtungen des Hubgerüsts dienen. Aus architektonischen Gründen hat man die Sockel über das oberwasserseitige Ende des Hauptes hinausreichen lassen (Abb. 12 u. 13).

Die Höhenabmessungen der Häupter sind durch die Ordinaten des Ober- und Unterwassers, der Plattformen, der Drempel und der Gründungssohlen festgelegt. Die Längen der Häupter nach der Oberwasserseite zu sind bedingt durch die Auflager der Hubgerüste. An der Unterwasserseite sind die Längen durch die Forderung festgelegt, daß die Seitenmauern auch dann standfest gegen den Tordruck sein sollen, wenn sich infolge irgendwelcher Einflüsse an der Torkammernische ein Riß gebildet haben sollte.

Die Seitenmauern der Häupter haben wasserseitig die bereits beschriebene Neigung 30 : 1, auf der Rückseite sind sie senkrecht oder geneigt nach oben geführt, je nach Anschluß an das Leitwerk und Erzielung einer gut aussehenden Böschung.

An den Oberhäuptern sind die Höhenlagen der liegenden Toranschläge, die Lage, Form und Zahl der Verteilungsplatten, an den Unterhäuptern Lage und Höhe der Sohlenschwellen nach den Versuchsergebnissen, die im Januar 1926 in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin vorgenommen wurden, durchgeführt. Für erstere ergeben sich, wie aus Abb. 44 bis 49 auf S. 167 des Aufsatzes Bautechn. 1928, Heft 12 (Bock und Natermann) ersichtlich, bei allen Schleusen verschiedene Anordnungen, je nach dem Gefälle der Schleuse, nur der Abstand der Verteilungsplatten von der unterwasserseitigen Haut des Tores beträgt überall 2,1 m. Die Sohlenschwellen dagegen wurden einheitlich für alle Unterhäupter mit 40 cm Höhe und 5,5 m Abstand von der Unterwasserseite des Tores ausgeführt (Abb. 14). Der Anschlag der Tore geschieht an den Seitenmauern in waagerechter Richtung, am Drempel nach unten. Bei den Unterhäuptern ist die Sohle an der Oberwasserseite wieder bis auf Drempelhöhe heraufgezogen, bei den Oberhäuptern ist die Form des

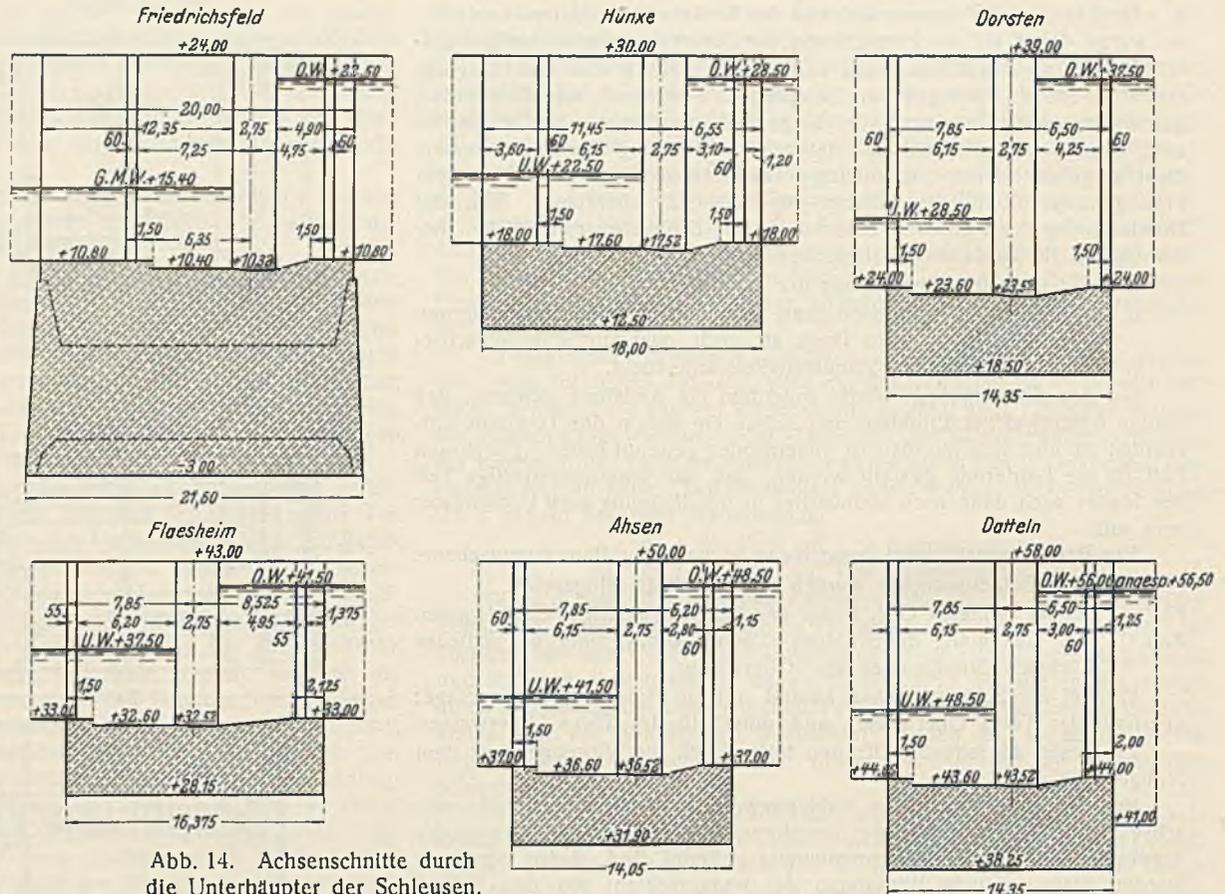


Abb. 14. Achsenschnitte durch die Unterhäupter der Schleusen.

Vorbodens zur Vermeidung von luftsaugenden Wirbeltrichtern im Oberwasser so ausgebildet, daß nirgends ein Teil der Sohle über eine Linie hinausragt, die von der oberwasserseitigen Sohlenkante des Schützkanals in der Neigung 1 : 2,5 nach Oberwasser zu gezogen ist. Zur bequemen Besteigung des Vorbodens ist in Schleusenachse eine Treppe vorgesehen.

In den Torkammernischen der Seitenmauern wurden aus statischen Gründen die inneren Ecken stark abgeschragt.

Um zu verhüten, daß sich Schiffe infolge von Unachtsamkeit der Besatzung auf die Verteilungsplatten des Oberhauptes beim Abwärts-schleusen aufsetzen, befinden sich hinter den Wasserberuhigungseinrichtungen in jeder Seitenmauer ein Blindfalz, in den gußeiserne Tafeln mit der Aufschrift: „Achtung Drempel“ eingelassen sind. Von der Oberwasserseite dieses Falzes an rechnet die nutzbare Länge der Schleuse.

Abb. 12e zeigt die Konstruktion zur Befestigung der Führungsschienen für die Hubtore. Diese Befestigungsteile ragen aus dem Beton in die Tornsche, so daß man leicht die Führungsschienen erreichen kann.

Die in Abb. 13d dargestellten Eisenkonstruktionen sind die Traggerüste für die Eckverkleidung und Toranschläge, die aus 20 mm dicken Eisenplatten gebildet werden. Alle drei Türme sind zur Erzielung der nötigen Steifigkeit bei den Gußvorgängen unter sich viermal miteinander

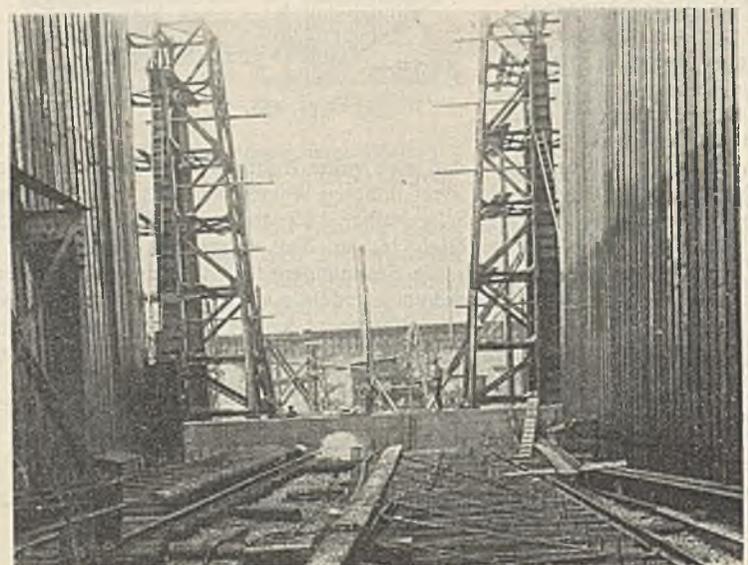


Abb. 15. Hilfsgerüste mit Stellschrauben für die Feinmontage der Toranschläge.

verbunden. Bei den Schleusen Datteln, Dorsten, Hünxe und Friedrichs-
feld hat man diese Traggerüste, die in der Hauptsache zum genauen
Einrichten der Toranschläge und Führungen während des Betonierens
dienen sollten, nicht mehr einbetoniert, sondern durch ein Turmgerüst
ersetzt, das innerhalb der Tornische aufgestellt und nach Beendigung des
Betonierungsvorganges wieder fortgenommen wurde, um bei einer anderen
Schleuse wieder verwendet zu werden (Abb. 15).

Um ein Leerpumpen der Häupter zu ermöglichen, sind an den
beiden Enden jedes Hauptes Falze für eiserne Dammbalken in etwa 60 cm
Breite ausgespart. Zur leichteren Erzielung eines dichten Anliegens der
Dammbalken wurden Eisenbahnschienen anschlagseitig einbetoniert, die
mit ihrem Fuß etwas aus dem Beton hervorstehen. Pumpensümpfe zum
Lenzpumpen sind sowohl oberhalb als auch unterhalb jedes Tores an-
geordnet.

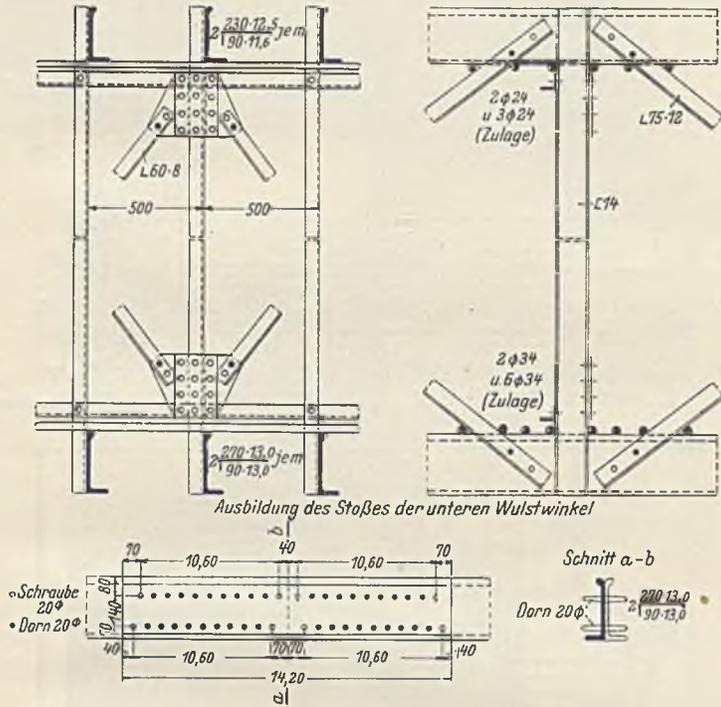


Abb. 16. Sohlenbewehrung der Häupter,
Verbindung der Eisenteile und Stöße durch Schrauben und Dorne.

Auf beiden Seitenmauern sind Aussparungen für etwa später zu ver-
legende Treidelgleise und für einen Stromschienenkanal vorgesehen.

Die Tornischen sind zur Überführung der Treidelgleise mit einer
Eisenkonstruktion abgedeckt, die jedoch nur so weit nach der Schleusen-
achse vortritt, daß das Hubtor ungehindert an ihr vorbeigeführt werden kann.

In der gleichen Art, wie es in Abb. 18d für die Kammermauern dar-
gestellt ist, sind auch die Kanten der Häupter mit Kantenschutzbleisen aus
20 mm dickem Stahlblech abgedeckt. Irgendwelche Wulste od. dgl. zum
Schutze gegen Abgleiten wurden nicht für nötig erachtet und haben sich
bisher auch nicht als erforderlich durch den Betrieb erwiesen. Eine
Durchführung der Plattformkante über der Tornische wurde für entbeh-
rlich erachtet, da bei einem etwaigen Schleppbetrieb der Wagen einen
Auslagearm erhält, der die Führung des Seiles senkrecht über der Platt-
formkante ermöglicht, wodurch ein Verhaken des Schleppseiles an den
vorspringenden Ecken der Torkammernische vermieden wird.

Die stärkste Bewehrung der Häupter in der Sohle ergab sich ent-
sprechend der größeren Länge in der Richtung quer zur Schleusenachse.
Da eine Ausführung in Rundseilen entweder zu starke Profile oder zu
viel Rundseilen ergeben hätte, wodurch eine gute Betonarbeit schwierig
gemacht worden wäre, wurden Wulstwinkel gewählt. Das Verlegen dieser
Wulstwinkel geschah mittels Binderkonstruktionen von je vier Feldern.

Abb. 12a u. 13a zeigen die Systemlinien dieser Anordnungen.
Die Neigungsrichtung der Diagonalen wechselt in jedem Felde von
Binder zu Binder. Die Binder selbst sind untereinander in der Ebene
der Binderpfosten durch fünf Längsverbände gehalten. Die Steigungs-
richtung der Diagonalen dieser Verbände wechselt ebenfalls von Quer-
verband zu Querverband.

Die Pfosten sind aus \square -Eisen, die Diagonalen und der Querverband
aus Winkeleisen gebildet. Die Diagonalen wurden an die Gurtungen
durch Knotenbleche angeschlossen.

Bei der Montage werden die Verbindungen der Eisenteile und die
Stöße der Wulstwinkel sowie die der Längswinkel der Querverbände
durch einzelne Schrauben hergestellt. Die übrigen Verbindungslöcher
werden durch strammsitzende Stahldorne geschlossen. Diese Stahldorne,
die an den Stößen so zahlreich gewählt sind, daß sie allein die Stabkraft
aufnehmen können, haben den Vorteil, die gänzliche Unverschieblichkeit
der einzelnen Teile zu gewährleisten und durch ihr Herausragen aus dem
Profil zu einer guten Verankerung im Beton beizutragen. Ihr leichtes
Anbringen ist ein weiterer Vorzug. In Abb. 16 ist ein in dieser Weise
ausgebildeter Stoß für eins der unteren Wulstseilen dargestellt.

Zu der Wahl von Stahldornen als Verbindungsglieder haben Versuche
geführt, die von den Gesichtspunkten ausgingen, daß in den gestoßenen
Teilen eine Verschiebung nicht möglich sein darf. Die Versuche mit
Schrauben, selbst mit gedrehten Paßschrauben, fielen ungünstig aus, da
es nicht immer gelingt, die Löcher der gestoßenen Teile genau zur
Deckung zu bringen. Durch Aufreiben der Löcher wird bei Schrauben
der Übelstand nur noch größer. Niete kommen nicht in Frage, da der
Betonunternehmer, der auch die Eisen zu verlegen hat, eine Nieteinrich-
tung meist nicht besitzt. Die Stahldorne verdrängen beim Einschlagen
etwaige Ungleichheiten der Löcher. Da die Dorne auf der einen Seite
schwach konisch geformt sind, sitzen sie infolge der Keilwirkung außer-
ordentlich fest. Die Versuche und die später ausgeführte Anwendung
der Stahldornverbindung ergab ein völliges Festsitzen der Stöße, ohne daß
bei diesem Verfahren schädliche Stauchungen in den Eisen auftraten.

Wie bereits ausgeführt, bilden die Häupter Körper für sich, und die
Kammerwände sind in Blöcke von etwa 30 m Länge zerlegt. Abb. 17,
die durch Längsschnitt und Aufsicht eine Gesamtdarstellung der Schleuse
Ahsen gibt, zeigt diese Einteilung in einzelne Bauwerkskörper. Die
zwischen diesen Blöcken befindlichen Fugen müssen gedichtet werden,
damit die Schleusen hinterfüllung bei dem je nach Füllung der Kammer
wechselnden Wasserstand nicht in die Schleuse gespült wird. Die Dich-
tung muß möglichst elastisch sein, um den Bewegungen der einzelnen
Blöcke, ohne zu reißen, folgen zu können. Zu diesem Zwecke wurde,
wie Abb. 18b u. 18c zeigen, ein Bleiplattenstreifen von 3 mm Dicke mit
einer Bitumenummhüllung quer zur Fuge einbetoniert. Hinter der Fugen-
dichtung wurde ein bestiegender Beobachtungsschacht angeordnet, der
zunächst zur Aufsicht über die Wirksamkeit der Abdichtung dienen soll,
bei ihrem etwaigen Versagen aber auch mit Lehm angefüllt werden kann,
um so ein Durchströmen des Wassers zu verhindern. Bis jetzt hat sich
die Abdichtung im allgemeinen gut bewährt; ob sie aber nach Einsetzen
von stärkeren Bewegungen durch Bergsenkungen noch halten wird, muß
abgewartet werden.

Abb. 19 zeigt den Querschnitt der Kammer von Schleuse Flaesheim,
die mit biegungsfester Sohle gebaut wurde. Hier war die Dichtung der

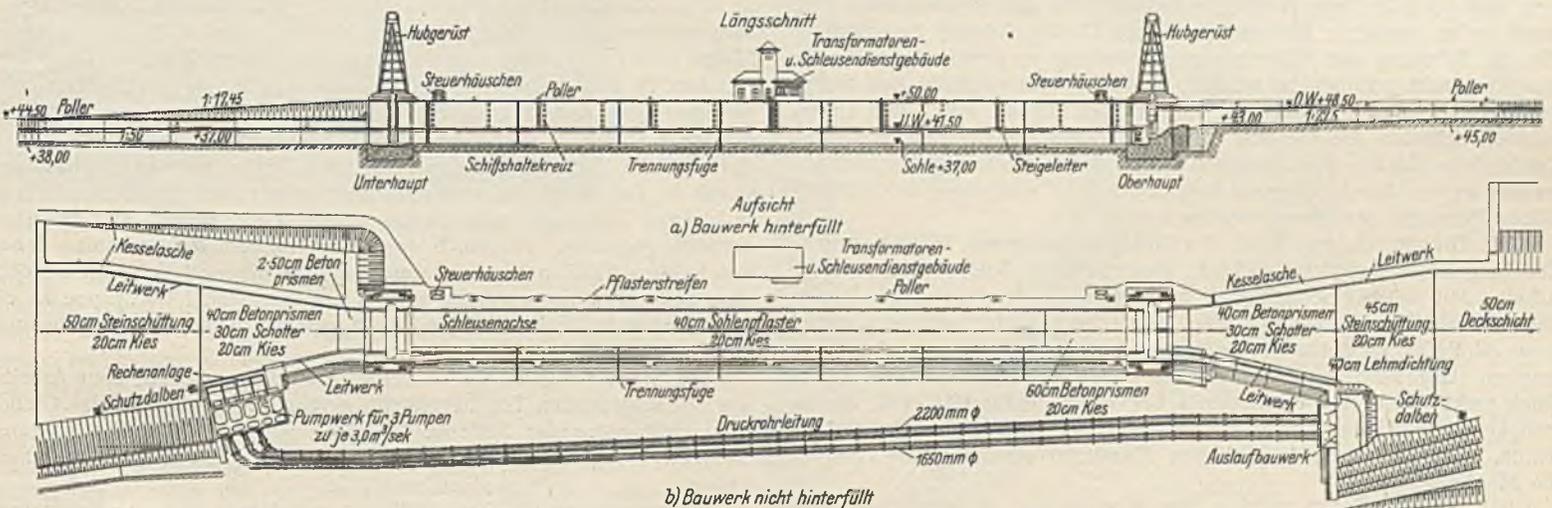
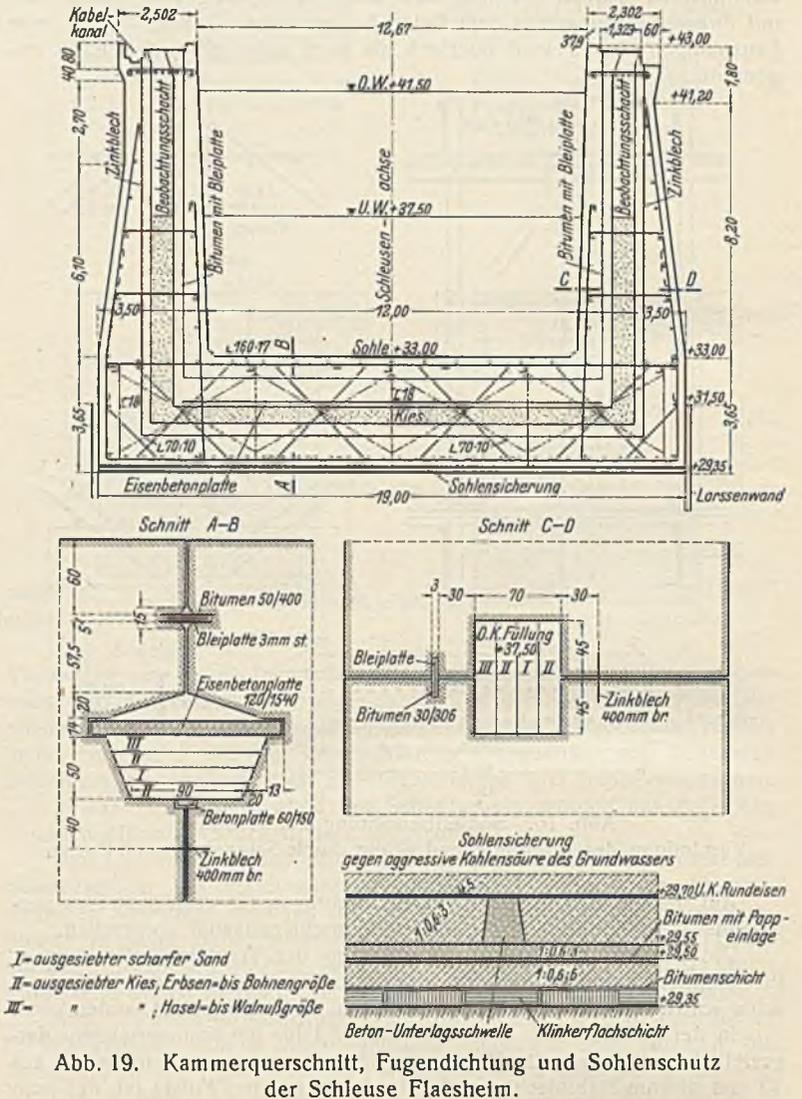
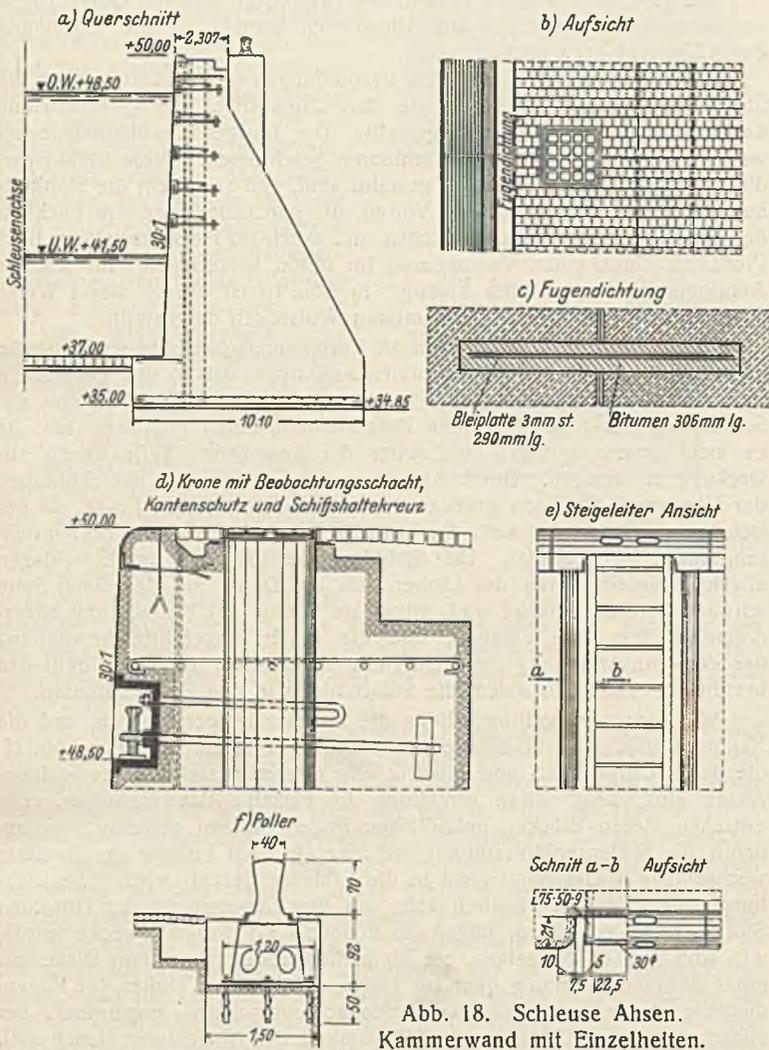


Abb. 17. Längsschnitt und Aufsicht von Schleuse Ahsen.

Fugen besonders schwierig, da sie auch durch die Sohle gehen mußte, das dahinterliegende Erdreich aus feinem Sand besteht und der äußere Überdruck des Wassers ein hoher ist. Außer der bereits beschriebenen Bleiplatte wurden daher zur sicheren Verhütung von Ausspülungen Kiesfilter eingebaut, die in der Sohle noch durch eine Eisenbetonplatte verstärkt wurden. Die Form der Filteraussparung soll eine Beweglichkeit der Sohlenplatten gegeneinander ohne Zerstörung der Dichtung ermöglichen.

Abb. 19 gibt noch ein Bild der Sohlensicherung gegen die bei Schleuse Flaeshelm besonders starke Aggressivität der im Grundwasser enthaltenen Kohlensäure. Eine Klinkerschicht mit einer Bitumenüberdeckung soll das schädliche Wasser vom Beton des Bauwerks abhalten.

Verwendet wurde möglichst kalkarmer Zement, da aggressive Kohlensäure im Grundwasser in mehr oder weniger starkem Maße nachgewiesen war, und zwar in der Hauptsache Hochofenzement, der auch wirtschaftliche Vorteile bot. Bei Verwendung von Portlandzement wurden auf 1 R.-T. Zement 0,6 R.-T. Traß zugesetzt. Zement und Traß wurden in einer Vormischanlage mechanisch abgewogen und innig gemischt. Die Zuschlagstoffe wurden von einer Rheinkiesbaggerei bezogen, wobei Kies und Sand getrennt angeliefert wurden, so daß eine Gewähr für möglichst gleichmäßige Zusammensetzung der Zuschlagstoffe gegeben war und eine möglichste Anpassung an die Fullerkurve erzielt wurde. Als Grenze zwischen



Von einer Verkleidung der Ansichtsflächen der Schleusenmauern oder wenigstens der Häupter mit Klinkern bzw. Werksteinen wurde im Laufe der Entwurfsbearbeitung abgesehen, besonders als man zu dem Entschluß gelangt war, das Mauerwerk in Gußbeton auszuführen. Selbst auf eine Bearbeitung der Betonansichtsflächen wurde aus wirtschaftlichen Gründen verzichtet. Nach Fertigstellung der ganzen Anlage zeigte es sich, daß der rohe Beton trotz fehlerhafter Stellen und Schalungseindrücke durch seine massigen Flächen eine gute Gesamtwirkung hervorbringt. Für die Schalung war Schweinsrückenspundung vorgesehen, die Bretter brauchten nicht gehobelt zu werden, mußten jedoch sorgfältig und sauber geschnitten, sowie fest an- und miteinander verpaßt sein. Die Unternehmer richteten die Gerüste und Schalttafeln so her, daß dieselben Tafeln beim Gießen der einzelnen Lagen eines Blockes wiederholt verwendet werden konnten, worauf bereits bei der Formgebung der Kammerblöcke Rücksicht genommen worden war.

Die Gründe, die zur Wahl des Gußbetonverfahrens führten, waren: Erzielung eines möglichst dichten, gleichmäßigen Betons und schnelle Arbeit. Mit welcher Schnelligkeit tatsächlich die Herstellung des Betonkörpers einer Schleuse vor sich ging, zeigte der Bau der Schleuse Datteln, deren rd. 94000 m³ Beton in der Hauptsache in sieben Monaten gegossen wurden. Das Mischungsverhältnis des zu verwendenden Betons wurde durch praktische Versuche festgestellt, bei denen die Fließfähigkeit, Druckfestigkeit und Undurchlässigkeit verschiedener Mischungen festgestellt wurde. Gewählt wurde für Schleuse Flaeshelm und sämtliche Häupter die Mischung

1 R.-T. Zement, 0,3 R.-T. Traß, 3 R.-T. Sand und 4,5 R.-T. Kies, sonst 1 R.-T. Zement, 0,3 R.-T. Traß, 4 R.-T. Sand und 6,0 R.-T. Kies.

Sand und Kies galt eine Korngröße von 7 mm. Der Wasserzusatz zum Beton betrug 9 bis 11 %.

Das Gußverfahren hat sich an den Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals sehr gut bewährt. Der Beton ist auch bei den mageren Mischungen sehr gleichmäßig und fest geworden, vor allen Dingen wurde eine große Dichtigkeit erzielt. Die Festigkeits- und Dichtigkeitsuntersuchungen wurden an ausgestemmt Blöcken in der Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem vorgenommen. Das Wasser trat i. M. bei den 10 cm dicken, ausgestügten Platten nach 15 bis 30 Minuten Beanspruchung und bei 3 bis 4 at Druck aus.

Abb. 20 u. 21 geben ein Bild von der Ausführung der Giebarbeiten. Nachdem eine Ausgleichschicht auf der Baugrubensohle hergestellt war, wurden die unteren Eiseneinlagen auf balkenförmige Betonunterlagen verlegt und die Kammerfundamente gegossen. Dann wurden die Kammerblöcke in Angriff genommen, und zwar immer zwei gegenüberliegende zu gleicher Zeit. Die benachbarten wurden übersprungen und die übernächsten gegossen. Hierdurch entstanden Lücken, die zu beiden Seiten von fertigen Blöcken begrenzt waren, so daß die noch fehlenden Blöcke ohne Seitenschalung gegossen werden konnten, wobei Dachpappe an die Schmalseiten der bereits fertigen Blöcke genagelt wurde, um die Dehnungsfugen offen zu halten.

Die Häupter mußten wegen der höheren Beanspruchung ohne Arbeitsfuge im aufgehenden Teil hergestellt werden. Abb. 22 zeigt das Gießen des Unterhauptes der Schleuse Datteln, das sich infolge der stärkeren Eisenbewehrung schwieriger gestaltete als die Herstellung der Kammermauern.

Gleichzeitig mit der Fertigstellung der Schleuse ging die Befestigung der Kammersohle und der Vorhäfen, die in der Hauptsache aus Beton-

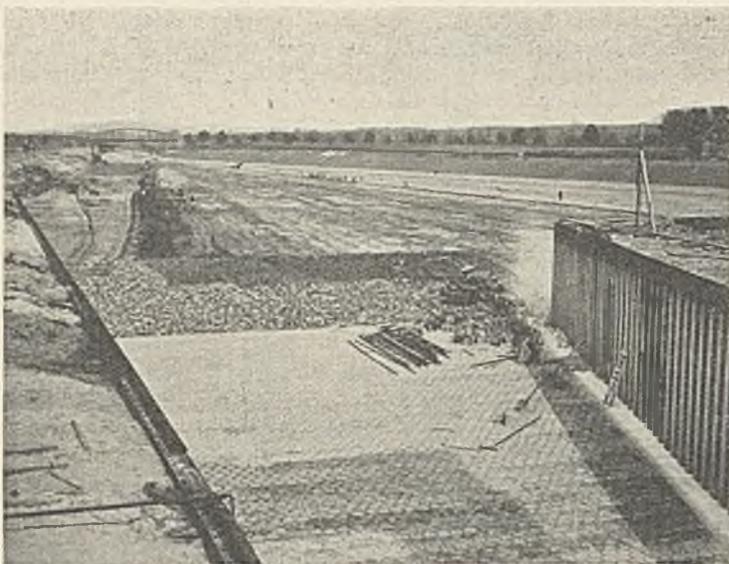


Abb. 23. Die Betonprismen der Schleusensohlen.

Erwägungen heraus wurde den Spundwänden der Vorzug gegeben und Wände aus Kastenprofileisen der Vereinigten Stahlwerke — Abteilung Dortmunder Union — mit zweifacher Verankerung und einer Fußverspannung aus bewehrten Sohlenplatten mit dazwischenliegenden Sohlenprismen hergestellt. Die Rückhaltwände der Verankerung bestehen aus Larssenbohlen, eine Mauer oder Betonplatte würde erheblich teurer geworden sein. Der Baustoff für die Spundwände und Ankerkonstruktionen sowie die Rückhaltwände ist ein Kupferstahl mit 50 bis 55 kg/mm² Festigkeit, der durch seinen etwa 0,30% betragenden Kupferzusatz eine erhöhte Sicherheit gegen die Verrostungsgefahr besitzt⁹⁾. Abb. 24 gibt eine Übersicht über eine Schleuse mit eiserner Kammer-

gefahr des gekupferten Eisens wurde eine höchste Beanspruchung der Wand von 1600 kg/cm² als zulässig anerkannt. Erreicht wurde 1150 kg/cm².

Für die Rückhaltespundwände waren eine möglichst günstige, d. h. hohe Lage des Angriffspunktes des unteren Ankers, aber auch möglichst kurze Ankerlängen erwünscht. Die Erfüllung beider Forderungen bedeutete das Heranrücken der Rückhaltespundwand an die Rutschlinie des aktiven Erddruckprismas der Vorderwand. Um dieses ohne Gefährdung tun zu können, wurde die Rutschlinie des passiven Erddruckprismas mit Hilfe der Culmannschen Ep-Linie besonders bestimmt. Es ergab sich eine aufwärts gerichtete Neigung der Rutschlinie und, für den günstigsten Stand der Rückhaltewand, die Ansetzung des Ausstrahlungspunktes der Rutschlinie auf den Durchdringungspunkt der vorderen Spundwand durch die Schleusensohle. Die Rückhaltewand selbst wurde so bemessen, daß die Sicherheit gegen Abrutschen bei aufgehöhter Schleuse 1,05 beträgt. Angesichts der festen Fußverspannung der Vorderwand und der Unwahrscheinlichkeit des Bruches der Vorderwand in der Schleusensohle — den die Berechnung ja voraussetzt — ist die Sicherheit reichlich.

Abb. 25 zeigt den Anschluß der Kammer- und Leitwerkspundwände an die massiven Schleusenhäupter. Auch am Unterhaupt der Schleuse Friedrichsfeld, dessen Gründung auf einen Senkkasten die Herstellung des Senkkastens vor Rammen der anschließenden Spundwände erforderte, ließen sich die Anschlüsse mit Hilfe von Keilbohlen einwandfrei ausführen.

Der Kantenschutz auf den eisernen Kammer- und Leitwerkswänden wurde nach Abb. 26 aus Stahlguß hergestellt. Er ruht auf zwei Winkel-eisen, die die Spundwand oben einsäumen. Um ein Unterhaken der Schiffe unter dem äußeren Winkel zu vermeiden, ist dieser unten zu-geschärft.

Die Ausrüstung der Schleusen besteht aus Steigeleitern, Haltekreuzen und Poilern. Jeder Block der Betonkammern hat eine Steigeleiter erhalten, die an den Schleusenenden zur Benutzung für den die Kammer unter-suchenden Taucher bis auf die Sohle reicht. Die Leitersprossen sind mit den Wangen verschweißt. Bei den eisernen Kammern liegen die Sprossen innerhalb eines Spundbohlenkastens, der bereits im Walzwerk durch



Abb. 25. Anschluß von Kammer- und Leitwerkspundwänden an die massiven Schleusenhäupter.

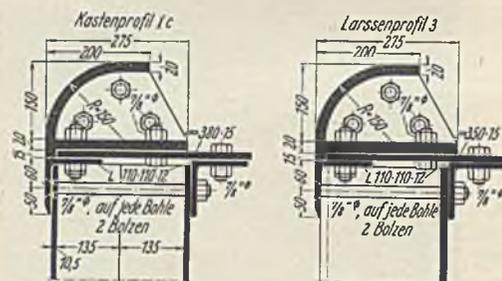


Abb. 26. Kantenschutz auf eisernen Kammer- und Leitwerkswänden.

Der obere Anker faßt 1 m unter Schleusenplattform an. Diese Höhenlage ist gewählt worden, um die obere Kante der Spundwand fest gegen Verschiebungen zu halten und um für die spätere Aufhöhung der Spundwand nach eingetretenen Bergsenkungen einen festen Fuß zu haben. Ferner ist der Angriffspunkt der Anker so angeordnet, daß für den späteren Einbau einer Treidelgleisanlage mit zugehörigem Stromschienenkanal genügend Spielraum bleibt.

Der Angriffspunkt des unteren Ankers ist durch die statische Be-rechnung festgelegt worden.

Die als Fußverspannung der Kammerspundwände dienende Beton-sohle ist 1,4 m dick. Sie besteht aus einzelnen Streifen, die an den Spundwänden 3 m und in der Mitte der Schleuse 2 m breit sind. Die ausfüllenden Sohlenprismen sollen einen Austausch des unter der Sohlen-platte befindlichen Wassers mit dem darüberstehenden gewährleisten. Sohlenplatten und Sohlenprismen erhielten eine Bettung aus Rollkies.

Die statische Berechnung der Kammerwände ist nach Clapeyron durchgeführt worden, und zwar einmal unter Annahme einer vollen Ein-spannung der Spundwand 0,5 m unter dem Drempeel und das andere Mal unter der Annahme, daß die Spundwand an dieser Stelle einfach auf-ge-lagert ist. Die Lage des oberen Ankers lag, wie bereits angegeben, fest. Die Lage des mittleren Ankers sowie die Stärke der Spundwand war zu bestimmen. Zu diesem Zwecke ist die Spundwand in beiden Fällen für fünf Lagen des unteren Ankers durchgerechnet worden. Die Ergebnisse wurden in Kurven aufgetragen und daraus die beste Lage des unteren Ankers bestimmt. Unter Berücksichtigung der verminderten Rost-

Aufschneiden und Einnieten von Laschen verbreitert wurde. Dieser so vorgeordnete Kasten wurde wie ein normaler gerammt, und dann wurden die Leitersprossen durch Entfernen der vorderen, wassersseitigen Kastenwand soweit als erforderlich mittels Schneideverfahrens freigelegt. Die Verteilung der Haltekreuze und Poilern geht aus den Übersichts-zeichnungen Abb. 18 u. 24 hervor. Es empfiehlt sich, zwischen die beiden letzten Poilern vor dem Oberhaupt noch einen Poilern zu setzen und dafür den letzten vor dem Unterhaupt fortzulassen. Die Schiffer können nur bei Einfahrt aus dem Oberwasser an den Poilern festmachen, da sie bei Einfahrt aus dem Unterwasser die Plattform der Schleuse nicht schnell genug erreichen können. Der letzte Poilern vor dem Unterhaupt wird daher zum Abstoppen und Festmachen nicht benötigt. Die Steigeleitern, Haltekreuze und Poilern sind in Abb. 18d, e und f wiedergegeben. Die Festmachevorrichtungen sind so gebaut, daß bei Beschädigung der eigentlichen Festmachekreuzen und der Poilernköpfe diese ausgewechselt werden können, ohne die einbetonierten Teile freistimmen zu müssen. Die Haltekreuze zum Anbringen in die Kasten- und Larsseneisen sind nach dem gleichen Gesichtspunkte gebaut. Die Dortmunder Union, Ab-teilung Spundwand-eisen, hat sich eine Konstruktion patentieren lassen, die eine Auswechslung der Haltekreuze erlaubt, ohne die Spundwandinter-füllung aufgraben zu müssen (s. Abb. 27 u. 28).

Die Schleusen sind nicht mit Reibhölzern oder Fendern ausgestattet worden, weil diese Raum beanspruchen und hohe Unterhaltungskosten verursachen. Bei den Betonmauern können durch den Schiffsverkehr aus-gescheuerte Teile mittels des Torkretverfahrens wieder ausgefüllt werden, während bei den Kammerspundwänden ein späterer Einbau von Reib-hölzern oder ein Aufschweißen von stählernen Scheuerleisten leicht möglich ist, falls sich ein Bedürfnis nach derartigem Wandschutz heraus-stellen sollte.

⁹⁾ Bautechn. 1929, Hefte 17 u. 19, S. 251 u. 279, wo auch Ab-bildungen über das System der Verankerung, Einzelheiten der Konstruk-tionen und Beschreibung des Bauvorgangs gegeben sind.

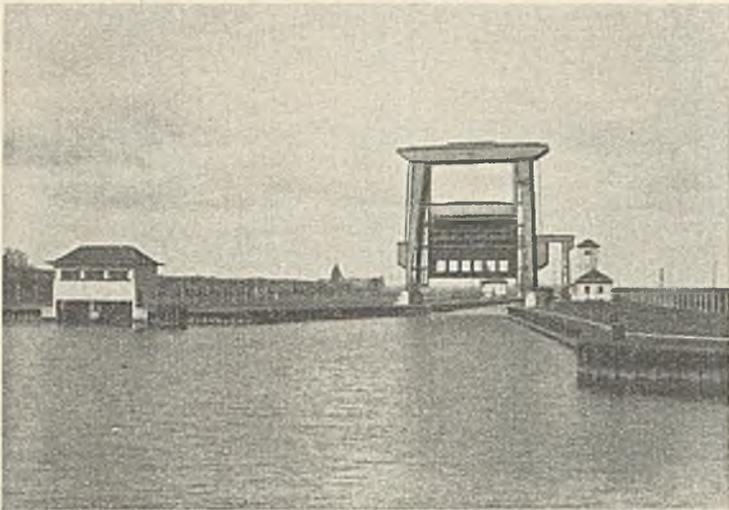


Abb. 30. Oberwasserseitige Einfahrt der Schleuse Flaesheim.

Eine unbedingte Absperrung des Oberwassers vom Unterwasser erschien daher zur Verhütung der Schleusenumläufigkeit sicherer zu wirken, als eine Ableitung des Wassers durch eine Drainage, daher wurden bei den Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals Querwände vorgesehen, die an den beiden Häuptern und in Schleusenmitte vom Bauwerk bis zur Baugrubenwand reichen. Am Oberhaupt reichen die Querwände bis in die Höhe OW, am Unterhaupt bis UW, die Höhe der Wand in der Mitte wurde gemittelt. Die Wände bestehen bei den Schleusen mit Betonkammern bis in niedrigste Grundwasserhöhe aus gespundeten Breifern, die waagrecht zwischen senkrechtstehende Holzpfosten eingeschoben sind. Darüber folgt ein Lehmdamm. Diese Anordnung soll das Hinterfüllen der Schleuse erleichtern, da eine feste Spundwand an Stelle der nach und nach aufzusetzenden Bretterwand den Bauzügen hinderlich sein würde. Bei Schleuse Hünxe wurden eiserne Larssenwände von der Ebene der untersten Hinterfüllung aus bis in die undurchlässige Schicht gerammt, um die Betonrohrleitungen für die Wasserhaltung zu durchstoßen und abzuschließen, darüber kamen ebenfalls die Lehmdämme. Schleuse Friedrichsfeld benötigte keine derartigen Schutzmaßnahmen, da die Umschließungsspundwand ein Umläufigwerden verhindert.

Mit den Schleusenbauten untrennbar verbunden sind die Vorhäfen mit ihren Leitwerken. Abb. 29 zeigt den für die Planungsarbeiten aufgestellten Musterentwurf für Schleuseneinfahrten. Die trichterförmigen Einfahrten werden von Wänden eingefasst, die geschlossene Leitwerke bilden, so daß keine besonderen Schwimmfelder od. dgl. nötig sind, die verkehrenden Schiffe gut geführt werden, gegen Wind geschützt sind und der durch Schleusung und Schiffsbewegung verursachte Wasserstau glatt abfließen kann. Die Längen der Leitwerke einer Fahrt sind um 50 m voneinander verschieden. Die Seite des längeren Leitwerks ist für die einfahrenden Schiffe bestimmt, die unter Umständen vor der Schleuse liegen und auf Einfahrt warten, wobei das schleppende Boot an dem 20 m langen, zur Kanalachse parallellaufenden Teil des Leitwerks festmacht, während die geschleppten Kähne an den Dalben liegen. Das kürzere Leitwerk liegt an der Ausfahrtseite, hier dürfen sich keine Schiffe aufhalten, die ausfahrenden Schleppzüge haben die Fahrt sofort freizumachen. Abb. 30 gibt die Oberwassereinfahrt der Schleuse Flaesheim wieder.

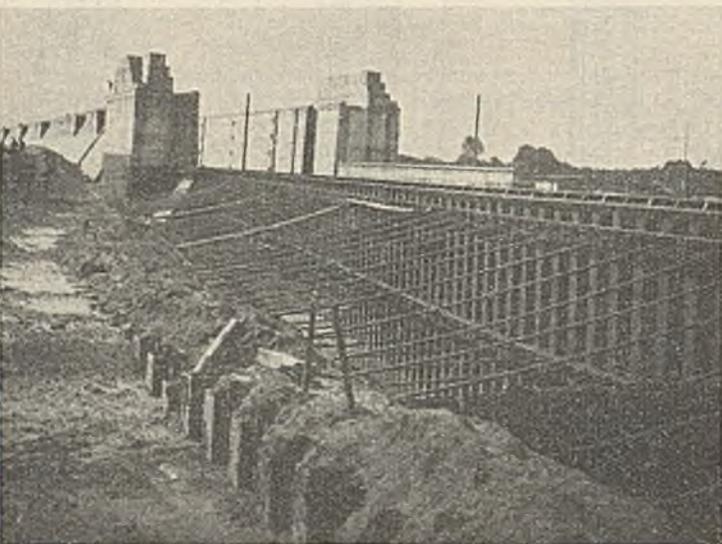


Abb. 31. Leitwerke aus Larssencisen mit doppelter Verankerung.

Die Oberkante der Leitwerke liegt im Oberwasser in Höhe der Schleusenplattform, im Unterwasser in Leinpfadhöhe. Ausgeführt wurden die Leitwerke aus wirtschaftlichen Gründen als Larssenwände mit doppelter Verankerung (Abb. 31). Nur Schleuse Ahsen erhielt Leitwerke aus massiven Betonmauern, da man befürchtete, daß die Spundwände sich in den hier festen Mergel nicht einrammen lassen würden. Bekrönt sind die Leitwerke wie die Kammermauern mit abgerundeten Kantenschutzseisen.

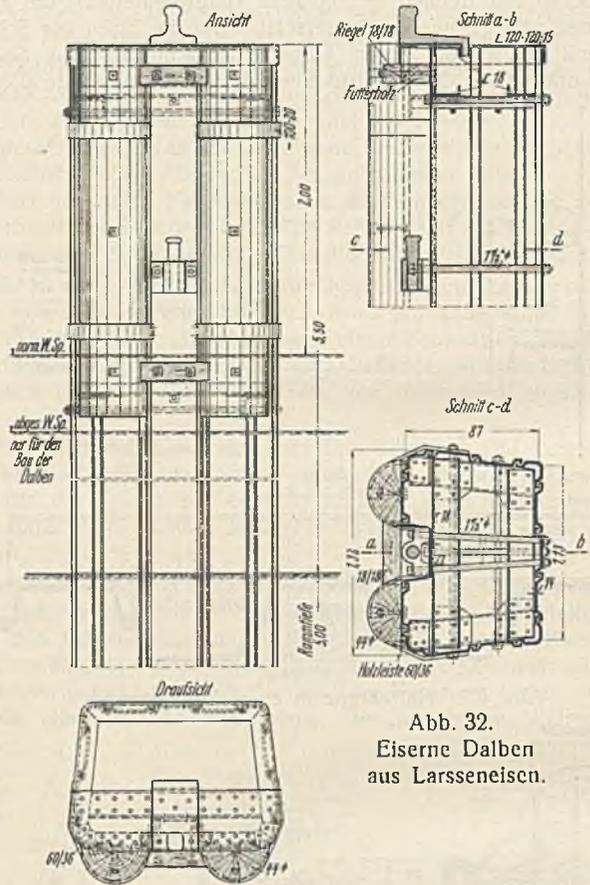


Abb. 32. Eiserne Dalben aus Larsseneisen.

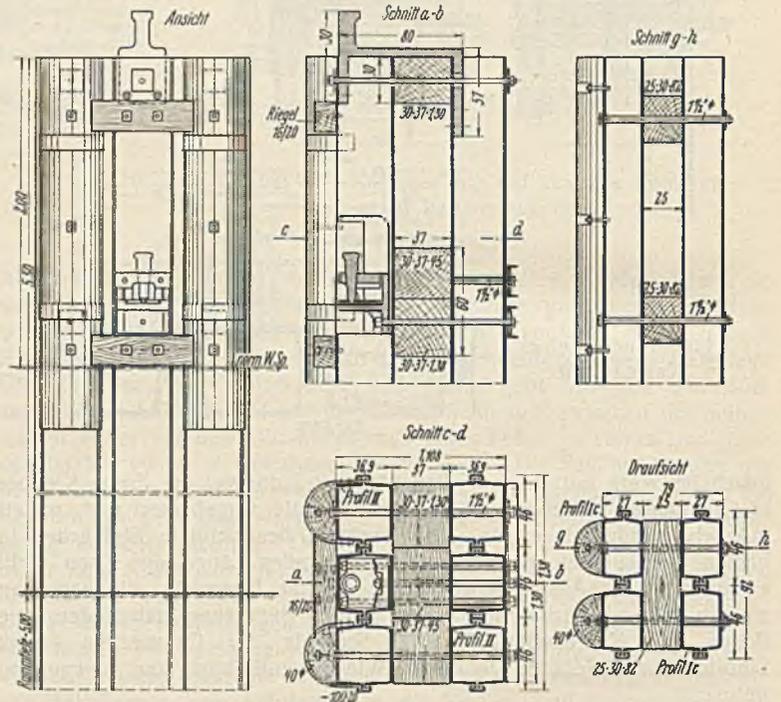


Abb. 33. Eiserne Dalben aus Kasteneisen.

Die Vorhäfen der Schleusen sollten ursprünglich, wie auch der Musterentwurf zeigt, im Oberwasser dreischiffig, im Unterwasser vierschiffig ausgeführt werden, damit hier wartende Schleppzüge abgelegt werden könnten. Die Entwurfsbearbeitung hat aber, besonders durch die Forderung eines die Schifffahrt nicht störenden Auslaufs der Schleusenpumpwerke, ergeben, daß auch die Oberwasserhäfen der Schleusen mindestens vierschiffig bemessen wurden.

Ausgerüstet sind die Vorhäfen auf den Einfahrtseiten mit Dalben zum Festmachen der Schleppzüge auf den Ausfahrtseiten mit Abweisedalben zum Schutze der Pumpwerkanlagen. In Fortsetzung der Festmachepfähle

sind auf den Leinpfaden noch einfache Poller einbetoniert. Die Verteilung der Dalben geht aus Lageplan Abb. 6 hervor. Es wurden hölzerne und eiserne Dalben gerammt. Hölzerne Dalben haben erfahrungsgemäß nur eine kurze Lebensdauer von etwa 9 bis 10 Jahren, sie erfordern kostspielige Unterhaltungsarbeiten, die meist für die Schifffahrt sehr störend sind, und brechen schließlich kurz unterhalb der Kanal- oder Flußsohle ab, wobei das untere Ende in der Erde steckenbleibt und nur schwierig entfernt werden kann. Günstig ist ihre große Elastizität, durch die eine Beschädigung des Schiffskörpers bei scharfem Anstoß vermieden wird. Eiserne Dalben (Abb. 32 u. 33) sind teurer herzustellen als hölzerne Dalben gleicher Leistungsfähigkeit, sie halten dafür aber mindestens 50 Jahre lang und sind billiger in der Unterhaltung, so daß die Wirtschaftlichkeitsberechnung mit einer nicht unerheblichen jährlichen Ersparnis zugunsten der eisernen Dalben abschließt. Die Festmachervorrichtungen lassen sich bei eisernen Dalben besser und dauerhafter anbringen als bei hölzernen. Die Aufgabe war, eine Form für eiserne Dalben zu finden, die in einfachster Weise mit auswechselbaren Reibhölzern zum Schutze der anlegenden Fahrzeuge verkleidet werden konnte und deren hohe Elastizität Schiffstöße unschädlich macht. Da keinerlei verwendbare Erfahrungen über

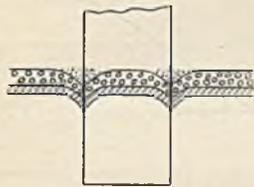


Abb. 34.

die Bewehrung eiserner Dalben vorlagen, hat die Kanalbauverwaltung bei den drei östlichen Schleusen neunpfählige hölzerne Bündelalben angebracht und für die drei westlichen Schleusen Dalben aus Spundwandisen, so daß beide Arten in ihrer Bewehrung verglichen werden können. Hierbei wurden für die eisernen Haltepfähle zwei Formen gefunden. Einmal Dalben als geschlossene trapezförmige Körper aus Larsseneisen Profil XI mit abgerundeten Eckbohlen. Die Haltekreuze sitzen in Kastenspundbohlen, die in der Mitte der Dalbenvorderwand angeordnet sind. Bei Schutzdalben fallen diese Kastenspundbohlen mit den Festmachervorrichtungen fort. Die Aussteifung geschieht durch eingelegte Rahmen aus C-Eisen, die zwecks Aufrechterhaltung der Verschiebbarkeit der Spundbohlen untereinander nicht mit ihnen fest vernietet sind, sondern auf Anker ruhen, die sie an die Bohlen pressen, dann Dalben aus Union-Kastenprofilen, die keinen geschlossenen Körper bilden, sondern durch Verzimmerung und Anker zusammengefaßt werden. Die Trapezdalben und die Kastenbohlen werden je nach Untergrundverhältnissen und freier Länge bis zu einer gewissen Höhe mit Kies gefüllt, um die nötige Steifigkeit zu erzielen. Schwierigkeiten bei der Herstellung ergeben sich bei keiner Form, auch nicht bei der geschlossenen, obgleich diese gerade bei dem festen mergeligen Untergrunde der Schleuse Dorsten und im Unterhafen der Schleuse Friedrichsfeld verwendet wurde, der infolge seines mit dem Rhein wechselnden Wasserstandes 20 m lange Dalben verlangte, die 6,50 m tief im Kiessand stecken. Die Gesamtkosten sind bei beiden Formen ungefähr die gleichen; ihre Vorzüge können erst durch langjährigen Gebrauch nachgewiesen werden.

An den im Oberwasser der Schleuse Dorsten gerammten Trapezdalben wurden im März 1930 Versuche gemacht, um die Elastizität dieser eisernen Dalben und ihr Verhalten bei besonders starker Beanspruchung

zu beobachten. Ein vollbeladener 800-t-Kahn wurde bei einer Fahrgeschwindigkeit von 2,4 bis 2,7 km/h durch Festmachen einer Trosse abgestoppt, und hierbei wurden Bremsweg und Zeit sowie mittels Theodolits der größte Ausschlag des Dalbenkopfes und die bleibende Abweichung von der Grundstellung gemessen. Wegen der Schwierigkeit, den Kahn zu wenden, wurde nur ein Versuch in jeder Richtung der Kanalachse gemacht. Die Ergebnisse waren folgende:

Fahrgeschwindigkeit	0,66 und 0,75 m/sek
Bremsweg	19 „ 4 m
Bremszeit	32 „ 15 sek
größter Ausschlag	45 „ 58 mm
bleibende Abweichung	5 „ 8 mm.

Die im Innern des Kastens angebrachten Rahmen zeigten keine Veränderung. Der Dalben hat sich bei diesen Versuchen als zuverlässigstandsicher erwiesen.

Auch im späteren Betriebe sind Fälle bekanntgeworden, bei denen die Dalben infolge Versehens oder Unachtsamkeit von beladenen Fahr-

zeugen der größeren Abmessungen scharf angefahren worden sind, ohne daß an den Dalben oder an den Kännen Beschädigungen ernsterer Art entstanden.

Die Durchdringung einer Dichtungsschicht der Kanalsohle durch das Einschlagen der Dalben ist ohne schädliche Folgen für die

Wasserundurchlässigkeit des Kanals. Beim Rammen wird die Lehmschicht mit der darüber befindlichen schützenden Kiesabdeckung nach unten mitgezogen (Abb. 34); es entstehen Zwickel, die sich bald mit feinen Sinkstoffen anfüllen werden, wobei etwaige Risse in der Dichtungsschicht wieder zugestopft

werden. Bei den Trapezdalben wurde zur Unterstützung dieses Vorganges der Raum innerhalb des Dalbens mit Lehm nachgefüllt. Bei den Kastendalben ist dies nicht nötig, da beim Rammen der Boden im Dalben nach unten mitgeht und dadurch stark verdichtet und wasserundurchlässig wird.

Zum Schluß noch einige Worte über die Ausgestaltung der Schleusenplattformen. Nachdem Schleusen und Leitwerke unter sehr reichlichem Einschlämmen hinterfüllt worden waren, wurde eine starke Mutterbodenschicht nach einem Bepflanzungsplan aufgebracht. Die Schleusenränder wurden mit Mittelpflaster aus nicht glatt werdenden Steinen befestigt, die dem Fuß einen festen Halt geben, was besonders mit Rücksicht auf die fehlende Schutzvorrichtung an der Kantenverkleidung erforderlich schien. Ungünstig war jedoch, daß der Hinterfüllungsboden trotz Schlämmen, Festfahren und Stampfen nachsackte, wodurch das Pflaster in Mitleidenschaft gezogen wurde. Bei Schleuse Friedrichsfeld wurde daher an Stelle der Pflasterung eine Gehwegbefestigung mit roter Zinkasche ausgeführt, die bei Senkungen in einfachster Weise nachgefüllt und später nach Aufhören der Bewegung durch ein geeignetes Pflaster ersetzt werden kann. Anpflanzungen von Ziersträuchern und Baumgruppen verschönern das mühsame Werk des Bauingenieurs, von dem auch hier, wie in den meisten Fällen, nach der Vollendung so wenig noch zu sehen ist. Abb. 35 gibt eine Landschaft mit den beiden hoch in die Luft ragenden Torgerüsten einer Schleuse wieder, ein Bild, das dem werdenden Industrie- und Torgerüsten an der Lippe eine besondere Prägung gegeben hat und mit den Aufbauten der Schachtanlagen und Hochofenwerke in gutem Einklang stehen wird.

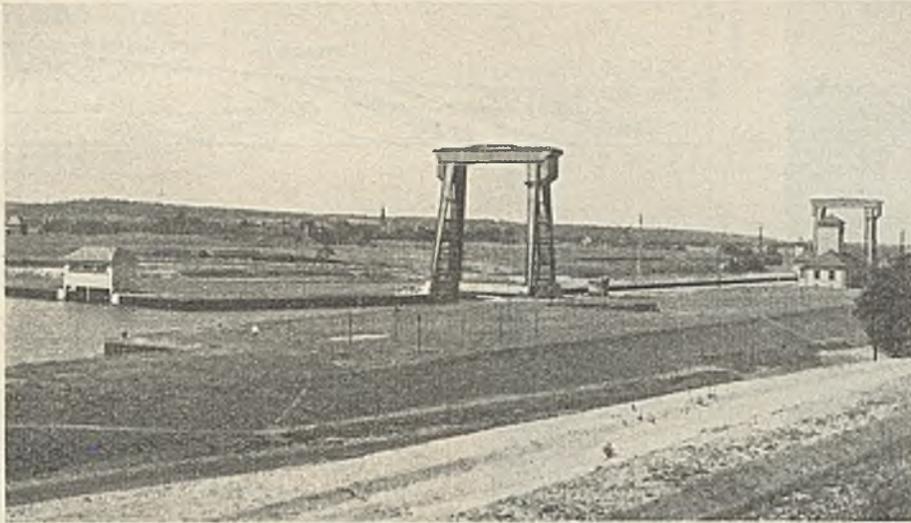


Abb. 35. Gesamtansicht der Schleuse Hünxe.

Bewährung der Füll- und Entleerungseinrichtungen an den Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals.

Alle Rechte vorbehalten. Von Oberregierungs- u. -baurat Baertz, Münster i. W., und Regierungsbaurat Knoke, Duisburg.

Die Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals sind umlauflos. Das Füllen und Entleeren ihrer Kammern geschieht durch sechs Schutzoffnungen, die sich in den Tortafeln der Hubtore befinden. In der Versuchsanstalt für

In der Bautechn. 1928, Heft 12, sind die Sohlschwelle vor dem Unterhaupt in Abb. 24 und die Verteilungsplatten vor dem Oberhaupt in Abb. 44 bis 49 wiedergegeben. Abb. 1 u. 2 geben eine Darstellung ihrer Auswirkung

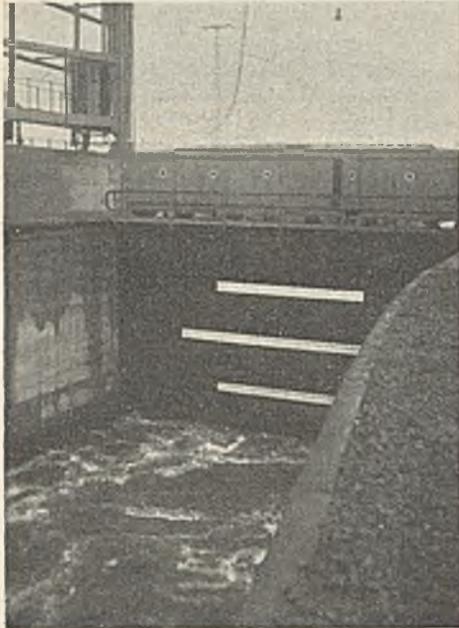


Abb. 1. Bewegung des austretenden Wassers.



Abb. 2. Bewegung des einströmenden Wassers.

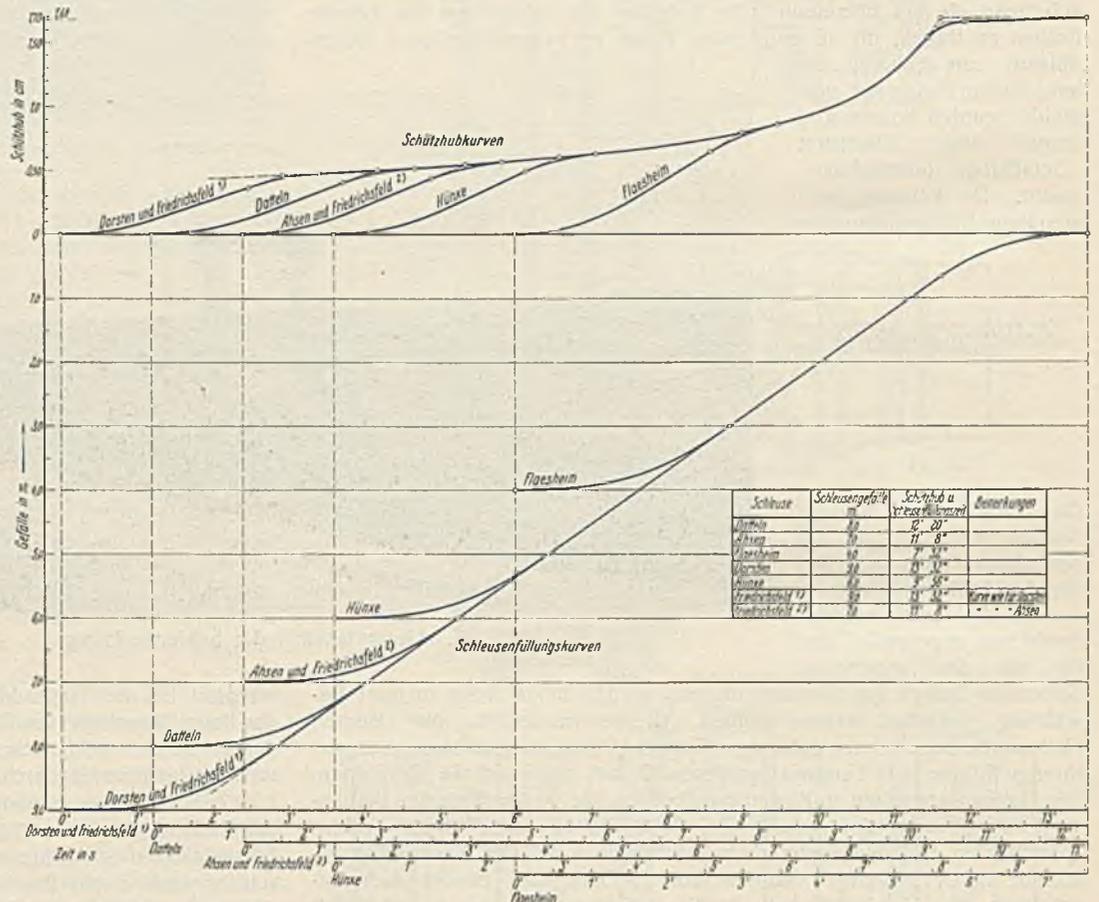


Abb. 3. Hubkurven der Torschütze.

Wasserbau- und Schiffbau in Berlin wurde an Hand von Modellen festgestellt, in welcher Höhle zum Wasserspiegel die Schutzoffnungen in den Hubtoren angebracht werden mußten, und ferner, welche Vorkehrungen zu treffen waren, um beim Füllen der Schleusen eine möglichst ruhige Lage der Schiffe zu erzielen und beim Entleeren den Angriff des austretenden Wasserstrahls auf die Kanalsohle möglichst gering werden zu lassen¹⁾. Die Versuche haben ergeben, daß

im Betrieb. — Weiterhin hat sich ergeben, daß der Schutzhub nicht gleichmäßig nach einer Geraden stattfinden darf, sondern zwangläufig nach einer bestimmten Kurve gesteuert werden muß.

Diese Hubkurven sind auf Grund der Versuchsergebnisse für die einzelnen Schleusen genau errechnet worden. Jede Kurve gliedert sich in drei Teile. Im ersten Teil der Kurve werden die Schütze — es sind in jedem Tor sechs Rollkeilschutze mit höchstens 14,14 m² Durchfluoffnung angeordnet — gehoben, bis 40 m³/sek erreicht sind; im zweiten Teil wird die Schutzbewegung so geregelt, daß gleichmäßig 40 m³/sek zufließen, während der dritte Teil der Kurve die Ausspiegelungskurve darstellt.

Die Bedingung für den ersten Teil der Kurve entsprang aus der Forderung, daß bei Beginn der Schutzbewegung die auftretenden Trossenzuge infolge der Wasserbewegungen über eine bestimmte Größe — 1,0 bis 1,5 t — nicht hinausgingen. Sie ist in Übereinstimmung mit den aus den Modellversuchen gefolgerten Erkenntnissen so konstruiert, daß bei einem Wasserstande von

$$\begin{aligned} &UW + 0,5 \text{ m rd. } 30 \text{ m}^3/\text{sek} \} \text{ Durchfluß-} \\ &UW + 1,0 \text{ m rd. } 40 \text{ m}^3/\text{sek} \} \text{ mengen} \end{aligned}$$

erreicht sind. Die zugehörigen Schutzhubkurven sind für jede Schleuse wegen des ungleichen Gefälles in ihrer Neigung verschieden.

Im zweiten Teil der Kurve, in dem der Wasserzuflie gleichmäßig 40 m³/sek beträgt, ist deren Neigung bei allen Schleusen die gleiche; lediglich die Zeitdauer, mit der die gleichbleibende Wassermenge in die Schleuse einströmt oder sie verläßt, ändert sich mit der Gefallhohle.

Für die Bestimmung der Ausspiegelungskurve war maßgebend, daß die Angleichung des Wassers in der Kammer an den Ober- oder Unterwasserstand eingetreten sein muß, ehe die Schütze vollständig gezogen sind. Durch diese Maßnahme, die einen unbedeutenden Zeitverlust im

1. die Schutzoffnungen in den Hubtoren sich beim Füllen und Leeren der Schleusen stets unter Wasser befinden müssen,
2. beim Unterhaupt der Angriff des austretenden Wassers auf die Kanalsohle durch Anordnung einer kleinen Sohlschwelle fast beseitigt wird und
3. beim Oberhaupt die lebendige Kraft des Wassers durch Anordnung von sogenannten „Verteilungsplatten“ in großem Maße vernichtet wird.

¹⁾ Bautechn. 1928, Heft 12; 1930, Heft 53 u. 54.

Schleusungsvorgang mit sich bringt, soll erreicht werden, daß der Bedienungsmann den Torantrieb nicht eher in Bewegung setzen kann, als bis die Ausspiegelung sicher vollendet ist.

Die theoretische Schutzhub- und Schleusenfullungskurve aller sechs Schleusen ist in Abb. 3 dargestellt. Die selbsttätige Steuerung der Hubgeschwindigkeit der Schütze geschieht mit Hilfe eines Leonard-Aggregates nach der vorstehend beschriebenen Kurve. Nach dieser wurde die Planscheibe ausgebildet, auf der die Rolle eines Hebelssektors läuft, der die Schaltkurbel des Leonard-Reglers bedient. Für die Ausbildung der Scheibe mußte weiterhin die Wirkung des Kurbelsektors, an dem die Schütze mit ihren Schubstangen hängen, beachtet und dem Umstande Rechnung getragen werden, daß die antreibende Welle bereits gesteuert ist. Man war sich der Schwierigkeit bewußt, alle diese Umstände bei dem Auftragen der Kurve sofort richtig zu erfassen. Die Scheiben wurden daher zunächst nur in Holz ausgeführt, um sie während des Probetriebes nach den Bedürfnissen der Schifffahrt entsprechend ändern zu können; später wurden sie durch eiserne ersetzt.

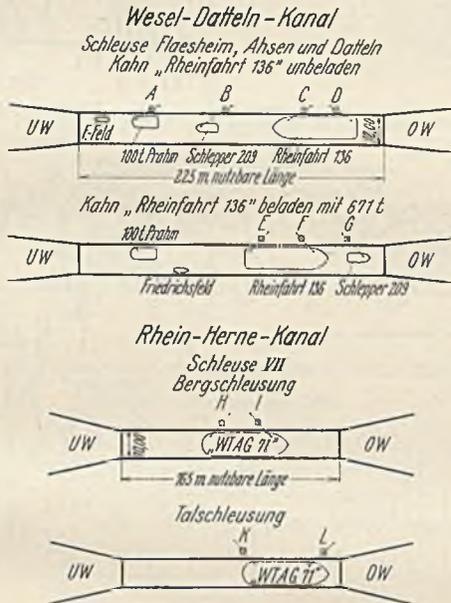


Abb. 4. Lage der Kähne in den Schleusen.

Es galt nun, durch praktische Versuche am fertigen Bauwerk nachzuweisen, daß die vorgesehenen Einrichtungen den beabsichtigten bzw. an sie gestellten Anforderungen genügten. Eine günstige Gelegenheit hierzu bot sich nach Fertigstellung der drei oberen Schleusen Flaesheim, Ahsen und Datteln, als die der I. G. Farben gehörige Zeche Augusta-Viktoria, die ihre Hafenanlagen bei km 39 des Wesel-Datteln-Kanals ebenfalls zu dieser Zeit fertiggestellt hatte, den Wunsch äußerte, mit dem Abtransport ihrer Kohlen nach Mannheim auf dem Wasserwege zu beginnen. Zunächst sollte nur ein Kahn probeweise versandt werden.

Dieser erste Kahn „Rheinfahrt 136“ der Westfälischen Transport AG gehörig, 67,0 m lang und 8,2 m breit, mit einer Ladefähigkeit von 961 t wurde dazu ausersehen, die Wirkungsweise der Füll- und Entleerungseinrichtungen der Schleusen eingehend zu erproben. Das Programm sah vor, sowohl am unbeladenen wie beladenen Kahn und an dem zugehörigen staatlichen Monopschlepper festzustellen, ob die Schiffe in der Schleuse während des Entleerens und Füllens so ruhig liegen, daß die Trossen, mit denen sie in der Schleusenkammer an den Haltekreuzen festgemacht werden, nicht übermäßig beansprucht werden, d. h. es waren die Trossenzuge zu messen und mit den theoretischen Annahmen zu vergleichen. Ferner war zu beobachten, ob die im Unter- oder Oberwasser an den vorderen Dalben liegenden Kähne durch das Entleeren oder Füllen der Schleusen irgendwie beeinflusst werden. Gleichzeitig wurde noch die „Friedrichsfeld“, das Berelungsboot des Wasserbauamts Dorsten, und ein 100-t-Arbeitsprahm mit in die Schleusen genommen, um Schiffe verschiedener Größe für die Versuche zur Verfügung zu haben.

Die jeweilige Lage der Kähne in den Schleusen geht aus Abb. 4 hervor. Bei dem Kahn „Rheinfahrt 136“ wurde am Bug sowohl wie am Heck in der Festmachetrosse zwischen Schiffspoller und Haltekreuz je ein Zugmesser eingeschaltet, beim Schlepper und Arbeitsprahm an der Bugtrosse, während die „Friedrichsfeld“ ohne weitere Instrumente allein auf ihre Lage beobachtet wurde.

Die Versuche mit dem Leerkahn und dem Schlepper 209 wurden am 17. Januar 1930 auf der Hinfahrt zu dem Zechenhafen durchgeführt, und zwar an den Schleusen Datteln, 8 m Gefälle, und Ahsen, 7 m; auf Versuche an der Schleuse Flaesheim konnte auf Grund der Ergebnisse von Datteln und Ahsen verzichtet werden, da ihr nur 4 m betragendes Gefälle

Trossenzuge bewirkt, die noch unter denen der beiden anderen Schleusen liegen. Bei der Ausfahrt des mit 671 t Kohlen beladenen Kahn es wurden dann am 20. desselben Monats die Trossenzuge an den Schleusen Flaesheim, Ahsen und Datteln gemessen. Der für die Geschichte des Wesel-Datteln-Kanals denkwürdige Augenblick der Durchfahrt des ersten beladenen Kahn es durch die Schleuse Datteln ist in Abb. 5 festgehalten.

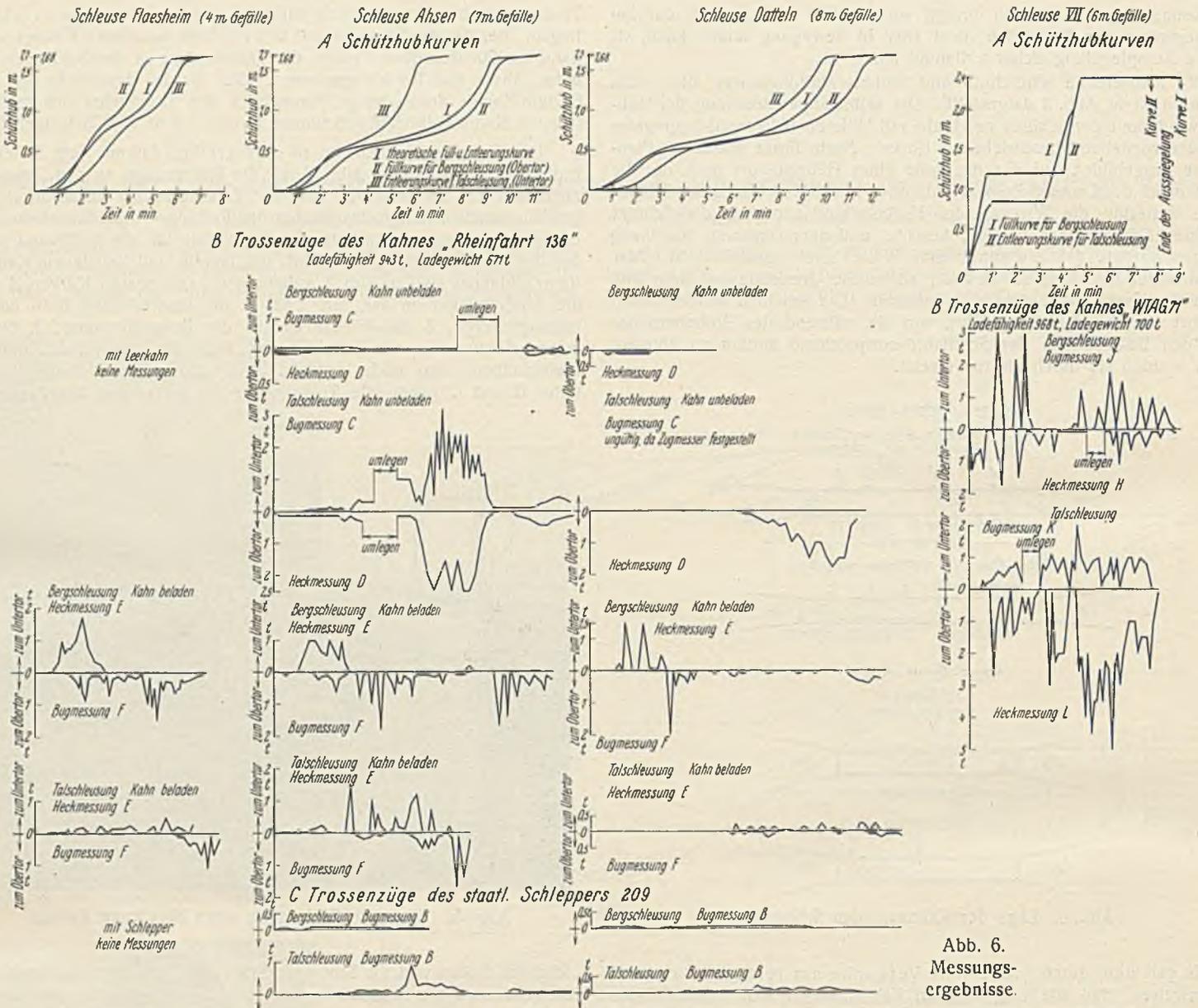
Die Versuche wurden nun so durchgeführt, daß mit dem Füllen bzw. Entleeren der Schleusen alle 15 sek die Trossenzuge an den Zugmessern abgelesen und der jeweilige Hub der Torschütze am Teufenanzeiger abgelesen wurden. Zugleich wurden die Füllungs- bzw. Entleerungszeiten der Schleusen genau ermittelt. Die Ergebnisse für alle Schleusen, sowohl bei der Tal- wie bei der Bergfahrt, mit leerem und beladenem Kahn und dem Schlepper sind in Abb. 8 aufgetragen. Die oberen Kurven A stellen die Schutzhubkurven dar, und zwar 1. die theoretischen Füll- und Entleerungskurven, 2. die Fullkurven für die Bergschleusung, 3. die Entleerungskurven für die Talschleusung nach der ersten Ausfuhung der Planscheiben, also noch in Holz. Aus den weiteren Aufzeichnungen unter B und C gehen die Trossenzuge am leeren und beladenen Kahn



Abb. 5. Die erste Schleusung eines beladenen Kahn es.

„Rheinfahrt 136“ und am Schlepper 209 hervor. Man erkennt hieraus, daß überall da, wo die tatsächlichen von den theoretischen Kurven abweichen und die Füll- oder Entleerungszeiten kürzer sind, sowohl beim beladenen wie unbeladenen Kahn die größten Trossenzuge auftreten. Besonders fällt dies bei der Talschleusung mit dem unbeladenen Kahn an der Schleuse Ahsen auf, an der die Entleerungszeiten wesentlich kürzer waren, als beabsichtigt. Und trotzdem wurde auch an dieser Schleuse kein Hin- und Herpendeln der Wassermengen in der Schleusenkammer zwischen Ober- und Unterhaupt und damit ein stoweises Zeren der Schiffe an den Festmachetrossen bemerkt. Die Schiffsbesatzung war über die ruhige Lage ihres Fahrzeuges äußerst befriedigt, die Arbeit der Durchschleusung wird erleichtert, und Schleusen wie Fahrzeuge werden geschont. Auch die anderen Schiffe lagen in allen Schleusen sehr ruhig, wie die Trossenzugmessungen des Schleppers in den Schleusen Datteln und Ahsen angeben. Von den Aufzeichnungen der Trossenzuge für den Arbeitsprahm ist abgesehen, da der Zugmesser fast gar keine Ausschläge anzeigte. Selbst unmittelbar vor dem Obertor lag der Schlepper beim Füllen außerordentlich ruhig, vgl. Abb. 1, die das Einströmen des Wassers vom Oberwasser her durch die Verteilungsplatten deutlich erkennen läßt. Was die Lage der Schiffe vor dem Obertor der Schleusen anbetrifft, so entstand eine ungünstige Beeinflussung der Schiffe nur dort, wo ein viel zu schnelles Öffnen der Schütze stattfand, wo also die als höchst zulässig festgesetzte Wassermenge von 40 m³/sek erheblich überschritten wurde. Der Sog zog die ankommenden Schiffe an das Tor heran, so daß die Trossen, mit denen sie sich an den Dalben festmachen wollten, rissen. Es zeigte sich, daß nicht das Verhalten der Schiffe in der Schleusenkammer, sondern die beim Füllen der Kammer im Schleusenoberwasser entstehenden Strömungen für die Bemessung der Fullungszeiten maßgebend waren. Es wurden dann die Fullungszeiten durch Abänderung der Holzscheibe den theoretischen Kurven möglichst angepaßt, und auch diese Nachteile waren behoben.

Als Vergleich zu den an den Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals durchgeführt Versuchen wurden in gleicher Weise Versuche an der Schleuse VII des Rhein-Herne-Kanals angestellt. Ohne die Betriebseinrichtungen dieses verkehrsreichsten Kanals, der ja auch bereits seit 1914 dem Verkehr übergeben ist, irgendwie schmälern zu wollen, muß aber



doch aus den Auftragungen der Abb. 6 gefolgert werden — Abb. 5 zeigt die Lage des Kahnes in der Schleuse, — daß die Trossenzüge bei annähernd gleicher Kahngröße und Kahnladung erheblich größer sind als am Wesel-Datteln-Kanal, selbst bei Vergleich mit der Schleuse Ahsen, die das schlechteste Ergebnis lieferte. Hierin zeigt sich der Nachteil, daß die Segmentschütze am Obertor und die Zylinderschütze am Untertor nicht zwangsläufig, sondern nach Gutdünken des Schleusenwärters und seinen Erfahrungen geöffnet werden. Er öffnet die Schütze ruckweise, wie aus den aufgenommenen Diagrammen hervorgeht. Der Schleusenwärter läßt nach einem gewissen Hub eine Beruhigung des Wassers in der Schleusenkammer eintreten und öffnet dann mehr oder weniger schnell bis zur vollen Höhe. Die volle Ausspiegelung dauert dann noch minutenlang.

Die Versuche am Wesel-Datteln-Kanal haben nun gelehrt, daß die seinerzeit auf Grund der Versuche in der Versuchsanstalt in Berlin aufgestellten Grundsätze richtig waren und der hiernach bewirkte Ausbau der Schleusen sich durchaus bewährt hat. Es kam im wesentlichen nur darauf an, die Planscheibe des Leonard-Aggregats noch so zu verbessern, daß die tatsächlichen Schützhubkurven den theoretischen möglichst angeglichen wurden.

Das ist in der Folgezeit unter vielfachem Ausprobieren geschehen, so daß schließlich die hölzernen Kurvenscheiben gegen eiserne ausgewechselt werden konnten. Abb. 7 zeigt die endgültigen Kurven für das Obertor der Schleuse Datteln.

Auf der Zeichnung ist angegeben:

1. der größte und kleinste Halbmesser der Scheibe mit den zugehörigen Drehungszahlen des Motors;
2. am Rand die Höhe des Schützhubes und die entsprechende Zeit ab Beginn der Bewegung der Scheibe. Diese Angaben können in Verbindung gebracht werden mit der Füllungskurve der Schleuse, die ebenfalls Zeit und Schützhub angibt.

Um annähernd über die Höhe der Wellenbildung, die durch den Schließvorgang im Kanal selbst hervorgerufen wird, und deren Zeit-

dauer in den einzelnen Haltungen unterrichtet zu sein, wurden hierüber vom Regierungsbaurat Appelt mehrere Versuche durchgeführt und ausgewertet.

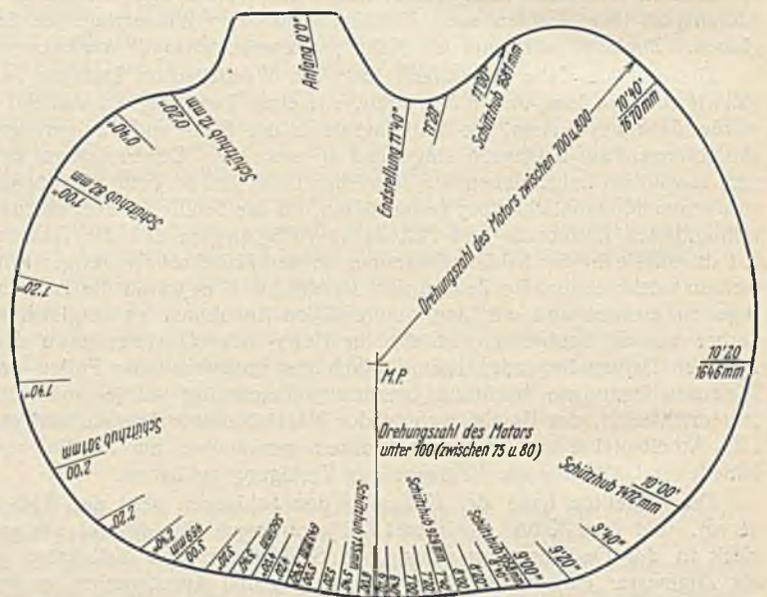


Abb. 7. Kurvenscheibe für das Obertor der Schleuse Datteln.

Hierbei wurden nur die Pegel unmittelbar an den Schleusen Ein- bzw. Ausfahrten beobachtet und auf eine Beobachtung von Hilfspegeln auf der Strecke, etwa unter Brücken, verzichtet. Es sind auch zunächst nur die Versuche so weit ausgedehnt worden, als die Wirkungen einer

Schleusung in Frage kommt, bei der Interferenzerscheinungen nicht auftreten. Bei starkem Verkehr ist die Möglichkeit vorhanden, daß eine rücklaufende Welle der ersten Schleusung auf freier Strecke mit einer vorlaufenden Welle der nachfolgenden Schleusung zusammentrifft. Die Folge wird eine Vergrößerung der Wellenhöhe sein, die ungünstigenfalls zu einer Addierung der beiden Wellenhöhen führen kann. Bei der Übertragung der Versuche auf den Schiffahrtbetrieb in bezug auf die verbleibende Durchfahrhöhe unter Brücken muß weiterhin auch die Stärke und Richtung des Windes berücksichtigt werden, die eine wesentliche Erhöhung der Wellenberge herbeiführen können.

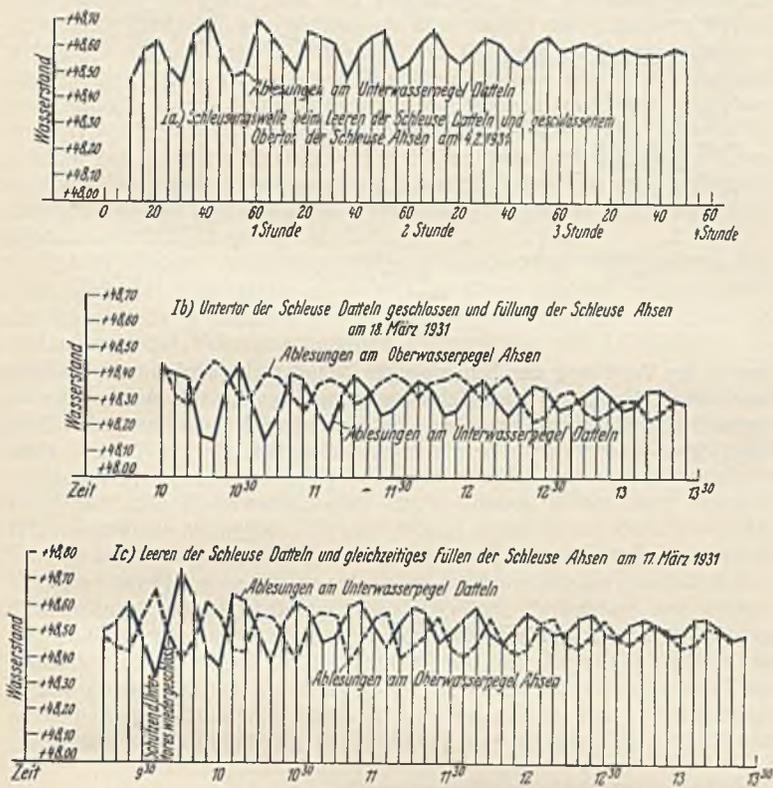


Abb. 8.

Verlauf der Wellenbewegung in den Haltungen bei Schleusungen.

1. Das beste Bild gibt der Versuch zwischen den nur rd. 3 km voneinander entfernten Schleusen Datteln und Ahsen, der auch ohne Hinderung durch Schiffahrt auf einen längeren Zeitraum ausgedehnt werden konnte.

Die zeichnerischen Darstellungen (Abb. 8) zeigen den Verlauf der Wellenbewegung.

a) Leeren der Schleuse Datteln (7,50 m Gefälle) bei geschlossenem Obertor der Schleuse Ahsen (Beobachtungen nur am Unterwasserpegel der Schleuse Datteln).

Das Entleeren der Schleuse Datteln dauert etwa 11 min. Das der Schleuse entströmende Wasser ruft eine Stauung des Wassers hervor, die als Welle sich nach Ahsen fortpflanzt. Das Höchstmaß der ersten Stauung wird bei Beendigung der Leerung erreicht (rd. 16 cm über dem Ausgangspegel). Die Welle kehrt mit einer vergrößerten Scheitelhöhe von 24 cm über dem Ausgangspegelstand nach 20 min von Ahsen nach Datteln zurück. Die Geschwindigkeit beträgt also rd. 18 km/h. Die Scheitelhöhe bleibt bis zur Rückkehr des zweiten Wellenberges (nach abermals 20 min) erhalten. Nach und nach verringert sich der Höhenunterschied zwischen Wellenberg und Wellental, bis nach etwa 4 Std. der Wasserspiegel ausgeglichen ist. Durch Abgabe der Schleusenfüllung Datteln hat sich der Wasserstand in der Haltung Ahsen—Datteln um rd. 14 cm erhöht.

b) Füllung der Schleuse Ahsen (7 m Gefälle) bei geschlossenem Untertor der Schleuse Datteln (Beobachtung am Unterpegel der Schleuse Datteln und Oberpegel der Schleuse Ahsen).

Die Absenkung des Wasserspiegels beim Füllen der Schleuse Ahsen (Füllungsdauer rd. 10 min) beträgt an der Schleuse Ahsen nur rd. 16 cm nach Beendigung der Füllungszeit, während am Unterpegel Datteln die Absenkung 28 cm nach 20 min seit Beginn der Füllung in Ahsen erreicht. Gleichzeitig tritt am Pegel Ahsen der Scheitelstand der Welle mit einer nur ganz geringen Erhöhung über den Ausgangspegelstand ein als rückkehrende Stauung am Untertor Schleuse Ahsen. Einem Scheitelstande des Wellenberges bei Schleuse Ahsen entspricht immer fast gleichzeitig ein Tiefstand des Wellentales am Pegel Datteln und umgekehrt. Die Zeitdauer zwischen Wellental und Wellental beträgt wieder wie unter a) 20 min bei also gleicher Geschwindigkeit der Wellenbewegung von rd. 18 km/h. Die Ausspiegelung des Wasserspiegels ist ebenfalls nach

rd. 4 Std. erreicht. (Der Versuch mußte nach 3 Std. 20 min abgebrochen werden.) Die Absenkung des Wasserspiegels in der Haltung ist mit 12 cm anzusetzen.

c) Leeren der Schleuse Datteln und gleichzeitiges Füllen der Schleuse Ahsen.

Auch hier ist die Regelmäßigkeit zu beobachten, mit der auf einen Wellenberg an der Schleuse Datteln ein Wellental an der Schleuse Ahsen trifft. Der Zeitraum zwischen Wellenberg und Wellenberg beträgt wieder im Durchschnitt 20 min. Es ist nur mit einer geringen Erhöhung des Wasserspiegels in der Haltung von etwa 2 cm (Unterschied Leerung Schleuse Datteln und Füllung Schleuse Ahsen) zu rechnen. Die Ausspiegelung dauert etwas länger (etwa 4 Std. 30 min). Die höchste Erhebung über den Ausgangspegel tritt mit rd. 24 cm an der oberen Schleuse Datteln ein.

II. Strecke Flaesheim—Dorsten. Die beiden Schleusen haben eine Entfernung von rd. 18,5 km. Die Versuche, die sich naturgemäß auf einen längeren Zeitraum ausdehnen müssen, konnten infolge Behinderung durch die Schiffahrt nicht bis zum Ende durchgeführt werden.

a) Leeren der Schleuse Flaesheim (Gefälle 4 m) bei geschlossenem Obertor der Schleuse Dorsten.

Das Entleeren der Schleuse Flaesheim dauert 7 min. Nach 5 min ist der Scheitelstand der Welle mit einer Erhebung über den Ausgangspegelstand von 13 cm erreicht, der zur Schleuse Dorsten nach 1 Std. 5 min gelangt und etwas abgeschwächt nach 2 Std. 15 min zurückkehrt. Die Geschwindigkeit der Wellenbewegung also auch hier rd. 18 km/h. Die Dauer bis zur Ausspiegelung und das Maß der Hebung des Wasserspiegels der Strecke konnte infolge Abbruchs des Versuches nicht festgestellt werden.

b) Füllen der Schleuse Dorsten (Gefälle 9 m) bei geschlossenem Untertor der Schleuse Flaesheim.

Die Wirkung der Füllung der Schleuse Dorsten tritt an der Schleuse Flaesheim erst nach 1 Std. 15 min ein. Die Absenkung erreicht hier ein Höchstmaß von 17 cm, während gleichzeitig am Oberpegel Dorsten eine geringe Stauung von etwa 2 cm auftritt. Die größte Absenkung am Pegel Dorsten beträgt 22 cm. Der Zeitunterschied zwischen Wellental und Wellental beträgt 2 Std. 30 min (entsprechend zwischen Wellenberg und Wellenberg). Die Geschwindigkeit der Wellenbewegung beträgt auch hier annähernd 18 km/h. Der Wasserspiegelausgleich wird erst nach über 5 Std. erreicht (vgl. unter III b). Es ist mit einer Absenkung in der Haltung um etwa 6 cm zu rechnen.

III. Strecke Dorsten—Hünxe. Die Entfernung beider Schleusen beträgt rd. 17,2 km.

a) Entleeren der Schleuse Dorsten (Gefälle 9 m) bei geschlossenem Untertor Schleuse Hünxe.

Die Entleerungsdauer der Schleuse Dorsten beträgt rd. 11 min. Der Höchststau wird am Pegel Dorsten nach etwa 8 min mit 21 cm Höhe erreicht. Der Scheitel der Welle gelangt in gleicher Höhe nach 1 Std. nach Schleuse Hünxe und kehrt, schon stark abgeschwächt, nach 1 Std. 55 min nach Dorsten zurück. Geschwindigkeit der Welle: rd. 18 km/h. Die Ausspiegelung wird nach etwa 8 Std. erreicht (vgl. unter III b). Die Haltung wird um rd. 5 cm gehoben.

b) Füllen der Schleuse Hünxe (Gefälle 6 m) bei geschlossenem Untertor der Schleuse Dorsten.

Die Absenkung tritt an der Schleuse Dorsten nach 1 Std. 5 min mit dem Größtmaß von 17 cm in Erscheinung. Absenkung an Schleuse Hünxe 14 cm. Eine Erhebung über den Ausgangspegelstand tritt nur in geringem Maße ein. Die Geschwindigkeit der Welle beträgt wieder rd. 18 km/h. Der Ausgleich wird nach etwa 8 Std. erreicht. Es tritt eine Absenkung des Wasserspiegels um rd. 3 cm ein.

Folgerung aus den Versuchen:

1. Die Geschwindigkeit der Wellenbewegung beträgt rd. 18 km/h.
2. Aus der Folgerung unter 1. ergibt sich, daß in kurzen Haltungen die Welle häufiger zwischen den beiden Schleusen hin und her pendelt als in langen Haltungen, dafür wird der Wasserspiegelausgleich in kürzerer Zeit erreicht.
3. Die Wellenlänge ist in kurzen Haltungen größer als in langen und hält sich auch in größerer Höhe für längere Zeit, während die Wellen in langen Haltungen schon bei der Rückkehr stark abgeschwächt sind.
4. Das Höchstmaß der Scheitelhöhe geht unter normalen Windverhältnissen (unter Ausschaltung von kurz hintereinander folgenden Schleusungen) nicht über 24 cm hinaus und wird auch auf der freien Strecke (unter Brücken) kein höheres Maß erreichen.

Zum Schluß noch einige Angaben über die Zeitdauer der Schleusungen. Hierüber sind an der Schleuse Dorsten, deren Gefälle 9 m beträgt, Aufzeichnungen über Berg- und Talfahrten gemacht worden, und zwar vom Beginn des Einfahrens (100 m vor dem Schleusentor) bis zur vollendeten Ausfahrt (100 m hinter dem Schleusentor). Die Schleppzüge bestanden aus dem Schleppboot und ein bis zwei geschleppten Kähnen.

Die festgestellten Zeiten weichen voneinander ab, je nach Zusammensetzung des Schleppzuges und der Beladung der Fahrzeuge. Auch Wind und Wetter beeinflussen die Zeitdauer. Ferner schwanken die Zeiten für die Schütz- und Torbewegungen, die von der Spannung im Verteilungs-

Abb. 9 u. 10 stellen die Zeitaufnahme einer Berg- und Talschleusung für Schleuse Dorsten mit den einzelnen Vorgängen zeichnerisch dar. Aus der Darstellung ist ersichtlich, daß für die genannte Schleuse die Hälfte der Schleusungsdauer von den konstanten Werten der Ein- und Ausfahrt,

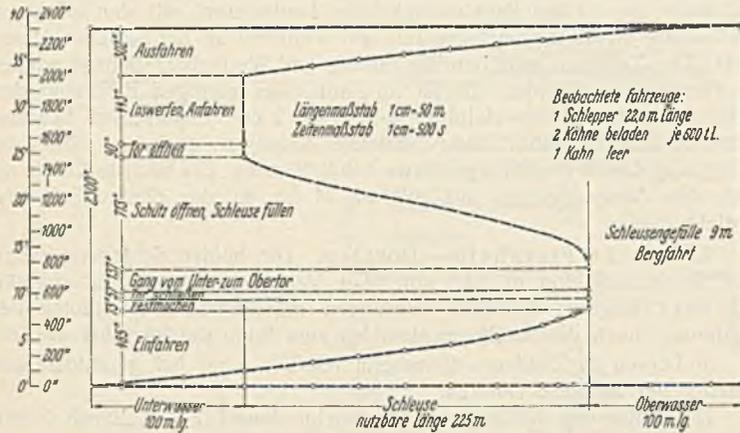


Abb. 9. Zeitaufnahme für eine Bergfahrt.

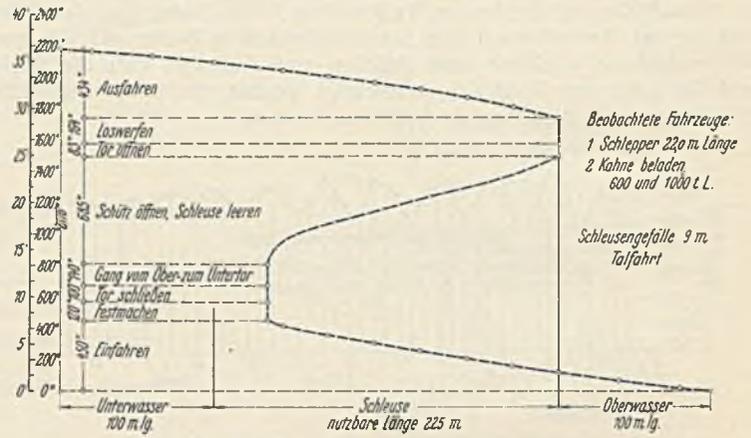


Abb. 10. Zeitaufnahme für eine Talfahrt.

netz des stromliefernden Kraftwerkes abhängig sind. Nach den vorliegenden Beobachtungen liegen die Schleusungsdauern an Schleuse Dorsten für die Talfahrt zwischen 29' 13" und 33' 2" und für die Bergfahrt zwischen 27' 44" und 38' 20". Im Mittel beträgt die Schleusungsdauer etwa 31 min.

sowie der Vertauung des Schleppzuges beansprucht wird, ferner, daß sich noch über 2 min an jeder Schleusung ersparen lassen durch Besetzen jedes Steuerhauschens mit einem Schleusengehilfen, wodurch der Gang vom Ober- und Untertor bzw. umgekehrt fortfällt.

Betriebstechnische Grundlagen für den Entwurf von Flugzeughallen und Werften.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Max von Beyer-Desimon, Stuttgart.

Die technisch und wirtschaftlich bedingte, tunlichst gewichtsparende Durchbildung der Bauglieder des Flugzeuges, wie auch die hohen, auf Zelle und Triebwerk ausgeübten, oft unvermittelt schwankenden Kräftewirkungen ergeben starke statische und dynamische Beanspruchungen aller Flugzeugteile. Diese hohen Beanspruchungen verursachen eine mehr oder minder rasche Abnutzung der verschiedenen Konstruktionsglieder, und es ist für die Sicherheit und Regelmäßigkeit der Flugleistungen besonders bei Verkehrsflugzeugen unerlässlich, diese einer strengen Überwachung, sorgfältigen Wartung und genauen Instandsetzung zuzuführen. Daher bringt die Haltung eines Verkehrsflugzeugparkes umfangreiche betriebstechnische Arbeiten mit sich.

Die Vornahme dieser Arbeiten setzt zweckmäßige bautechnische Einrichtungen der Flughafenanlagen voraus, deren sachlich entsprechende und gleichzeitig wirtschaftliche Ausgestaltung aus den praktischen Erfordernissen der betriebstechnischen Organisation des Luftverkehrs abgeleitet werden muß.

Aus diesen Darlegungen geht hervor, daß die Anlage der Hallen und Werften unter Rücksichtnahme auf die Anforderungen und den tatsächlichen Bedarf der Betriebsgesellschaften geschehen muß. Die Erfassung der maßgebenden Ausbaugrundlagen führt vielfach zu weitverzweigten Problemen des Flugwesens, über deren Lösung bisher noch keinerlei Erfahrungswerte vorliegen. Soweit jedoch schon heute brauchbare Annahmen zur Verfügung stehen, sollen diese ein Bild der betriebstechnischen Vorgänge der Flugzeughaltung geben und zur Ableitung der grundsätzlichen Richtlinien für den Ausbau der Flugzeughallen, Werkstätten und Werften für Landflugzeuge herangezogen werden. Bei Berücksichtigung der hohen Anlagekosten derartiger Betriebsbauten, die für Flughallen und Werkstätten durchschnittlich 10 bis 25% der gesamten Anlagekosten der Flughäfen betragen¹⁾, und der Auswirkungen technischer und wirtschaftlicher Natur bei deren Benutzung (Unterhaltung der Anlagen, Verzinsung und

Abschreibung des Baukapitals) kann die Bedeutung dieser Fragen voll erkannt werden.

I. Die betriebstechnischen Arbeiten an Verkehrsflugzeugen und deren Abhängigkeit vom Flugbetrieb.

Der Begriff „betriebstechnische Arbeiten“ läßt keine allgemein festliegende Deutung zu und bedarf daher für einzelne Fälle seiner Anwendung erst einer Umrißbegrenzung. Sinngemäß müssen den vorliegenden Untersuchungen sämtliche technischen Arbeiten zugrunde gelegt werden, die bei Haltung eines Flugzeuges vom Zeitpunkte der ersten Indienststellung (Übernahme von der Herstellerfirma) bis zur endgültigen Abrüstung desselben auftreten. Diese Arbeiten, die für die Ausgestaltung der Hallen und Werften von grundlegender Bedeutung sind, können in drei Hauptgruppen gegliedert werden:

A. Wartung des Flugzeuges.

Reinigung, Betriebstoffergänzung, Schmierung, Kühlwasserversorgung, Druckhaltung in den Laufradreifen.

B. Prüfung und Überwachung des Bauzustandes.

Startkontrolle, Durchgangs- und Endhafenkontrolle, große Kontrolle nach einer bestimmten Betriebsstundenzahl, Sonderkontrolle bei Wechsel betriebswichtiger Teile, nach Grundüberholungen.

C. Behebung technischer Mängel und Schäden.

Laufende Instandsetzungsarbeiten, Anbringung kleiner technischer Verbesserungen, Motorenwechsel bei Motorüberholungen, Grundüberholung, Umbauten zur Durchführung größerer konstruktiver Verbesserungen, Behebung von Bruchschäden.

¹⁾ Prof. Dr. C. Pirath, Die Luftverkehrswirtschaft in Europa und in den Vereinigten Staaten von Amerika, Heft 4 der Forschungsergebnisse des Verkehrswissenschaftlichen Instituts für Luftfahrt, an der Technischen Hochschule Stuttgart. München 1931, Verlag R. Oldenbourg.

Tabelle I. Zusammenstellung der verschiedenen betriebstechnischen Arbeiten an Verkehrsflugzeugen.

Arbeitsgang	Arbeiten und Kontrollen	Ort	Personal	Zeitfolge	Zeltaufwand	
1	2	3	4	5	6	
Wartung	Reinigung, Ergänzung von Brennstoff, Schmiermitteln, Druckluft, Kühlwasser	Zwischenhafen	Streckenmonteure	an jedem Betriebstage	Wartung und Kontrolle 10 bis 20 Minuten je Zwischenlandung	
		Endhafen	Endhafenmonteure	an jedem Betriebstage	Wartung und Kontrolle und laufende Instandsetzung 2 bis 8 Std.	
Prüfung und Überwachung des Bauzustandes der Flugzeuge	Durchgangskontrolle	Zwischenhafen	Bordwart, Hafenkontrolleure	an jedem Betriebstage	siehe oben	
	Endhafenkontrolle	Endhafen	Bordwart, Hafenkontrolleure	an jedem Betriebstage	siehe oben	
	Große Kontrolle	Heimathafen, Werft	Strecken- und Werkstattkontrolleure	nach 120 bis 260 Betriebsstunden	2 bis 6 Tage	
	Sonderkontrollen	Endhafen	Hafenkontrolleure	bei Auswechslung wichtiger Bauglieder	—	
Werft		Strecken- und Werkstattkontrolleure	nach Grundüberholung	—		
Behebung technischer Mängel und Schäden	Laufende Instandsetzung	Endhafen	Bordwart, Endhafenmonteure	periodisch	siehe oben	
	Anbringung kleinerer technischer Verbesserungen	Heimathafen, Werft	Endhafen- und Werftmonteure	fallweise	—	
	Motorwechsel	Endhafen, Heimathafen	Bordwart, Endhafenmonteure	nach 150 bis 400 Betriebsstunden	6 bis 10 Std.	
	Grundüberholung	Motor	Werft	Werftpersonal	nach 150 bis 400 Betriebsstunden	30 bis 50 Tage
		Zelle	Werft	Werftpersonal	nach 400 bis 1000 Betriebsstunden	
	Umbauten	Werft	Werftpersonal	fallweise	—	
Behebung von Bruchschäden	Zwischen- und Endhafen, Werft	Hafen- und Werftmonteure	fallweise	—		

Die sehr verschiedenartige Häufigkeit der Arbeiten dieser Gruppen und deren wechselnder Arbeitsort führen zu weiteren Unterscheidungen hinsichtlich des Zeitabstandes und des Ausführungsortes:

- a) Bei jedem Streckenflug vorzunehmende Arbeiten: Wartung, Durchgangs- und Endhafenkontrolle, kurze stichprobenartige Startkontrolle vor Antritt des nächsten Fluges.
- b) In größeren Zeitabständen periodisch wiederkehrende Arbeiten: Motorenwechsel, große Kontrolle, Sonderkontrolle, Überholungen.
- c) Unregelmäßig auftretende Arbeiten: Instandsetzungsarbeiten, Umbauten, Behebung von Bruchschäden.

Zu a) Wartung und Endhafenkontrolle finden vor bzw. in den Flugzeughallen der Endflughäfen statt.

Zu b) Motorenwechsel und Sonderkontrollen erfolgen in den Flugzeughallen der Endflughäfen. Die große Kontrolle gelangt meist in den Werften zur Ausführung.

Zu c) Instandsetzungsarbeiten werden in den Flugzeughallen der Endflughäfen vorgenommen, Umbauten und Behebung von Bruchschäden nur in den Werften.

Natüremäßig sollen auch in den Hallen der Durchgangsflughäfen bei Unterbrechung eines Fluges kleinere Kontroll-, Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten ausgeführt werden können.

Eine übersichtliche Zusammenstellung der verschiedenen betriebstechnischen Arbeiten bringt Tabelle I, die auch Angaben über Zeitfolge und Zeitaufwand dieser Arbeiten enthält.

Die betriebstechnischen Arbeiten im Luftverkehr werden nun durch die Betriebsorganisation und die Betriebsleistungen der einzelnen Verkehrsgesellschaften weitgehend beeinflusst. Es ist daher auch für die Anlage der betriebstechnischen Hochbauten von Wichtigkeit, die in dieser Hinsicht bestehenden Zusammenhänge in kurzer, übersichtlicher Zusammenfassung kennenzulernen.

Von der Betriebsorganisation ausgehend, sind es in erster Linie die Betriebsformen der einzelnen Luftfahrtunternehmen, die grundlegende Wirkungen auf die Disposition des betriebstechnischen Dienstes ausüben. Die Betriebsformen können, organisationstechnisch ausgedrückt, vom zentralisierten System bis zur hochgezüchteten Dezentralisation entwickelt sein. Die zentralisierte Betriebsform vereinigt, wie schon der Name andeutet, alle maßgebenden Verwaltungs- und Betriebsstellen, denen die unvermeidlichen Außenstellen in unmittelbarer Abhängigkeit unterstellt sind, in einem Schwerpunkte. Diese Betriebsform ist für kleinere Streckennetze charakteristisch und wird auch für homogene Transkontinentalstrecken, bei geringer Verkehrshäufigkeit, erfolgreich angewandt (Deutsche Verkehrsflug-AG, K. L. M. europäisches Netz und Holland-Indien-Strecke). Das dezentralisierte System hingegen kennzeichnet, organisationstechnisch ausgedrückt, den Großbetrieb und erscheint im Luftverkehr für umfangreiche, dichte und stark frequentierte Streckennetze als geeignet (Deutsche Luft-Hansa AG, Imperial Airways, große amerikanische Luftverkehrsunternehmen). Bei diesem System tritt eine starke sachliche und örtliche Unterteilung der mit größerer Selbständigkeit des Wirkungskreises ausgestatteten Dienststellen auf. Die Zentralorganisation bietet bei einfacherer Struktur des Betriebsstellennetzes den Vorteil der Übersichtlichkeit und wirtschaftlichen Vereinfachung, sie besitzt jedoch den Nachteil, primäre Aktionssysteme schwer erfassen zu können und durch oftmals stoßweise Beanspruchung des Betriebsapparats leicht Störungen technischer und wirtschaftlicher Natur hervorzurufen. Die höheren Selbstkosten des dezentralisierten Systems rechtfertigen dessen Anwendung nur im Großbetriebe, der die Vorteile dieser Betriebsform zur Geltung kommen läßt, welche Vorteile in übersichtlicher Erfassung größerer Betriebskomplexe, rascher Erledigung bestimmter Einzelaufgaben und in mehr ausgeglichenen Betriebsvorgängen liegen. Die Auswirkungen dieser Betriebsformen auf den betriebstechnischen Dienst der Verkehrsgesellschaften gehen dahin, daß beim zentralisierten System die betriebstechnischen Arbeiten vorwiegend in dem einheitlichen Schwerpunkte des Betriebes zur Durchführung gelangen und daß die betriebstechnischen Anlagen größtenteils in diesem Schwerpunkte zusammengefaßt sind. Beim dezentralisierten System hingegen, sind entsprechend dem inneren Aufbau dieser Betriebsform auch die betriebstechnischen Anlagen räumlich verteilt und vielfach spezialisiert.

Von maßgebender Bedeutung für die technische Betriebsführung ist ferner das wirtschaftliche Verhältnis zwischen dem Lieferwerk, des Flugzeugparkes und dem Verkehrsunternehmen. Zwei typische Fälle dieses Verhältnisses seien hier genannt:

- A. Flugzeugwerk, Motorenwerk und Luftverkehrsunternehmen gehören einem gemeinsamen Wirtschaftskomplex an.
- B. Flugzeugwerk, Motorenwerk und Luftverkehrsunternehmen sind vollständig getrennte Betriebe verschiedener Interessentengruppen.

Während bei Fall A sämtliche betriebstechnische Arbeiten am Flugzeugpark im Rahmen einer Wirtschaftseinheit durchgeführt werden, entsteht bei Fall B oder bei Zwischenstufen beider Fälle die Frage, ob es zweckmäßig sei, größere betriebstechnische Arbeiten, wie Motoren- bzw. Zellenüberholungen, Umbauten und Bruchreparaturen, in eigener Regie

des Luftverkehrsunternehmens durchzuführen oder derartige Arbeiten dem Lieferwerk zu übertragen. Abgesehen von bestimmten Sonderfällen, kann diese Frage dahingehend gelöst werden, daß jede Luftverkehrsgesellschaft darauf bedacht sein muß, die betriebstechnischen Arbeiten an ihrem Flugzeugpark weitgehend selbst durchzuführen, um so mehr, als sie auch die volle Verantwortung für die Leistungsfähigkeit und Betriebsicherheit ihrer Maschinen trägt. Größere Umbauten hingegen und umfangreichere Bruchreparaturen sollen zweckmäßigerweise den entsprechenden Lieferwerken übertragen werden, die über reichhaltige Erfahrungen und weitgehende technische Hilfsmittel zur erfolgreichen Durchführung dieser Arbeiten verfügen. Unter dieser Voraussetzung brauchen die betriebstechnischen Anlagen von Luftverkehrsgesellschaften nur für die Durchführung des laufenden betriebstechnischen Dienstes, einschließlich der Überholungen an Flugzeugen und Motoren, ausgebaut und eingerichtet zu werden.

Eine weitere, von der Betriebsdisposition ausgehende Einflußquelle bildet die zeitliche Planung des Verkehrs, der bei den meisten europäischen Gesellschaften in Sommer- und Winterluftverkehr mit dazwischenliegenden Übergangsperioden eingeteilt ist. Vom betriebstechnischen Standpunkte gesehen, hat diese Gliederung den Vorteil, daß der in den Sommermonaten stark ausgenutzte Flugzeugpark in den verkehrsarmen Wintermonaten eingehend durchgesehen und instandgesetzt werden kann. Sie zeigt aber auch den Nachteil, daß die Werft- und Werkstättenanlagen nach den Erfordernissen dieser Hauptüberholungsperiode bemessen und eingerichtet werden müssen. Diese Überbemessung kann bei gleichmäßigem Arbeitsanfall, wie ein solcher im Falle eines durchlaufenden Jahresverkehrs eintritt, vermieden werden.

Der Zeitaufwand und die Zeitfolge der betriebstechnischen Arbeiten werden in erster Linie durch die Flugzeugtypen bestimmt, aus denen sich der Flugzeugpark eines Luftverkehrsunternehmens zusammensetzt. Die Größenverhältnisse, die konstruktive Durchbildung und das Baumaterial der einzelnen Flugzeugtypen werden hierbei eine wichtige Rolle spielen. Die verschiedenen Luftverkehrsgesellschaften haben auf Grund ihrer Betriebserfahrungen für die in deren Betrieb befindlichen Flugzeugtypen Zahlenwerte gewonnen, sowohl hinsichtlich Zeitaufwand als auch Zeitfolge der betriebstechnischen Arbeiten, und diese Werte für ihren technischen Betrieb vorgeschrieben. Die Auswertung dieser Unterlagen ist für Bemessung der Flugwerften von besonderer Bedeutung. Aus diesem Grunde wird in den Tabellen II und III eine Reihe solcher Werte gegeben, die als Durchschnittszahlen anzusehen sind, die aber infolge des noch sehr in Entwicklung begriffenen Flugmaterials oft nennenswert über- oder unterschritten werden können.

Tabelle II. Durchschnittlicher Zeitaufwand der regelmäßigen betriebstechnischen Arbeiten.

Arbeitsgattung	Kleineres einmotoriges Verkehrsflugzeug	Größeres einmotoriges Verkehrsflugzeug	Mehrmotoriges Verkehrsflugzeug
je Betriebstag:			
Wartung, Endhafenkontrolle und laufende Instandsetzungsarbeiten:			
Dauer in Arbeitstunden	5 bis 7	7 bis 14	25 bis 50
Gesamtdauer in Stunden	2 bis 3	3 bis 4	6 bis 8
je Grundüberholung:			
Grundüberholung des Flugzeuges:			
Dauer in Arbeitstunden	1000	2000	4000 bis 5000
Gesamtdauer in Tagen	30	40	45 bis 50

Tabelle III. Zeitfolge der Grundüberholungen.

Bauteil	Zulässige Betriebsstunden zwischen zwei Grundüberholungen
Zelle: Neuere Metallbauten	700 bis 1000
Gemischtbauweise	400 bis 700
Ältere Metallbauten	
Motor	150 bis 400

Eine wesentliche Vereinfachung für die Durchführung der betriebstechnischen Arbeiten und für die Materialversorgung kann durch Vereinheitlichung der Typen erreicht werden. Daher ist es vom Standpunkte dieser Fragen aus gesehen anstrengenswert, daß jedes Verkehrsunternehmen einen in bezug auf Flugzeugtypen möglichst gleichartigen Flugzeugpark besitzt.

Die Zahl der zum Einsatz gelangenden Flugzeuge und die Verteilung des Flugzeugparkes innerhalb des Streckennetzes ergeben ebenfalls aus den Betriebsdispositionen der einzelnen Verkehrsunternehmen in Verbin-

dung mit den nachfolgend zu behandelnden Streckenleistungen unmittelbare Schlüsse auf den fallweise erforderlichen Hallenraum und auf den Umfang des betriebstechnischen Dienstes. Außer den zur Abwicklung des Verkehrs unbedingt nötigen Flugzeugen müssen noch Reservflugzeuge und Reservemotoren vorhanden sein, die als Ersatz für überholungsbedürftige Maschinen dienen und außerdem bei Eintritt unvorhergesehener Zwischenfälle herangezogen werden können.

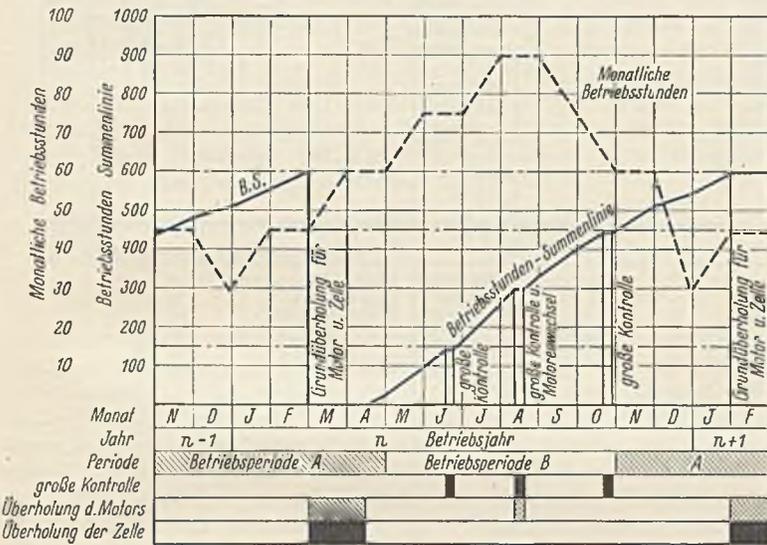


Abb. 1. Beispiel eines Flugzeug-Betriebsdiagramms.

Annahmen: Große Kontrolle des Flugzeugs nach 150 Betriebsstunden
Grundüberholung des Motors (Motorwechsel) 300
Grundüberholung der Zelle 600
Betriebsstundenzahl zu Beginn der Untersuchung für die Zelle 435
für den Motor 135.

Für die Beurteilung der Kontroll-, Instandsetzungs- und Überholungsarbeiten hinsichtlich deren Zeitfolge und Umfang erfordern auch die Betriebsleistungen des Flugzeugparkes weitgehende Berücksichtigung. Die durchschnittlichen Jahresleistungen der Verkehrsflugzeuge erreichen bei den einzelnen Gesellschaften sehr ungleiche Werte, die etwa zwischen 200 bis 1000 Betriebsstunden je Jahr schwanken. Bei Zugrundelegung einer Überholungszeitfolge der Zellen nach 800 Stunden und der Motoren nach 200 Stunden ergeben sich für die genannten durchschnittlichen Betriebsstundenzahlen Überholungshäufigkeitswerte von:

0,25 bis 1,25 Zellenüberholungen je Flugzeug und Jahr
1,00 bis 5,00 Motorüberholungen je Flugzeug und Jahr
bei 200 bzw. 1000 jährlichen Betriebsstunden.

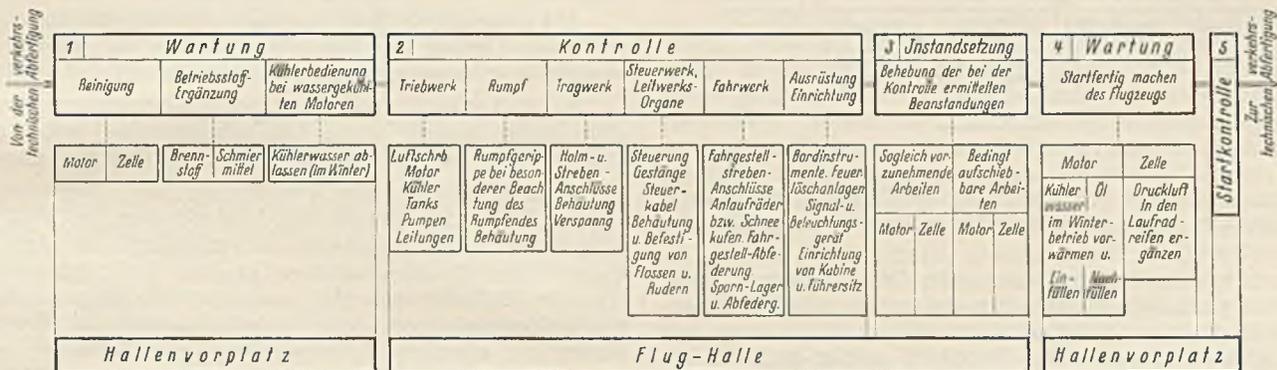


Abb. 2. Arbeitsplan der Wartungs-, Kontroll- und Instandsetzungsarbeiten.

Natürgemäß erreichen Flugzeuge des Langstreckenverkehrs vielfach leicht 800 bis 1000 Betriebsstunden je Jahr, während Flugzeuge des Kurzstreckendienstes im Rahmen des Sommerluftverkehrs oftmals 200 bis 400 Betriebsstunden kaum überschreiten. Allgemein kann jedoch gesagt werden, daß bei den meisten Luftverkehrsunternehmen jedes im laufenden Streckendienst eingesetzte Flugzeug jährlich einmal überholt wird.

Ein übersichtliches Bild über die Verwendung jedes einzelnen Flugzeuges gibt der Betriebsplan, der aus den Betriebsdiagrammen der eingesetzten Flugzeuge besteht und der auf Grund der Betriebsleistungen des Verkehrsplans und der Werte für Zeitfolge und Zeitaufwand von Hauptkontrollen und Überholungen zu entwerfen ist. Der Verlauf der Betriebsdiagramme für die einzelnen Flugzeuge gibt dann den entsprechenden Dienststellen wichtige Aufschlüsse über die zeitliche Verteilung der Hauptkontrollen und Überholungen. Aus der Zusammenlegung der Betriebsdiagramme kann weiterhin der für den Ausbau und Betrieb der Werften erforderliche Werftbeschickungsplan entwickelt werden, worauf noch an

späterer Stelle zurückzukommen sein wird. Abb. 1 soll den Aufbau eines Flugzeug-Betriebsdiagramms erläutern.

Die Festlegung eines derartigen Betriebsplans für den gesamten Flugzeugpark geschieht bei den meisten Luftverkehrsgesellschaften. Dieser Betriebsplan gibt einen wertvollen Überblick über die Gesamtdisposition der Flugzeuge, wenngleich er gelegentlich durch unvorhergesehene Vorkommnisse nachträgliche Abänderungen erfahren muß. Ein sorgfältig entworfener Betriebsplan bewirkt auch einen möglichst gleichmäßigen Arbeitsanfall für die Werftbetriebe, wodurch deren tunlichst wirtschaftliche Bemessung erreicht werden kann.

II. Die Durchführung der regelmäßigen betriebstechnischen Arbeiten an Verkehrsflugzeugen.

1. Die täglichen Wartungs-, Kontroll- und Instandsetzungsarbeiten.

Nach Behandlung der allgemeinen Fragen des betriebstechnischen Dienstes am Flugzeugpark ist es nun für das richtige Entwerfen betriebstechnischer Anlagen ungemein wichtig, die grundsätzliche Durchführung der entsprechenden Arbeiten kennenzulernen. Die einzelnen Arbeitsvorgänge werden dabei synthetisch aufgebaut, so daß deren planmäßige Aufeinanderfolge ein deutliches Bild der jeweiligen Gesamtarbeit darstellt.

Abb. 2 zeigt Zusammensetzung und zeitlichen Verlauf der täglichen Wartungs-, Kontroll- und Instandsetzungsarbeiten im Endhafen und die örtliche Disposition dieser Arbeitsgruppen. Bei günstigen Witterungsverhältnissen werden die Flugzeuge nach Zurücklegung der Flugstrecke auf dem künstlich gefestigten Hallenvorplatz zur Vornahme der Wartungsarbeiten aufgestellt, während bei schlechter Witterung sämtliche betriebstechnische Arbeiten gegenwärtig in den Hallen zur Durchführung gelangen, wenn nicht örtliche feuerpolizeiliche Vorschriften die Brennstoffnachfüllung außerhalb der Hallen fordern²⁾.

Außer den Brennstoffmengen, die in Tankanlagen aufbewahrt sind, müssen auch entsprechende Ölvorräte bereitstehen, wozu ein geeigneter Lagerraum vorgesehen werden soll.

Nach Erledigung der Wartungsarbeiten kann die Vornahme der Endhafenkontrolle beginnen, zu deren Durchführung die Aufstellung der Flugzeuge innerhalb der Flughallen gegenwärtig kaum vermeldbar ist. Der Gang dieser Arbeiten ist bei den meisten Gesellschaften genau festgelegt. Die erhobenen Beanstandungen werden bei einigen Verkehrsunternehmen in besonderen Vordrucken zusammengestellt. Auf Grund der Kontrollergebnisse werden die Instandsetzungsarbeiten bestimmt, die in sogleich vorzunehmende und bedingt aufschiebbar Arbeiten gegliedert werden können. Sämtliche technischen Mängel an Flugzeugen, die im Interesse der Sicherheit vor Antritt des nächsten Fluges beseitigt werden müssen, werden in jedem Endflughafen sogleich behoben, während umfangreichere, aufschlebbare Arbeiten auf mehrere Instandsetzungsperioden verteilt, wenn tunlich, in den Heimathäfen der Flugzeuge ausgeführt werden. Dadurch ergibt sich einerseits die Möglichkeit einer gleichmäßigeren Ver-

teilung der Instandsetzungsarbeiten und andererseits der Vorteil der Behandlung aufschlebbarer Mängel durch das Personal und mit den Lagerbeständen des Heimathafens. Die rasche und technisch hochwertige Ausführung der Kontroll- und Instandsetzungsarbeiten wird durch günstige Zugänglichkeit der wichtigen Bauglieder des Flugzeuges, wie auch durch entsprechende Beleuchtung der Arbeitsstellen sehr erleichtert. Die Zugänglichkeit der Konstruktionsteile wird hierbei sowohl durch praktische bauliche Anordnungen der Flugzeugteile selbst, wie auch durch ausreichende äußere Hilfsmittel erreicht, zu denen die verschiedenen Arbeitsbühnen zählen, deren richtige Ausgestaltung besonders bei Großflugzeugen wesentlich ist. Ferner spielt die technische Einrichtung der Hallenwerkstätten und der Lager in den Endflughäfen eine wichtige Rolle. Besonders bei Raum-mangel in den Hallen und für den Fall einer Aufstellungsmöglichkeit der Großflugzeuge im Freien ist die Kürzung der Arbeitsvorgänge 2 und 3

²⁾ Vgl. Deutsche Luft-Hansa-Nachrichten 1930, Heft 7/8.

sehr wünschenswert und besonders bei Anwendung künftiger Kontroll- und Instandsetzungshallen für deren Leistungsfähigkeit von ausschlaggebender Bedeutung.

Das Startfertigmachen der Flugzeuge geschieht täglich vor Einsatz der Maschinen in den laufenden Dienst. Die zu behandelnden Flugzeuge werden am Hallenvorplatz aufgestellt, die Laufradreifen werden gegebenenfalls nachgepumpt, und im Winterbetrieb müssen bei niedriger Temperatur Öl und Kühlwasser vorgewärmt eingefüllt werden. Besondere Wasser- und Ölwärmer, meist als fahrbare Kessel ausgebildet, werden dazu verwendet. Jede Maschine wird schließlich nochmals generell kontrolliert, sowie in bezug auf die Motorenlage einem Probelauf mit vorgelegten Bremschuhen unterzogen. Der Hallenvorplatz, der für die Aufstellung der Flugzeuge während der Wartungsarbeiten, ferner für die Startkontrolle und für die Durchführung der Rangierarbeiten vielfach benötigt wird, muß demnach über entsprechende Abmessungen (meist gleich jener der zugehörigen Hallenfläche) verfügen und eine entsprechende künstliche Oberflächenfestigung besitzen, die der Beanspruchung durch den an dieser Stelle sehr verdichteten Verkehr der Maschinen standhält und die das Aufwirbeln von Bodenteilen beim Abbremsen der Motoren verhindert.

Flugzeughalle, Werkstätten und Hallenvorplätze ergeben demnach einen einheitlichen betrieblichen Komplex, dessen zweckmäßige bauliche Ausführung auf Grund der nunmehr festgelegten betriebstechnischen Forderungen im weiteren Verlauf dieser Arbeit behandelt werden wird.

2. Grundüberholung.

a) Motor. Die zur Grundüberholung gelangenden Motoren werden entweder mit überholungsreifen Flugzeugen in den Werften eingeliefert, in der Montagehalle der Werft ausgebaut und nach den Motorenwerkstätten überstellt, oder bei Betriebstüchtigkeit der Zelle im entsprechenden Endflughafen (meist Heimathafen) der Maschine demontiert (Motorwechsel) und in Motorenkisten verpackt, mittels Bahn oder Lastkraft-

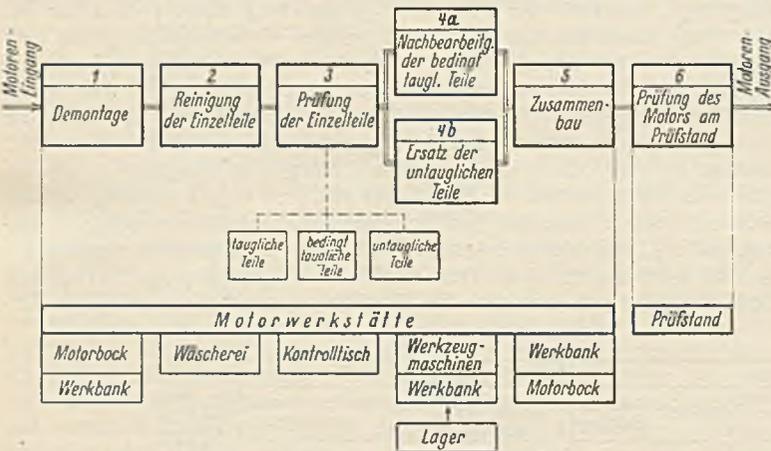


Abb. 3. Arbeitsplan einer Motorüberholung.

wagen der Überholungsstelle zugeleitet. Der Arbeitsplan einer Motorenüberholung ist in Abb. 3 dargestellt und läßt sechs verschiedene Arbeitsgänge unterscheiden:

1. Auseinanderbau des Motors (Demontage): Der eingelieferte Motor wird auf einen Motorbock aufgesetzt und zerlegt, wobei die Einzelteile auf Werkbänken Platz finden.
2. Reinigung der Einzelteile: Die Einzelteile werden nach der gesonderten Wäscherei gebracht und unter Anwendung von Benzin bzw. Wasser und Selse gereinigt.
3. Prüfung der Einzelteile: Auf Kontrolltischen werden die Einzelteile einer eingehenden Prüfung bzw. Aufmessung unterzogen, wobei bedingt taugliche Teile einer Nachbearbeitung zugeführt und untaugliche Teile ausgeschieden werden.
4. a) und b). Unter Zuhilfenahme der verschiedenen Werkzeugmaschinen geschieht hierauf die Nachbearbeitung der bedingt tauglichen Teile, während sämtliche untauglichen Werkstücke aus den Lagerbeständen im Wege des Austauschbaues ersetzt werden.
5. Auf Werkbänken werden sodann die einzelnen Zylinder komplett montiert. Der Zusammenbau des gesamten Motors geschieht wieder am Motorbock, worauf der Motor nach genauer Durchsicht zur praktischen Prüfung reif ist.
6. Die Erprobung des überholten Motors findet durch längere Läufe am Prüfstand statt, wobei die allgemeine Arbeitsweise des Motors kontrolliert wird und die besonderen, für die Motorleistung charakteristischen Werte zur Messung gelangen. Nach günstigem Verlauf der praktischen Prüfung kann der Motor wieder als betriebsfähig

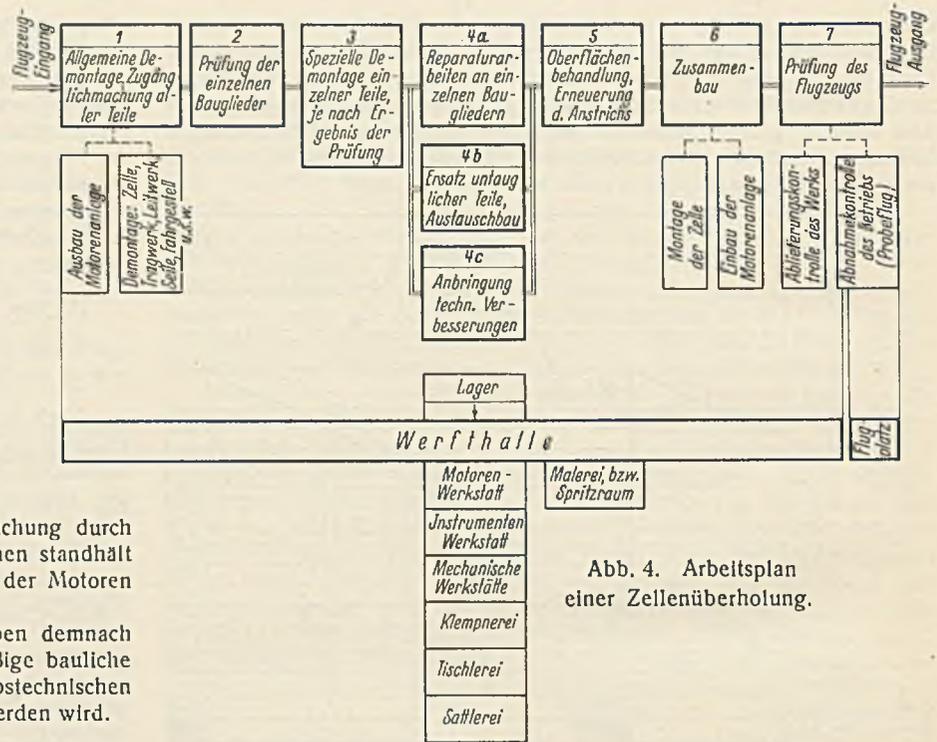


Abb. 4. Arbeitsplan einer Zellenüberholung.

in Flugzeuge eingebaut werden. Bis zum Abtransport werden überholte Motoren in gesonderten und abschließbaren Lagerräumen aufbewahrt.

b) Zelle. Der Arbeitsplan der Grundüberholung einer Flugzeugzelle besitzt in seinem Aufbau große Ähnlichkeit mit jenem der Motorüberholung, nur werden in diesem Falle durch Zahl, Vielseitigkeit und Verschiedenartigkeit der Bauteile von Zellen die grundsätzlich gleichen Arbeitsgänge in der Detaildurchführung weitgehender entwickelt. Abb. 4 veranschaulicht die Hauptarbeitsgänge einer Zellenüberholung und bringt die einzelnen Arbeitsabschnitte sinngemäß mit den entsprechenden örtlichen Arbeitsstellen in Verbindung.

Arbeitsgang 1: Der Umfang der allgemeinen Demontage ist von den Betriebsleistungen des Flugzeuges und vom Befund einer generellen Besichtigung abhängig. Das Flugzeug wird aufgebockt, die Motorenanlage bei Bedarf ausgebaut und sämtliche Hauptbauelemente werden entfernt, deren Bauzustand gleich anfangs eine Erneuerung oder eingehende Kontrolle dieser Teile als erforderlich erscheinen läßt (Demontage des Fahrgestells, der Tragflächen, des Leitwerks, Entfernung der Rumpfhaut bzw. Tragflächenbespannung).

Arbeitsgang 2: Eine eingehende Prüfung der einzelnen Bauglieder ergibt den Umfang der Überholungsarbeiten im engeren Sinne. Meist werden diese Beanstandungen ausführlich schriftlich festgelegt.

Arbeitsgang 3: Auf Grund der vorangegangenen Prüfung ergeben sich vielfach weitere kleine Demontagearbeiten, wobei einzelne Konstruktionsteile zur Vornahme besonderer Reparaturen ausgebaut werden.

Arbeitsgang 4: Die Durchführung der Überholungsarbeiten im engeren Sinne wird teils in den Montagehallen der Werft, teils in den entsprechenden Werkstatträumen bewerkstelligt. Die Arbeiten umfassen Reparaturen einzelner Bauglieder (4a), den Ersatz untauglicher Teile im Wege des Austauschbaues (4b), sowie gegebenenfalls das Anbringen technischer Verbesserungen (4c). Je nach Bauweise der Flugzeuge werden hierbei die einzelnen Arbeitsvorgänge verschiedenartig gestaltet sein. Holzkonstruktionen des Tragwerkes, Stoffbehütung eines Stahlrohrumpfes und Duralbauglieder der Ganzmetallflugzeuge bedingen verschiedene Arbeitsvorgänge bei Vornahme einer Grundüberholung, wodurch auch entsprechend ungleiche Anforderungen an die Einrichtung der Werftanlagen entstehen. Besondere Sorgfalt verlangt die Prüfung und etwaige Instandsetzung der Bordinstrumente, die bei Demontage des Flugzeuges fallweise ausgebaut und nach der Instrumentenwerkstätte gebracht werden. Instrumentenwarte behandeln unter Anwendung von Prüfapparaten die einzelnen Meßinstrumente und sorgen für die erforderliche Genauigkeit dieser wichtigen Flughilfsmittel.

Arbeitsgang 5: Die Oberflächenbehandlung der Zelle durch Anstrich bzw. Spritzverfahren folgt den Reparaturarbeiten und wird bei kleineren Bauteilen in eigenen Spritzräumen, für Rumpf und Tragwerk vielfach in den Montagehallen ausgeführt.

Arbeitsgang 6: Der Zusammenbau umfaßt die Montage der Zelle und den Einbau der Motorenanlage, die nach durchgeführter Motorüberholung aus der Motorenwerkstätte zugebracht wird. Die Reihenfolge der einzelnen Arbeitsvorgänge der Montage wird wieder der baulichen Eigenart jeder Flugzeugkonstruktion angepaßt sein. Besonders bei diesem

Arbeitsgang tritt die Zweckmäßigkeit einer klaren und einfach zugänglichen konstruktiven Durchbildung des gesamten Flugzeuges in Wirkung und beeinflusst sowohl Zeit- als auch Personalaufwand dieses Arbeitsganges günstig. Auch das Vorhandensein technischer Hilfsmittel zur Vornahme der Montagearbeiten wird besonders bei größeren Flugzeugtypen unentbehrlich sein.

Arbeitsgang 7: Das nunmehr fertiggestellte Flugzeug wird vor seinem Einsatz in den regelmäßigen Flugbetrieb einer eingehenden Gesamtprüfung unterzogen, die sich bei den größeren Luftverkehrsgesellschaften aus der Ablieferungskontrolle des Werkes und der Abnahmekontrolle des Betriebes zusammensetzt. An Hand der Beanstandungsvordrucke wird die Durchführung der erhobenen technischen Mängel in der Halle geprüft, worauf durch Probeflüge mit Flugleistungsmessungen die technische Eignung der Maschine festgestellt wird.

III. Die Untersuchungsergebnisse als Grundlagen für die Ausgestaltung der Flugzeughallen und Werftanlagen.

A. Flugzeughallen und Betriebswerkstätten.

1. Allgemeine Grundsätze.

Flugzeughalle und Betriebswerkstätte bilden stets einen einheitlichen Betriebskomplex, der zum Unterstellen der Flugzeuge während größerer Betriebspausen und zur Durchführung von Wartungs-, Kontroll- und Instandsetzungsarbeiten dient. Die entsprechenden bautechnischen Anlagen umfassen daher Unterstellräume und Werkstatträume, wobei erstere sowohl für die Bergung, wie auch für die Durchführung der betriebstechnischen Arbeiten benutzt werden. Die organische Gestaltung der Hallenanlagen wird einerseits durch den verkehrlichen bzw. betrieblichen Charakter des entsprechenden Flugplatzes und andererseits durch die Arten der zu behandelnden Flugzeuge bestimmt. Diese Beziehungen zeigt nachstehende Übersicht (Tabelle IV).

Tabelle IV.

Art des Flughafens	Hallen	Beispiel
Endflughafen I. Ordnung ¹⁾	Hallen für sämtliche Größenklassen der Verkehrsflugzeuge, gegebenenfalls Kontroll- und Instandsetzungshalle für Großflugzeuge ²⁾ . Hallen für Sportflugzeuge.	Berlin
II. Ordnung	Hallen für mittlere und kleinere Typen, gleichzeitig auch für Sportflugzeuge.	Gleiwitz
Durchgangsflughafen I. Ordnung ³⁾	Hallen für mittlere und kleinere Typen, gegebenenfalls Bergung eines Reserve-Großflugzeuges. Sportflugzeughalle.	Frankfurt/M.
II. Ordnung	Hallen für mittlere und kleinere Typen.	Cottbus
Sportflugplatz	Sportflugzeughallen mit etw. Unterstellgelegenheit für kleinere Verkehrsflugzeuge.	Heston Air Park (Engl.)

¹⁾ Die Unterteilung der Flughäfen in Anlagen I. und II. Ordnung hat in diesem Falle lediglich Bezug auf die Größenklassen der den Flughafen benutzenden Flugzeugtypen. Von Großflugzeugen angeflogene Häfen sind unter Anlagen I. Ordnung erfaßt, während die von kleineren Typen benutzten Anlagen der II. Ordnung eingereiht wurden.

²⁾ Vgl. v. Beyer-Desimon, Zur Frage der Unterbringung von Großflugzeugen. Bautechn. 1929, Heft 40.

³⁾ Vielfach gleichzeitig auch Endflughäfen II. Ordnung.

Die nächsten Entwicklungsabschnitte des Luftverkehrs werden naturgemäß auch die zu behandelnde Materie grundlegend beeinflussen und sich besonders auf die verkehrs- und betriebstechnische Wertung der Flughäfen und auf die bauliche Gestaltung der Flugzeuge auswirken. Es ist klar, daß manche Endflughäfen des gegenwärtigen Luftliniennetzes in Zukunft als Durchgangshäfen eines großzügig trassierten Weltluftverkehrsnetzes erscheinen, und daß ferner viele heutige End- und Durchgangsflughäfen II. Ordnung in einem späteren Zeitpunkte nur als Stützpunkte des Gelegenheitsluftverkehrs dienen werden. Ebenso ist anzunehmen, daß die Entwicklung des Flugzeugbaues in nicht zu fernen Tagen noch schärfer ausgeprägte Sondertypen in den Verkehr bringt. Auf den Hauptstrecken kleine schnelle Postflugzeuge (Klasse I bis II), mittlere Frachtmaschinen (Klasse II) und Großflugzeuge für den Passagier- und Gepäckdienst (Klasse III). Auf den Nebenlinien werden voraussichtlich teils die Postflugzeugtypen verkehren, teils Maschinen der Klasse II für den Passagier-, Gepäck- und Frachtdienst gemeinsam.

Die künftige Sportluftfahrt dürfte schließlich zwei Flugzeugkategorien heranziehen, das Sportflugzeug im engeren Sinne, kleine, meist offene

Maschinen (Klasse I) für ausgesprochene Sportzwecke, und das private Reiseflugzeug, ein größeres schnelleres Kabinenflugzeug (Klasse I bis II), das auch im gewerblichen Bedarfsluftverkehr Anwendung finden könnte.

Wenngleich auch eine derartige Gestaltung nur auf Grund allgemein sichtbarer Entwicklungstendenzen abgeleitet werden kann, ist deren Beachtung in betrieblicher Hinsicht schon heute wünschenswert, wenn es sich darum handelt, große bauliche Anlagen zu schaffen, deren Amortisation sich auf längere Frist erstrecken soll.

2. Flughallenanlagen für Endflughäfen.

Die Verkehrsflughallen der Endflughäfen müssen die dauernd im jeweiligen Flughafen stationierten Flugzeuge bzw. die daselbst vorübergehend befindlichen Maschinen des Streckendienstes während größerer Betriebspausen aufnehmen und, wie schon erwähnt, für die Vornahme der laufenden betriebstechnischen Arbeiten auf Endflughäfen eingerichtet sein.

Raumbedarf und Raumdisposition. Die Zusammensetzung und Gliederung der Betriebsräume dieser Anlagen wird unter Berücksichtigung der betriebstechnischen Arbeiten je nach Typ der zu behandelnden Maschinen und je nach Betriebsumfang der Anlage bestimmt. Den Hauptanteil der Anlage bildet der Hallenraum, dem die betrieblichen Nebenräume angegliedert sind. Diese betrieblichen Nebenräume können sich aus folgenden Raumgruppen zusammensetzen:

I. Werkstätten:

Mechanische Werkstätte, Schmiede, Klempnerei, Tischlerei, Sattlerei, Instrumentenraum.

II. Lagerräume:

Werkzeuglager, Ersatzteillager, Gummilager, Schmierstofflager.

III. Verwaltungs- und Diensträume:

Büro der Betriebsleitung, Buchhaltung, Meisterbude, Dienstraum des Tankmeisters.

IV. Wohlfahrtsräume:

Umkleide- und Aufenthaltsraum, Waschraum, Aborte.

V. Heizung: Heizraum, Kohlenkeller.

Kleine Endflughäfen (II. Ordnung) werden an Nebenräumen einen Werkstattraum, zwei Lagerräume, eine Meisterbude und einen Wohlfahrtsraum benötigen, während die Anlagen der großen Endflughäfen das vollzählige Vorhandensein der obengenannten Räume bedingen. Wenn in bestimmten Fällen nur Ganzmetallflugzeuge zum Einsatz gelangen, kann naturgemäß der für die Holzbearbeitung vorgesehene Arbeitsraum entfallen. Auf dem Wege vom kleinen Endflughafen zu den Anlagen eines zentralen Endflughafens gibt es eine große Zahl von Zwischenstufen, die aus finanziellen Gründen vielfach nicht unter voller Berücksichtigung aller betriebstechnischen Anforderungen ausgestaltet werden können. In solchen Fällen kann durch singemäße Zusammenlegung entsprechender Arbeitsräume, wie z. B. Klempnerei und Schmiede, Instrumentenwart und mechanische Werkstätte, Buchhaltung und Meisterbude u. a., eine den jeweiligen Verhältnissen angepaßte Lösung gefunden werden.

Der Anschluß dieser Nebenräume an den Hallenraum wird entweder durch Einbau der Betriebsräume in die Halle selbst oder durch deren Anbau an den Hallenbau getroffen. Besonders bei kleinen Anlagen und vorwiegend bei Hallen mit Vollbogendach-Konstruktionen wird aus bautechnischen Gründen der Einbau der Nebenräume bevorzugt. Betriebstechnisch zeigt diese Lösung fast immer den Nachteil einer stark gebundenen Raumgestaltung und einer dezentralen Lage der Betriebsräume. Größere Anlagen werden daher mit Vorteil derart entworfen, daß diese Nebenräume in einem gesonderten Anbau einer Hallenlängswand oder als eigener Werkstattraum zwischen zwei Flugzeughallen (Flughallen-Berlin-Tempelhof) zusammengefaßt werden.

Nicht uninteressant ist auch die Grundrißgestaltung der amerikanischen Hexagonhallen (Hexagonhalle Los Angeles), die zentral gelegene Betriebsräume innerhalb einer Sechseckgrundfläche der Flughalle vorsieht.

Kleinere Nebenbauten werden vorwiegend nur als Erdgeschoßbauten ausgeführt, größere Anlagen hingegen erhalten vielfach ein Obergeschoß sowie einige Kellerräume. Die Raumverteilung mehrgeschossiger Betriebsbauten wird dann derart getroffen, daß im Erdgeschoß Werkstätten, Werkzeug- und Materialgebrauchslager sowie die Meisterbude Platz finden, während das Obergeschoß die sekundären Lagerräume, ferner die Verwaltungs- und Wohlfahrtsräume aufnimmt. Im Kellergeschoß sind meist Heizräume, Kohlenkeller und Gummilager angeordnet.

Bei Entwurf des Grundrißplanes ist besonders darauf zu achten, daß die Lage der verschiedenen Betriebsnebenräume sowohl in bezug auf die Halle als auch gegeneinander den Anforderungen der Arbeitsdurchführung entspricht. In erster Linie müssen die primären Lagerräume wie auch die Meisterbude tunlichst zentral gelegen sein, und letztere soll einen guten Überblick über den gesamten Betrieb bieten. Die Meisterbude wird daher oft an etwas erhöhter Stelle derart angeordnet, daß sie in den Hallenraum erkerartig vorspringt und dadurch besseren Ausblick gewährt. Anschließend an die Lagerräume kann zweckmäßig die mechanische Werkstätte liegen, an welchen Zentralkomplex sich dann die anderen Betriebsräume angliedern. Die Abmessungen der Gesamtanlage werden durch

die Zahl der zu bergenden und maschinentechnisch abzufertigenden Flugzeuge bestimmt. Diese Zahl gestattet in erster Linie, die erforderliche Hallengrundfläche zu berechnen, wobei nach Ermittlungen des Verfassers³⁾ für heutige Verkehrsflugzeuge etwa 12 bis 20 m² Hallenfläche je m Flügelspannweite des Flugzeuges zu rechnen sind. Dieser Wert wird von der Größenklasse der Flugzeuge und deren Aufstellungsart im Halleninnern stark beeinflusst; die untere Grenze gilt für kleinere Flugzeuge in stark gedrängter Anordnung, während die obere Grenze bei größeren locker aufgestellten Maschinen erreicht wird. Die Fläche der betrieblichen Nebenräume kann hierauf je nach technischer Wertung des Flughafens und der Betriebsanlage als Funktion der Hallenfläche ausgedrückt werden. Ein Überblick über die Flächenverhältnisse einiger ausgeführter Anlagen (Tabelle V) soll diese Zusammenhänge zeigen.

Tabelle V.

Flugzeughalle	Bebaute Hallenfläche f_1		Fläche d. betrieblichen Nebenräume f_2	
	in m ²	in % der Gesamtfläche $f_1 + f_2$	in m ²	in % der Gesamtfläche $f_1 + f_2$
1	2	3	4	5
Berlin-Tempelhof (Halle IV)	4800	87	720	13
Stuttgart-Böblingen Verkehrsflugzeughalle	3410	80	853	20
München-Oberwiesenfeld	5740	79	1560	21
Cottbus	922	84	175	16
Los Angeles (Hexagonhalle)	4776	89	574	11

Die Bemessung der Einzelräume im Rahmen dieser Bemessungsgrundlagen muß fallweise bei Berücksichtigung der jeweils vorliegenden besonderen betrieblichen Verhältnisse erfolgen. Durch sinngemäße Übertragung der nachfolgend unter Werftanlagen zu behandelnden Größenverhältnisse der einzelnen Betriebsnebenräume können für die Lösung dieser Fragen weitere Anhaltspunkte gewonnen werden.

Wichtig ist ferner die zweckmäßige Anordnung der Durchgangs- und Lichteinfallöffnungen. Vom Standpunkte der betriebstechnischen Arbeiten werden in dieser Hinsicht folgende Punkte zu berücksichtigen sein:

Größe und Lage der Hallentore: Die Toröffnungen der Hallen sollen eine günstige Verbindung zwischen dem Halleninneren und dem Hallenvorgelände bieten und mit Rücksicht auf diese Bedingung eine möglichst große Fläche der Hallenumwandung einnehmen. Hallen mit Toröffnungen an mehreren Wandflächen besitzen jedoch den Nachteil, daß durch gleichzeitiges Öffnen mehrerer Tore stärkere Luftströmungen im Halleninneren entstehen, die sowohl eine Versandungsgefahr herbeiführen, als auch auf die Raumtemperatur im Winter einen ungünstigen Einfluß ausüben (Flughallen: Los Angeles, München-Oberwiesenfeld). Ein Mittelweg, der sämtlichen Gesichtspunkten tunlichst entspricht, wird durch die Ausführung langgestreckter Hallen erreicht, mit Torflächen, die eine ganze Hallenlängswand einnehmen, die gegen das Rollfeld zu gerichtet sind und die möglichst parallel zur vorherrschenden Windrichtung liegen.

Anordnung der Durchgangsöffnungen im Halleninneren: Die Lage der Werkstätten- und Lagerräume ist derart zu wählen, daß tunlichst alle Betriebsräume unmittelbare Verbindungsöffnungen nach der Halle zu aufweisen, welche Möglichkeit durch einen langgestreckten Werkstättenbau besonders günstig gegeben ist.

Lichteinfallöffnungen: Die Durchführung der betrieblichen Arbeiten verlangt günstige Tagesbeleuchtung, die durch Einbau entsprechender Glasflächen in Dachhaut und in Seitenwände erreicht werden kann. Die erforderliche Größe der Glasflächen darf durchschnittlich mit 20% der Grundrißfläche des Hallenraumes angenommen werden. Naturgemäß spielt auch hierbei die Verteilung der Lichteinfallöffnungen eine maßgebende Rolle, wozu bemerkt werden kann, daß wenigstens 50% der erforderlichen Lichtfläche in den Seitenwänden untergebracht werden sollen. Naturgemäß sind auch die klimatischen Verhältnisse zu berücksichtigen. In Gegenden mit niedrigen Wintertemperaturen muß die Erschwerung der Hallenheizung bei Vorhandensein großer Glasflächen in Betracht gezogen werden, während in warmen Zonen flache Dachlichter eine allzu starke Erwärmung des Hallenraumes hervorrufen. In Amerika wurden die vielfach günstigen Erfahrungen im Industriebau bei Ausführung ausgedehnter Glaswände auch auf den Flugzeughallenbau übertragen, so daß viele amerikanischen Hallen Lichtöffnungen zeigen, die eine ganze Hallenwand einnehmen und auch oftmals in die Torflächen eingebaut sind. Diese Anordnung wird bei richtiger Orientierung der Lichtflächen eine günstige Wirkung auf die Beleuchtungs- und Arbeitsverhältnisse dieser Anlagen ausüben. An dieser Stelle sei auch

auf ein von Prof. Maier-Leibnitz entwickeltes Verfahren⁴⁾ hingewiesen, das wertvolle Grundlagen für die Ermittlung der Tageslichtzuführung in geschlossene Räume ergibt. Mit Rücksicht auf die große Bedeutung günstiger Tageslichtverhältnisse in Flugzeughallen und Werften kann dieses Verfahren mit Vorteil zur Beurteilung der erforderlichen Größe und Anordnung der Fensteröffnungen Anwendung finden.

Die technischen Einrichtungen der Flugzeughallen: Die technischen Einrichtungen derartiger Betriebe umfassen die Anlagen für Beleuchtung, Kraftstrom- und Fernsprechtbetrieb, die Einrichtungen für Hallenheizung und Wasserversorgung, ferner Hebezeuge, Fördergeräte und Werkzeugmaschinen und schließlich die erforderlichen Hilfsgeräte zur Durchführung der verschiedenen Arbeitsvorgänge:

- Hebezeuge: Für Hallenbetriebe sind vorwiegend leichte Laufkatzenkrane und fahrbare Handkrane für Motorenwechsel erforderlich.
- Werkzeugmaschinen, Werkbänke usw.: Eine dem Betriebsumfang der Anlage und der Typen der zu behandelnden Maschinen entsprechende Auswahl von Werkzeugmaschinen und Werkbänken (Holzbearbeitung: Hobelbank, Säge- und Bohrmaschine; Metallbearbeitung: Werkbänke mit Schraubstöcken, Drehbank, Metallbohrmaschinen, Schweiß- und Löteinrichtung).
- Technische Hilfsmittel: Preßluftanlasser, Sporn- und Fahrgestellwagen, Bremschuhe, Ölvorwärmer und Kühlwasserkessel für den Winterflugbetrieb. Leichte und fahrbare Revisionsgerüste für die Untersuchung von Großflugzeugen. Zur Prüfung der Bordinstrumente und Zündkerzen kommen ferner noch bei größeren Anlagen entsprechende Prüfeinrichtungen in Betracht, die in der Instrumentenwerkstatt Aufstellung finden.

3. Hallenanlagen für Flughäfen mit vorwiegendem Durchgangsverkehr.

Im Gegensatz zu den Endflughäfen kommt für Flughäfen mit ausschließlichem Durchgangsverkehr die Bergung von Flugzeugen nur in sehr stark beschränktem Maße in Frage. Auch der Umfang der in diesen Stützpunkten auszuführenden betrieblichen Arbeiten ist meist sehr eingeschränkt, so daß die Anlagen auf derartigen Häfen meist kleineren Umfang haben. Naturgemäß ist eine klare Trennung zwischen End- und Durchgangsflyghäfen kaum zu treffen, denn die meisten Durchgangshäfen sind gleichzeitig Endflughäfen einiger Nebenstrecken. Daher sind in den Hallen dieser Häfen teils Reservemaschinen, teils Kursflugzeuge der Nebenlinien zu bergen, auf Grund welcher Überlegungen der Hallenraum bemessen werden muß.

Die betrieblichen Nebenräume werden in Umfang und Einrichtung den Anlagen kleiner Endflughäfen angepaßt sein, um so mehr, als daselbst größere betriebstechnische Arbeiten vorwiegend nur in Ausnahmefällen ausgeführt werden müssen. Daher wird das Material- und Ersatzteillager auch nur häufiger erforderliche Stücke umfassen. Jeder umfangreichere Lagerbestand in solchen Stationen verursacht nur brachliegendes Kapital, dessen Inanspruchnahme eine wirtschaftliche Schädigung der Luftverkehrsunternehmen bedeutet.

B. Werftanlagen.

1. Die örtliche Lage der Flugzeugwerften.

Die Bestimmung der örtlichen Lage der Werftanlagen des Luftverkehrs steht in engstem Zusammenhange mit den Grundlagen der betrieblichen Organisation der einzelnen Luftverkehrsgesellschaften.

Die Lage eines Werftbetriebes wird zweckmäßig in einem größeren Endflughafen des entsprechenden Streckennetzes gewählt. Kommt lediglich eine Werft für ein Streckennetz in Frage, so soll sie tunlichst zentral gelegen sein, während bei ausgedehnten Streckennetzen, die mehrere Werftbetriebe erfordern, die einzelnen dezentralisierten Werften in bezug auf die entsprechenden Netzabschnitte eine zentrale Lage aufweisen sollen.

Vielfach tritt auch der Fall ein, daß an ein Kontinentalnetz mit zentraler Werftanlage ein Fernstreckensystem angeschlossen ist, für dessen Betrieb entweder die Zentralwerft des Kontinentalnetzes allein als Endhafenanlage der Fernstrecken belassen wird (K. L. M.-Indienstrecke) oder mehrere Werften in entsprechenden Abschnitten der Fernstrecken zum Ausbau gelangen (Imperial Airways: Indienstrecke und Afrikadienst). Letzterer Fall wird sich besonders dann ergeben, wenn das Fernstreckennetz noch in sich eine besondere Gliederung aufweist oder durch abschnittweisen Wechsel der Flugzeugart eine Teilung der Werftbetriebe mit sich bringt. Bei Vorhandensein mehrerer Werftanlagen im Rahmen eines Luftverkehrsbetriebes stehen örtliche Lage und technische Ausgestaltung der Anlagen vielfach in engem Zusammenhang mit einer gewissen Spezialisierung der Betriebe auf bestimmte Flugzeug- und Motorentypen. Angenommen, ein Luftverkehrsunternehmen habe zwei Werftanlagen, wobei die Werft A im Zentrum eines Netzabschnittes liegt, dessen Betrieb zu 80% mit Flugzeugen in Gemischtbauweise betrieben wird, während nur 20% der eingesetzten Flugzeuge der Ganzmetallbauweise angehören. Im Netz-

³⁾ Vgl. von Beyer-Desimon, Flughafenanlagen, S. 66. Berlin 1931, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn.

⁴⁾ Vgl. Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Die bauliche Gestaltung von Industriebauten. Bd. I. Berlin 1932, Julius Springer.

abschnitt b gelangen 50% Flugzeuge der Gemischtbauweise und 50% Ganzmetalltypen zum Einsatz. In diesem Falle wird es zweckmäßig sein, die zum Netzabschnitt a gehörende und dazu tunlichst zentral liegende Werft A lediglich auf die Bearbeitung der Typen in Gemischtbauweise einzurichten und die Werft B als Hauptwerft für Überholungsarbeiten an Flugzeugen beider Bauweisen auszubauen. Eine örtliche Verschiebung der Werft B aus einer Zentrallage zu Netzabschnitt b in Richtung gegen Netzabschnitt a zu kann gegebenenfalls zweckmäßig sein.

Auch die Überholung der Motoren wird vielfach auf verschiedene Werften verteilt und der grundlegende Unterschied zwischen luft- und wassergekühlten Typen berücksichtigt. Dabei wird aus noch später zu behandelnden technischen Gründen das Bestreben vorherrschen, die Behandlung der luftgekühlten Motorenmuster tunlichst auf eine Werftanlage zu vereinigen, während es möglich und vielfach auch zweckmäßig ist, die wassergekühlten Motorentypen in einer jeder Werftanlage anzugliedernden Motorenwerkstätte zu überholen. Während überholungsbedürftige Flugzeuge im Rahmen des Streckenbetriebes den Werften zugeleitet werden, ist es bei Einzelmotoren notwendig, diese in Spezialkisten verpackt meist auf dem Bahnweg nach den Motorenwerkstätten zu überstellen. Da die Werftbetriebe stets auf die Belieferungsmöglichkeit im Bahnwege eingerichtet sein sollen, ist nicht nur deren Lage in nächster Nähe einer Bahnlinie erforderlich, sondern es ist auch wünschenswert, wenn ein entsprechendes Nebengleis unmittelbar an die Werftanlage herangeführt wird, damit der Transport der Materiallieferungen, Motoren und flugunfähigen Maschinen ohne Umladung am Bestimmungsort durchgeführt werden kann. Kommt jedoch Bahnanschluß nicht in Frage, so ist für den Ausbau einer guten Zufahrtsstraße zur Werft Sorge zu tragen.

2. Raumbedarf und Größenbemessung der Werftanlagen.

Der organische Aufbau eines Werftbetriebes setzt sich aus gleichen Grundelementen zusammen wie die Struktur einer Flughallenanlage und besteht in der Hauptsache aus dem Hallenraum, in diesem Falle als Montagehalle, und der Werkstättenanlage im weiteren Sinne, die naturgemäß in bezug auf die gesamte Bebauungsfläche einen wesentlich größeren Flächenanteil einnimmt als bei Flughallen. Eine übersichtliche Gliederung der verschiedenen Raumeinheiten eines Werftbetriebes kann in ähnlicher Weise wie jene von Flughallenanlagen entwickelt werden:

- A. Hallenraum (Montagehalle).
- B. Werkstätten:
Motorenwerkstatt, Motorenprüfstand, Mechanische Werkstätte (für den Zellenbau), Instrumentenwerkstätte, Klempnerei, Duralbad, Tischlerei, Anstreicher-Spritzraum, Sattlerei.
- C. Lagerräume:
Werkzeuglager, Werkzeugausgabe; Materiallager, Materialausgabe; Gummlager; Farblager; Schmierstofflager.
- D. Verwaltungs- und Kanzleiräume:
Betriebsbüro und Buchhaltung, Meisterbude, Lagerbuchhaltung.
- E. Wohlfahrtsräume:
Umkleide- und Aufenthaltsräume, Waschräume, Aborte.
- F. Heizanlage:
Kesselraum, Kohlenkeller.

Die Eingliederung der in obiger Zusammenfassung angeführten Raumeinheiten in den Rahmen einer Werftanlage wird durch deren betriebliche Einstellung bedingt. Werftbetriebe zur technischen Behandlung von Ganzmetallflugzeugen werden in bezug auf Werkstättenanlagen vorwiegend Metallbearbeitungsräume benötigen, während die für Flugzeugtypen in Gemischtbauweise eingerichteten Betriebe einen wesentlichen Teil der bebauten Fläche für Werkstätten zum Zwecke der Holzbearbeitung vorsehen müssen. Daher muß bei Ermittlung des Raumbedarfes einer Werftanlage stets auf die fertigungstechnischen Erfordernisse jeder besonderen Bauweise der Flugzeuge Rücksicht genommen werden.

Die Größenbemessung der Anlage und ihrer einzelnen Raumeinheiten wird durch die erforderliche Leistungsfähigkeit des Betriebes bestimmt. Eine methodische Errechnung der Raumgrößen bzw. Flächenwerte kann lediglich für die Abmessungen der Werfthalle vorgenommen werden, während die verschiedenen anderen Betriebsräume auf Grund statistisch erfaßbarer Erfahrungswerte nach Maßgabe der besonderen betrieblichen Anforderungen bemessen werden müssen.

Die Auswertung der bereits besprochenen Flugzeug-Betriebsdiagramme für den gesamten Flugzeugpark einer Gesellschaft ermöglicht die Aufstellung von Werftbeschickungsplänen (Abb. 5), die den Werftbetrieben ein deutliches Bild über den Arbeitsanfall und die Zeitfolge der Arbeiten geben. Auf Grund des Werftbeschickungsplanes, der gleichzeitig die maximale Zahl der planmäßig in Überholung befindlichen Flugzeuge, getrennt nach Größenklassen, darstellt, kann die Bemessung der Montagehallen stattfinden, wobei je nach Zusammensetzung des Flugzeugparkes 180 bis 240 m² je Flugzeug der gegenwärtig in Verwendung stehenden Typen in Rechnung zu stellen sind. Der spezifische Flächenbedarf für Werfthallen ist somit wesentlich niedriger als jener der Flugzeughallen, da sich stets einige Maschinen in demontiertem Zustande befinden und

dadurch eine bessere Ausnutzung der Gesamtfläche ermöglicht wird. Für Bruchreparaturen, soweit solche im Rahmen eines Luftverkehrsunternehmens zur Durchführung gelangen, muß ein Zuschlag von etwa 10% zu der nach obigen Grundlagen ermittelten Werfthallenfläche hinzuzurechnet werden. Naturgemäß muß bei Durchführung der Flächenermittlung stets auch auf eine in Zukunft mögliche Erweiterung des Betriebes Rücksicht genommen und ein entsprechender Zuwachsfaktor in Rechnung gestellt werden. Die nach diesen Verfahren ermittelte Hallenfläche wird meist durch Errichtung eines Hallenbaues erreicht werden können, welche Lösung einer Doppelhalle bzw. zwei getrennten Hallenbauten unbedingt vorzuziehen ist.

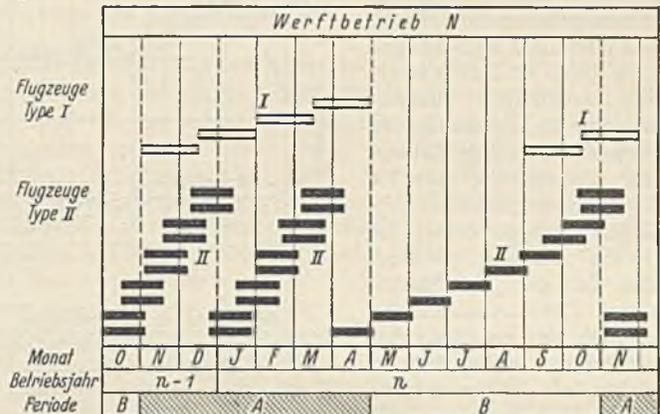


Abb. 5. Beispiel eines Werftbeschickungsplanes.

Tabelle VI. Die Flächenanteile der einzelnen Raumeinheiten eines Werftbetriebes an der bebauten Gesamtfläche der Anlage.

Raumeinheiten	% der bebauten Gesamtfläche
Montagehalle	36,0
Werkstätten:	
Motorenwerkstätte	10,0
Zellenbau-Werkstätten	8,3
Instrumentenwerkstätte	0,9
Klempnerei	0,4
Duralbad	0,6
Tischlerei	6,6
Anstreich- bzw. Spritzraum	1,0
Sattlerei	3,2
Gesamtfläche der Werkstätten	31,0
Lagerräume:	
Werkzeuglager	7,2
Werkzeugausgabe	2,8
Gummi-, Schmierstoff- und Farblager	3,2
Materiallager	1,8
Einlieferungslager	2,0
Gesamtfläche der Lagerräume	17,0
Verwaltungs- und Kanzleiräume:	
Betriebsbüro	2,4
Lagerbuchhaltung	1,0
Meisterbuden	1,6
Gesamtfläche der Verwaltungs- und Kanzleiräume	5,0
Sonstige Räume:	
Wohlfahrt	7,0
Heizanlage	4,0
Gesamtfläche dieser Räume	11,0
Bebaute Gesamtfläche	100,0

Das Ausmaß der Hallenfläche gibt weiterhin eine Grundlage zur empirischen Bestimmung des Flächenbedarfes der sonstigen Betriebsräume einer Werftanlage. Tabelle VI bringt die aus einer größeren Reihe von Erfahrungswerten abgeleitete Übersicht über das Verhältnis der in Frage kommenden Raumeinheiten zur Gesamtfläche einer für Flugzeuge der Metall- und Gemischtbauweise ausgestatteten Werftanlage, aus welcher Zusammenstellung Anhaltspunkte für die Bemessung der verschiedenen Raumgruppen und Einzelräume gewonnen werden können. Die gegebene Zahlenreihe entspricht mittleren Flächenwerten für Anlagen mit Hallenflächen zwischen 2000 und 3000 m². Die Flächengrößen sämtlicher Räume stehen hierbei in einem Verhältnis zur Hallenfläche, dessen

Änderung durch die Mindestwerte bestimmter Raumeinheiten und die stufenweise Ausnutzungsmöglichkeit betrieblicher Anlagen bedingt ist.

Allgemein ist darüber zu sagen, daß, abgesehen von der steigenden Flächenfunktion der Montagehalle bei zunehmender Werftleistung, größere Betriebe verhältnismäßig kleinere Flächenanteile der Betriebsräume aufweisen, während kleinere Anlagen infolge eines bestimmten, vom Betriebsumfang unabhängigen Flächenbedarfs einzelner Raumeinheiten größere prozentuale Flächenwerte bedingen. Das gleiche Verhältnis besteht auch zwischen dem Arbeitsumfang der Anlage und der Gesamtbelegschaft. Einen Überblick über diese Beziehungen geben die von O. Paulssen⁵⁾ empirisch ermittelten Annäherungswerte für die Bemessung von Flugzeugwerften, welche Zahlentafel zur Entwicklung der in Abb. 6 wiedergegebenen Diagramme herangezogen wurde. Der Verlauf der Kurven gibt ein deutliches Bild der geschilderten Funktionen: Das Anwachsen des Flächenanteils der Werfthalle bei zunehmender Werftbeschickung und sinkenden Flächenanteilen der anderen Betriebsräume steht in unmittelbarem Zusammenhang mit dem gleichzeitig abnehmenden Umfang der Bebauungsfläche der gesamten Werftanlage, woraus die Unwirtschaftlichkeit kleiner Betriebe deutlich hervorgeht.

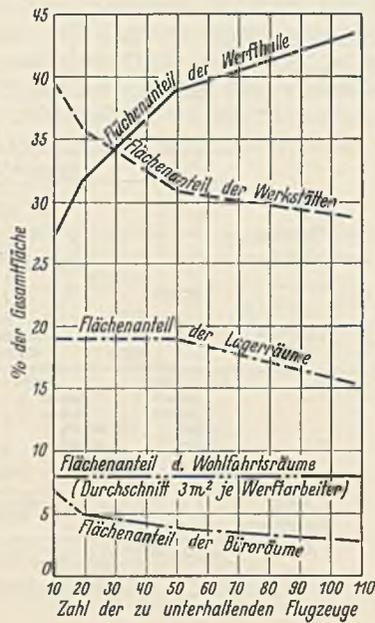


Abb. 6. Die Werftbemessungsgrößen in Abhängigkeit von der Zahl der zu unterhaltenden Flugzeuge.

Die in Zahlentafel VI gegebenen Werte müssen demnach bei Durchführung des Bemessungsverfahrens entsprechend den Funktionen der Abb. 6 eine sinnmäßige Abstimmung erfahren. Weiterhin ist zu beachten, daß bei Beschränkung eines Betriebes auf Ganzmetall- oder Gemischtbautypen eine Änderung der für einen Universalbetrieb dargestellten Verhältnisse derart auszuführen ist, daß entweder die Metallbearbeitungsräume oder die Werkstätten des Holzbaues dem jeweils vorliegenden Bedarf angepaßt werden.

3. Die Raumdisposition für Werftbetriebe.

a) Die Lage des Hallenraumes im Grundrißbild. Eine wichtige Anforderung für die Anlage eines Werftbetriebes bildet die zweckmäßige Lage des Hallenraumes zu den sonstigen Betriebsräumen, wobei größtmögliche Übersichtlichkeit und die Schaffung kurzer Verbindungswege zwischen den einzelnen Arbeitstellen eine ausschlaggebende Rolle spielen. Einige kennzeichnende Lösungsarten sind in Abb. 7, 8, 9 dargestellt und sollen nachfolgend besprochen.

Die Seitenlage der Halle in Abb. 7 gewährt besonders für kleinere Anlagen eine klare Grundrißlösung. Der Anschluß des Werkstättenkomplexes an die Halle wird durch eine Reihe von Toröffnungen hergestellt, die vom Hallenraum aus durch die gemeinsame Mittellängswand nach den einzelnen Betriebsräumen führen, während die äußere Längswand der Halle für die großen Hallentore zur Verfügung steht. Die Hallenstirnwände dienen zur Aufnahme der Lichteinfallöffnungen. Bei größerem Anteil der Werkstattfläche am Gesamtgrundriß wird eine Verbesserung des Hallenanschlusses an die Betriebsräume bei der in Abb. 8 dargestellten eingeschobenen Mittellage der Halle erreicht, die gegenüber der ersten Lösung ausgedehntere gemeinsame Wandflächen besitzt. Weniger günstig sind hier die Tageslichtverhältnisse im Hallenraum, so daß meist das Anbringen von Dachoberlichtern im Hallendach erforderlich ist. Bei großer Ausdehnung der Hallenfläche werden beide Anordnungsformen eine starke Dezentralisation der Betriebsräume zur Folge haben, welcher Nachteil durch die getrennte Ecklage des geteilten Hallenraumes (zwei Montagehallen), Abb. 9, behoben werden kann. Diese nur für Großbetriebe geeignete Lösung bringt eine Zentralisation der Betriebsräume bei günstigen Anschlußverhältnissen an die Hallen mit sich, doch ist sie nur bei entsprechend großen Ausmaßen der gesamten Hallenfläche erreichbar. Hierbei sind außer den für die Hallentore benötigten Außenwänden noch hinreichende Wandflächen zur Anbringung der Lichteinfallöffnungen vorhanden.

b) Die Lage der einzelnen Betriebsräume untereinander und zur Hallenfläche wird weitgehend durch die Aufeinanderfolge der Arbeitsgänge im Werftbetrieb bestimmt. Zur Erläuterung der wichtigsten

⁵⁾ v. Beyer-Desimon, Flughafenanlagen, V, 2: Flugzeugwerften von Dipl.-Ing. Paulssen, Dessau.

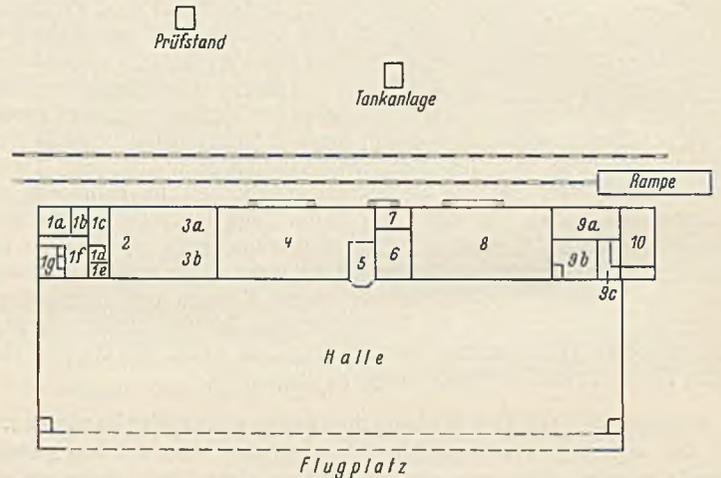
Grundsätze der Raumverteilung sei diese für die drei Werftbetriebe, die den im vorhergehenden Kapitel dargestellten grundsätzlichen Lösungen entsprechen, besprochen und auf ihre Zweckmäßigkeit untersucht.

Werftbetrieb mit Seitenlage der Montagehalle.

Beispiel: Werft für Ganzmetallflugzeuge.

- Gesamtfläche 3800 m²
- davon: Montagehalle 2500 m²
- sonstige Betriebsräume . 1300 m².

Die Grundrißanordnung dieser Anlage zeigt Abb. 7. Die mit 100 x 30 m bemessene Montagehalle nimmt die in Überholung befindlichen Flugzeuge auf.



- 1a Buchhaltung, 1b Werfleiter, 1c Kontrolle, 1d Garderobe, 1e Bad, 1f Gang, 1g Aborte, 2 Malerei, 3a Tischlerei, 3b Sattlerei, 4 Lager, 5 Meisterbüro, 6 Klempnerei, 7 Veredelung, 8 Mech. Werkstatt, 9a, 9b u. 9c Wohlfahrt, 10 Vorsehen für Preßluftanlage.

Abb. 7. Werftbetrieb mit Seitenlage der Montagehalle (aus O. Paulssen, Flugzeugwerften, s. Anmerkung 5).

Die ausgebauten Motoren werden nach der Motorenwerkstätte (8) überstellt, die gleichzeitig als mechanische Werkstatt für Zellenreparaturen dient. Anschließend daran, gegen die Mitte des Werkstattkomplexes, liegen Klempnerei (6) und Duralbad (7) in getrennten Räumen, letzteres mit einem unmittelbaren Ausgange ins Freie aus Gründen der Feuer-sicherheit. In zentraler Lage sind Lagerräume (4), Meisterbude und Lagerverwaltung (5) angeordnet, wobei die in den Hallenraum vorspringende Meisterbude einen guten Überblick über den Betrieb bietet. Tischlerei (3a) und Sattlerei (3b) konnten in einen Raum zusammengefaßt werden, da die Bauweise der hier zur Überholung gelangenden Flugzeuge nur geringfügige Holzbearbeitung verlangt. Die im gleichen Raum untergebrachte Malerwerkstatt (2) hätte in diesem Falle vielleicht zweckmäßiger in größerer Nähe der Metallbearbeitungsräume Platz finden können. In den beiden symmetrisch zur Gebäudequerachse liegenden Endflächen des Werkstättenbaues liegen die Büroräume (1a bis f) bzw. die Wohlfahrtsräume (9a, b, c). Anschließend an letztere ist ein Anbau für die Einrichtung einer ortsfesten Preßluftanlage vorgesehen (10). Gummilager und Heizanlage sind im Untergeschoß untergebracht. Sämtliche Betriebsräume haben tunlichst unmittelbare Zugänge nach dem Freien und nach dem Hallenraum, mehrere dieser Durchgangsöffnungen sind für den Transport größerer Bauteile bemessen und an der Gebäudeaußenseite durch Laderampen ergänzt, die einen zweckmäßigen Anschluß an das zur Bauwerkachse parallel verlaufende Ladegleis gewähren. Auf gleicher Seite des Gebäudes liegt in etwa 30 m Entfernung die Prüfstandanlage für Motoren. Diese modern eingerichtete Werftanlage stellt eine Lösung dar, die in bezug auf Raumverteilung im Grundrißbild für einen mittleren Ganzmetallflugzeug-Werftbetrieb als zweckmäßig angesehen werden kann.

Werftbetrieb mit Mittellage der Montagehalle.

Beispiel: Werft vorwiegend für Flugzeugtypen in Gemischtbauweise (Abb. 8).

- Gesamtfläche 3100 m²
- davon: Montagehalle 1400 m²
- sonstige Betriebsräume . 1700 m².

Die Montagehalle ist bei dieser Lösung auf drei Seiten von Betriebsräumen umschlossen, die in teilweise zweigeschossig aufgeführten Bauten angeordnet sind. Der eine Flügelbau faßt im Erdgeschoß vorwiegend die zur Motorenüberholung erforderlichen Werkstättenräume zusammen und enthält ferner Werkzeugausgabe, Meisterbude und Wohlfahrtsräume, während im anderen Flügelbau ebenerdig Lagerräume, Schlosserei und Schweißerei untergebracht sind. Die für Flugzeuge mit Flügelkonstruktionen in Holz wegen der Tragflächentanks fertigungstechnisch zusammenhängenden Arbeitstellen des Tischlers und Klempners finden hier im eingeschossigen

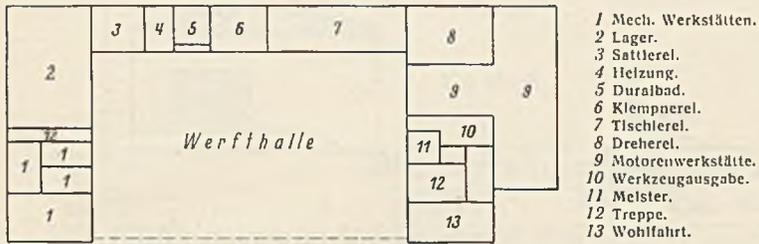
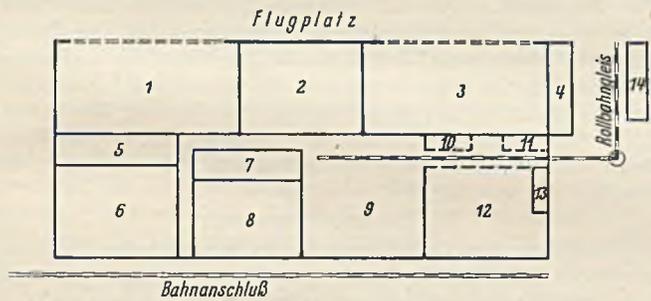


Abb. 8. Werftbetrieb mit Mittellage der Montagehalle.

Längstrakt des Werkstättenbaues Platz. Daran anschließend liegen Duralbad, Heizung und Sattlerei. Das Obergeschoß der Flügelbauten enthält Büros und Wohnräume, das Kellergeschoß Heizanlage und Lagerkeller. Jedenfalls wäre bei dieser Anlage eine zentralere Lage der Lagerräume, Werkzeugausgabe und Meisterbude wünschenswert, sowie eine bessere Zusammenfassung der fertigungstechnisch verwandten Arbeitsstellen durch Aneinanderschluß der entsprechenden Raumeinheiten unter Berücksichtigung des Überholungs-Arbeitsplans. Die Motorprüfstände liegen in größerer Entfernung vom Werftgebäude, so daß die Motoren zwischen beiden Stellen mit Kraftwagen transportiert werden müssen. Die verschiedenen betrieblichen Nachteile der vorliegenden Raumaustellung zeigen deutlich, daß die fertigungstechnischen Grundsätze bei Entwurf derartiger Anlagen volle Berücksichtigung finden müssen, welche Forderung durch Vergrößerung der Raumtiefe des mittleren Werkstattbaues leicht erfüllt werden konnte.

Werftbetrieb mit zwei Montagehallen in getrennter Ecklage.

Beispiel: Zentralwerftanlage, Großbetrieb (Abb. 9).
Gesamtfläche 11 600 m²
zwei Montagehallen mit je 1 800 m²
sonstige Betriebsräume . . 8 000 m².



1 Halle I. 2 Material- und Werkzeuglager. 3 Halle II. 4 Anstreicherel. 5 Dreherel.
6 Dural-Abteilung Metallbauten. 7 Instrumenten-Abteilung und Instrumenten-Lager.
8 Schlosserei Rumpfbau. 9 Motoren-Abteilung. 10 Klempnerei. 11 Sattlerei.
12 Tischlerei Filichenbau. 13 Kontrolle. 14 Prüfstände.

Abb. 9. Werftbetrieb mit Ecklage der Montagehallen.

Die Lage der Hallen ermöglicht es, das Material- und Werkzeuglager sowie die Motorenabteilung möglichst zentral anzuordnen, so daß der Bezug aus dem Lager und die Überstellung der Motoren nach den Hallen zweckmäßig durchgeführt werden können. Anschließend an Halle I liegen die metallbaulichen Werkstätten, Dreherel, Duralabteilung und Schlosserei, ferner die Instrumentenabteilung samt Instrumentenlager. Die Duralabteilung ist für Flächen- und Rumpfbau der Ganzmetalltypen eingerichtet, die Schlosserei behandelt die Stahlrohrrümpfe der Gemischtbauten.

Tischlerei, vorwiegend als Flächenbauwerkstätte für Holzkonstruktionen, Klempnerei und Sattlerei sind betrieblich in einem Räume vereint, Drahtgitterwände trennen die Arbeitsstellen. Der Arbeitsraum für Anstreichen,

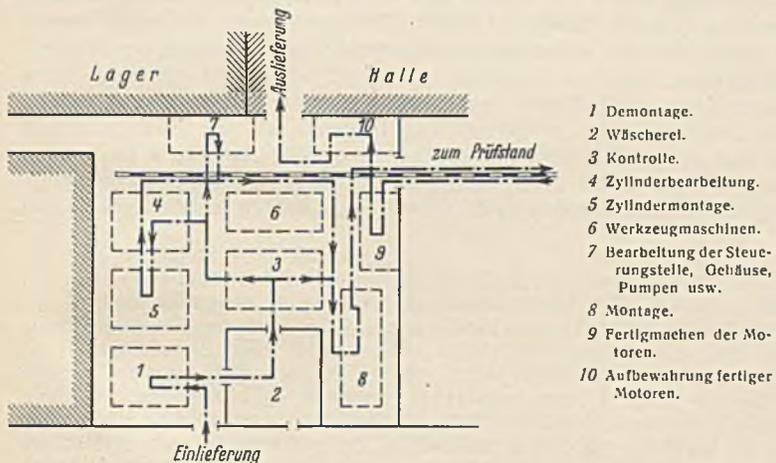


Abb. 10. Betriebschema einer größeren Motorenwerkstätte.

Lackieren und Cellonieren ist in einem Anbau an das Hauptgebäude unter Beachtung der Feuerschutzmaßnahmen untergebracht.

Die Motorenabteilung ist dem Umfang des Betriebes entsprechend fertigungstechnisch zweckmäßig gegliedert, wobei die Raumdisposition dem Arbeitsplan der Motorenüberholung angepaßt ist (Abb. 10). Ein Rollbahnplais führt von der Motorenwerkstätte zu den Prüfständen.

Mehrere Meisterbuden sind in den einzelnen Abteilungen an übersichtlichen Stellen verteilt, sämtliche Büroräume wurden der Größe der Anlage entsprechend in einem gesonderten Bau untergebracht.

Die gesamte Anlage kann als zweckmäßiges Beispiel eines Zentralwerftbetriebes angesehen werden, dessen Raumverteilung dem Durchführungsplan der Überholungsarbeiten weitgehend angepaßt ist.

4. Die technische Einrichtung der Werftanlagen.

Ebenso wie die richtige bauliche Ausgestaltung ist auch die technische Einrichtung für die betriebliche Eignung und die Wirtschaftlichkeit der Werftanlagen von großer Bedeutung. Mit Rücksicht auf die fertigungstechnischen Verschiedenheiten jedes einzelnen Betriebes und die damit verbundenen Besonderheiten der Einrichtung können hier nur die allgemeinen Gesichtspunkte der betriebstechnischen Ausgestaltung dieser Anlagen zur Darstellung gelangen, wobei zur Erreichung eines systematischen Überblicks nach Aufeinanderfolge der einzelnen Raumeinheiten vorgegangen werden soll.

a) Werfthallen. Beleuchtungsanlagen: Außer der erforderlichen Tageslichtwirkung, die bei Montagehallen durch eine Gesamtlichteffizienz von etwa 25 bis 30% der Grundfläche erreicht werden soll, muß auch für künstliche Beleuchtung des Halleninnern Vorsorge getroffen werden. Deckenlampen zur Erhellung des Gesamttraums und Handlampen zur Beleuchtung besonderer Arbeitsstellen bilden die beiden Gruppen von Beleuchtungseinrichtungen, die nach Erfahrungswerten in entsprechender Anzahl in der Halle verteilt sein müssen. Für Deckenlampen kann für je 100m² Hallenfläche durchschnittlich eine Lampe von 500HK in Rechnung gestellt werden. Die Handlampen, die mit längeren Kabelleitungen versehen vorwiegend zur Beleuchtung der Flugzeuginnenräume dienen, sind tunlichst bruchsticher zu gestalten. Ihre Anschlußkontakte sind an den Hallenwänden und im Hallenboden versenkt funksicher und trocken derart einzubauen, daß sie in durchschnittlichen Abständen von etwa 7 bis 8 m liegen.

Krananlage: Für Motorenwechsel und Montage bzw. Demontage einzelner größerer Bauglieder der Flugzeuge sind Hebezeuge vorzusehen, die bei kleineren Werften als Deckenlaufkatzen mit Handantrieb, bei größeren Anlagen als Laufkatzenkrane mit Hand- bzw. elektrischem Antrieb ausgebildet sind. Die Tragkraft dieser Kranbauten ist sehr von den einzelnen Verhältnissen abhängig und wird sich in den Grenzen zwischen 1 bis 5 t bewegen.

Heizung: Ein besonderes Problem stellt die Hallenheizung dar, um so mehr, als bei Werfthallen eine entsprechende Raumtemperatur während der kalten Jahreszeit im Interesse günstiger Arbeitsverhältnisse unbedingt eingehalten werden soll. Technisch kann dieses Problem durch verschiedene Systeme von Warmluftheizungsanlagen⁹⁾ als gelöst angesehen werden. Die Erhöhung der Wirtschaftlichkeit derartiger Anlagen kann jedoch noch weiterhin als Forderung gestellt werden, wobei naturgemäß auch die bauliche Ausgestaltung der Halle eine wichtige Rolle spielt. Die Heizanlage selbst, die naturgemäß auch die anderen Betriebsräume versorgt, und bei Kohlenheizung das Kohlenlager, werden zweckmäßig im Kellergeschoß des Werftbaus untergebracht.

Sonstige Einrichtungen der Halle: Außer Kraftstromanschluß sowie Preßluftversorgung durch einen fahrbaren oder stationären Kompressor sind weiterhin die verschiedenen, schon bei der Einrichtung von Flughallen erwähnten technischen Hilfsmittel für Werfthallen erforderlich. Richtplatten und Meßgerüste, Abstellböcke, eine Flugzeugwaage sowie die bekannten Feuerlöschrichtungen vervollständigen diese kurze Zusammenstellung.

b) Motorenwerkstätte und Mechanische Werkstätten für den Zellenbau. In diesen Räumen finden, entsprechend den fertigungstechnischen Vorgängen die einzelnen Werkzeugmaschinen Aufstellung, die vorwiegend durch Kraftstrom, teilweise auch durch Preßluft betrieben werden. Ferner sind in der Motorenwerkstätte Prüfanlagen (für Ölpumpen, Rohrleitungen usw.) sowie Preßluftanschlüsse, Sandstrahlgebläse und feste bzw. fahrbare Motorböcke vorzusehen.

c) Klempnerei. Abgesehen von den Lötteinrichtungen und Blechbearbeitungsmaschinen bedarf die Klempnerei für den Tankbau eines Prüfbeckens, das die unter Wasser gesetzten Flugzeuglanks bei Einführung von Luft unter Druck auf die erforderliche Dichtheit zu erproben gestattet.

d) Duralbad. Das bei Werftbetrieben für Duralbauten unerläßliche Veredelungsbad wird in einem gesonderten Raum untergebracht. Es be-

⁹⁾ Junkers Kaloriferen. Amerikanische Warmluftheizanlage für Flughallen. Airports Nr. 4, 1930.

steht aus den elektrisch betriebenen Glühöfen, deren Temperatur sich ständig zwischen 480 und 510° bewegen soll, einem Wasserbecken und den Feuerschutzeinrichtungen (Feuerlöscher, Sandkasten) wegen der bei diesem Verfahren auftretenden Brandgefahr. Daher ist auch aus diesem Raum ein unmittelbarer Notausgang ins Freie vorzusehen. Die entsprechenden Temperaturmeßapparate sowie der mit ihnen verbundene selbsttätige Schalter zur Temperaturregelung sind neben den Glühbädern montiert.

e) Instrumentenwerkstätte. Die Werkstätte zur Nachprüfung und Reparatur der Bordinstrumente erfordert eine Sondereinrichtung, die aus den verschiedenen Werkzeugmaschinen für Feinmechanik und den Prüfapparaturen der Instrumente besteht. Wichtig sind ferner günstige Lichtverhältnisse, die sowohl durch reichliche Lichteinfallöffnungen wie auch durch gute künstliche Beleuchtungseinrichtungen erreicht werden müssen.

f) Schreinerei. Die Einrichtung besteht aus Hobelbänken, Tragflächenböcken, den verschiedenen Werkzeugmaschinen für Holzbearbeitung und den Feuerlöschern.

g) Anstreicherei. Der Betrieb dieser Werkstätte, die mit mechanisch angetriebenen Spritzmaschinen eingerichtet ist, bedingt durch das Arbeitsverfahren mit feuergefährlichen Farbstoffen und Lacken besondere Schutzmaßnahmen gegen Brandgefahr. Außer Notausgängen und Feuerlöschern ist durch künstliche Lüftung des Raumes der Brand- und Explosionsgefahr der entstehenden Gase zu begegnen. Saugschläuche, die bei den einzelnen Arbeitsstellen ihren Anfang nehmen, führen zu einem Sammelrohr, das durch einen mechanischen Entlüfter die mit Dämpfen gesättigte Innenluft dauernd abführt. Wichtig hierbei ist, daß der elektrische Antrieb des Lüftungssystems nicht im gleichen Raum untergebracht ist, da die bei Elektromotoren häufig auftretende Funkenbildung leicht eine Entzündung der feuergefährlichen Dämpfe hervorrufen kann. Für entsprechende Frischluftzufuhr ist weiterhin Sorge zu tragen.

h) Lagerräume. Die grundlegenden, an die Einrichtung der Material- und Werkzeuglagerräume zu stellenden Forderungen sind übersichtliche Unterbringung bei zweckmäßiger und raumsparender Lagerung des Gutes. Ein richtiger Aufstellungsplan, der bei Werkzeugen nach fertigungstechnischen Gesichtspunkten, bei Rohmaterialien nach Sorten und Größenklassen und bei Ersatzteilen vielfach nach Flugzeugtypen angelegt werden kann, wird die Erfüllung der erstgenannten Bedingung bringen. Die Benutzung neuzeitlicher Lagergestelle ermöglicht es, den weiteren Anforderungen an Lagereinrichtungen nachzukommen.

i) Prüfstandanlagen. Bei Einrichtung von Prüfständen für Flugmotoren ist grundsätzlich zwischen der Behandlung wassergekühlter und luftgekühlter Motorentypen zu unterscheiden. Prüfstände für wassergekühlte Motoren erfordern die Einrichtung eines Wasserkühlsystems, während neuzeitliche Bremsstände für luftgekühlte Motoren, soweit solche bereits in Verwendung stehen, mit einer Gebläseanlage ausgestattet sind. Da der Ausbau dieser Gebläseprüfstände bedeutende Kosten verursacht, sind sie meist nur in einigen großen Motorherstellerwerken zu finden, denen dann vielfach die Luftverkehrsunternehmen schon aus diesem Grunde die Überholung ihrer luftgekühlten Motoren übertragen. Als Notbehelf können luftgekühlte Motoren auch durch Anwendung einer meist vierflügeligen Bremschraube, die eine schwache Kühlwirkung hervorruft, kurzen Bremsläufen unterzogen werden.

Die bautechnische Ausgestaltung einer normalen Bremsstandanlage mit drei Prüfständen geht aus Abb. 11 hervor. In der dargestellten, an der Längsseite offenen Halle stehen auf erhöhter Plattform die einzelnen Instrumentenhütten, die zur Aufnahme der erforderlichen Meßgeräte und

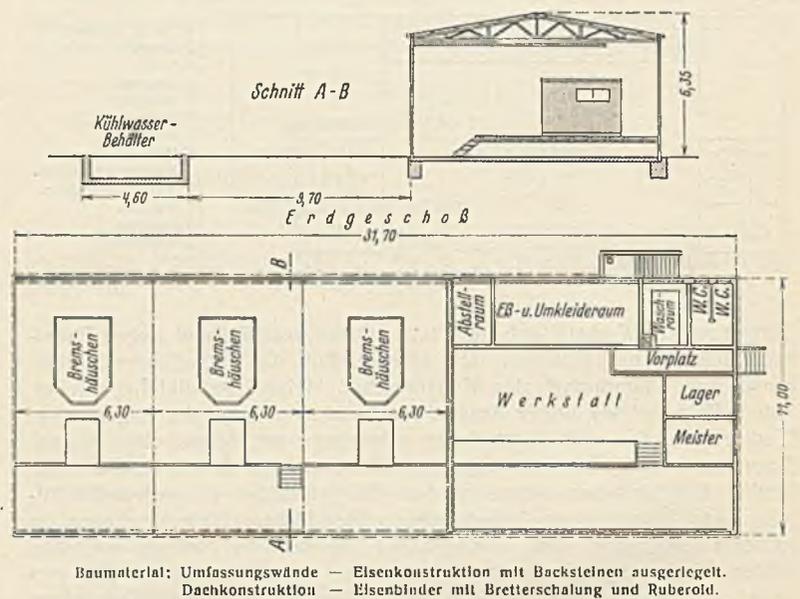


Abb. 11. Prüfstandanlage für wassergekühlte Motoren.

Reguliervorrichtungen dienen. Vor diesen Instrumentenhütten sind starke Betonfundamente errichtet (s. Abb. 11, Grundriß), auf denen die Prüfstandkonstruktion ruht und die auch die statische und dynamische Belastung durch die jeweils auf dem Prüfstand aufgebauten Motoren aufnehmen müssen. Die Betriebsstoffbehälter sind für jeden einzelnen Prüfstand getrennt eingerichtet und entsprechend hoch gelagert, damit die Betriebsstoffe im Gefälle den Motoren zufließen. Ein größeres Kühlwasserbecken samt Pumpenanlage gestattet die dauernde Zufuhr von Kühlwasser während der Bremsläufe. Für das Aufhissen der Motoren zum Prüfstande und für deren Abbau sind Hebezeuge vorzusehen. Seitliche Drahtgitter verhindern den unachtsamen Zutritt in die Propellerebene und sollen vor abspalternden Propellerteilen während der Bremsläufe schützen. Bei größeren Prüfständen ist die Angliederung einer kleinen Werkstätte sehr vorteilhaft. Der Transport der Motoren zwischen Werft und Prüfstand kann durch Vorhandensein eines Rollbahngleises sehr erleichtert werden (vgl. Abb. 9).

IV. Zusammenfassung.

Ausgehend von den Grundlagen des zu behandelnden Problems, die eine analytische Erfassung der betriebstechnischen Arbeiten an Verkehrsflugzeugen darstellen, wurden die maßgebenden Forderungen des betriebstechnischen Dienstes der Luftverkehrsunternehmen für den Ausbau und die betrieblichen Einrichtungen der Flughallen und Werftanlagen aufgestellt.

Die Entwicklung der Luftfahrt verlangt nun einerseits technisch vollwertige Anlagen zur Erreichung eines Optimums an Betriebsicherheit und andererseits deren wirtschaftlich zweckmäßigsten Ausbau zur Senkung der Betriebskosten und Hebung der Wirtschaftlichkeit des Luftverkehrs.

Die gegenwärtige Wirtschaftskrise, die auch den Luftverkehr stark beeinflußt und zu weitgehender technischer und kommerzieller Rationalisierung der Betriebe zwingt, verleiht den aufgestellten Bedingungen erhöhte Bedeutung, die nur dann restlos erfüllt werden können, wenn bereits bei dem Entwurf der betriebstechnischen Anlagen des Luftverkehrs die Anforderungen des Flugbetriebes volle Berücksichtigung finden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken.^{*)}

Von Dr.-Ing. Harry Gottfeldt, Berlin.

Jedes Brückentragwerk ist, strenggenommen, bekanntlich ein räumliches System. Auch die einzelnen Tragwände (Hauptträger, Verbände) brauchen keine ebenen Scheiben zu sein (z. B. Verbände von Bogenbrücken). Als „räumlich gekrümmt“ im engeren Sinne mögen Bauwerke bezeichnet werden, deren Haupttragwände gekrümmt sind, bei denen also die Grundrißprojektionen der beiden Hauptträger Kurven darstellen. Die Krümmungsmittelpunkte können auf der gleichen oder auf verschiedenen Seiten des Bauwerkes liegen. Das letztere kommt in Frage, wenn auf dem Überbau ein Mittelbahnsteig angeordnet ist²⁾. Dieser Fall gehört nicht in den Rahmen der folgenden Untersuchungen, die sich vielmehr auf Systeme beschränken, deren Hauptträger im Grundriß auf konzentrischen Kreisen liegen²⁾. Es sind zwar auch schon Brücken ausgeführt worden, deren Hauptträger bei gleichsinniger Krümmung veränderlichen Abstand haben und nicht auf Kreisen liegen, sondern dem Übergangsbogen der Bahnachse angepaßt sind, jedoch sind die Abweichungen von der normalen Kreisform so gering, daß sich eine gesonderte Behandlung solcher Fälle erübrigt. Die Querträger seien, wie es bei diesem System wohl das Gegebene ist, radial angeordnet. Die Feldweiten seien konstant.

Außergewöhnlich große Stützweiten werden bei räumlich gekrümmten Systemen kaum vorkommen, einmal wegen der dann besonders großen Verschiedenheit in der Belastung der beiden Hauptträger, dann auch mit Rücksicht auf das hauptsächlichste Anwendungsgebiet, die städtischen Schnellbahnen, bei denen Stützweiten über etwa 50 m wohl zu den Seltenheiten gehören. Im folgenden werden daher lediglich Systeme mit nur einem waagerechten Verband behandelt. Das Zusammenwirken zweier Verbände ist schon bei ebenen Überbauten ein schwieriges, in der einschlägigen Literatur übrigens wiederholt behandeltes Problem. Eine Ausdehnung dieser Untersuchungen auf räumlich gekrümmte Systeme würde weit über den Rahmen der vorliegenden Arbeit hinausgehen.

Ebenso soll, wie es auch bei ebenen Hauptträgern durchweg üblich ist, auf die Berücksichtigung der Tatsache verzichtet werden, daß der Windverband bei der gewöhnlichen Art der Lagerung einen einseitig eingespannten Träger darstellt. Diese Ausführung wird bei ebenen Trägern gewählt, um die Hauptträger auch hinsichtlich der Lagerung und der Aufnahme der Bremskräfte gleich zu halten, und um die Bremskräfte gut verteilt an das Widerlager abzugeben. Es sei jedoch darauf hingewiesen, daß diese Gesichtspunkte bei stärker gekrümmten Systemen nicht mehr gelten, da die Hauptträger dann doch verschieden bemessen werden und ebenso die beiden an ein Widerlager abgegebenen senkrechten Auflagerdrücke stark voneinander abweichen, so daß schon hierdurch Unregelmäßigkeiten in der Berechnung und Formgebung der Widerlager auftreten werden. Es empfiehlt sich daher in solchen Fällen, die Bremskräfte statisch einwandfrei, also an nur ein festes Lager abzugeben. Ob dieses zweckmäßiger am inneren oder am äußeren Hauptträger angeordnet wird, ist von Fall zu Fall zu entscheiden; dabei ist das Drehmoment der Bremskräfte um die durch den Festpunkt gehende lotrechte Achse zu beachten.

Die Berechnung des waagerechten Verbandes bereitet dann keine Schwierigkeiten mehr, so daß die folgenden Untersuchungen auf den Einfluß der senkrechten Kräfte beschränkt werden können, zu denen selbstverständlich auch die senkrechten Zusatzkräfte infolge der waagerechten äußeren Kräfte gehören. Bei den früher ausgeführten Beispielen hat man, soweit aus den Veröffentlichungen²⁾ zu ersehen, für die Berechnung der Hauptträger ein Näherungsverfahren angewendet. Es wurde zunächst ein ebener Träger von entsprechender Stützweite berechnet; die so gefundenen Gurtkräfte erzeugen an den Knickpunkten waagerechte, quer zur Brückenachse wirkende Kräfte, die durch ein Kräftepaar aus zwei senkrechten Kräften ersetzt werden können. Aus diesen Zusatzkräften ergeben sich Korrekturglieder für die ursprünglichen Gurtkräfte, mit denen sich das Spiel dann wiederholt. Praktisch werden die Korrekturen sehr bald so klein ausfallen, daß das Verfahren spätestens nach der zweiten Wiederholung abgebrochen werden kann. Leider fehlen in den Veröffentlichungen

Angaben darüber, ob die für jede statische Größe verschiedenen ungünstigsten Laststellungen berücksichtigt worden sind. In diesem Falle würde man für jede statische Größe andere Zusatzkräfte erhalten, die Berechnung müßte also für eine jede gesondert durchgeführt werden. In krasserer Fällen, z. B. bei den statisch unbestimmten, zweigleisigen Hamburger Brücken²⁾ mit ihrem Halbmesser von nur 70 m wird man aber auch bei sorgfältigster Durchführung der Annäherungsrechnung nichts darüber aussagen können, ob und wie weit die so gefundenen Werte mit der Wirklichkeit übereinstimmen. Durch die Krümmung der Hauptträger wird nämlich die Form der Einflußlinien jedenfalls verändert; es kann sich also auch die Lage der Lastscheiden und der größten Ordinaten verschieben, oder mit anderen Worten, die ungünstigsten Laststellungen für den ebenen und für den gekrümmten Träger werden i. a. nicht übereinstimmen. Daraus folgt, daß dann bereits die Ausgangswerte der Näherungsrechnung falsch sind. Ganz besonders gilt dies für zweigleisige Brücken, da es hier sehr wohl vorkommen kann, daß die beiden Gleise an ganz verschiedenen Stellen belastet werden müssen, während beim ebenen System die beiden Züge grundsätzlich gleich weit vorgezogen werden.

Die folgenden Untersuchungen dienen der Ableitung eines genaueren, dabei aber praktisch verwertbaren Berechnungsverfahrens für räumlich gekrümmte Stahlbrücken, insbesondere der Ermittlung der Einflußlinien sämtlicher statischer Größen. Die an einem Stabwerk möglichst einfacher Form abgeleiteten Beziehungen gelten, wie sich im folgenden zeigen wird, ohne weiteres auch für andere Formen, d. h. hinsichtlich der Führung der Gurtungen und der Art der Ausfachung werden, soweit letztere nur statisch bestimmt (auch vollwandig) ist, keinerlei Bedingungen gestellt. Bemerkte sei jedoch an dieser Stelle, daß die Untersuchung des Spannungszustandes im Felde zwischen zwei Knotenpunkten nicht in den Aufgabenkreis des folgenden gehört. Bei stetig gekrümmten Fachwerkurten macht die Berücksichtigung der Zusatzmomente M_y keine Schwierigkeiten, während die Spannungen in einem gekrümmten vollwandigen Trägerfelde wohl weit schwieriger streng zu erfassen sind. Da jedoch auch bei starker Krümmung die Stichtiefe der Gurtungen zwischen den Knotenpunkten nur wenige Millimeter betragen wird, dürfte es auch bei vollwandigen Trägern genügen, diese sekundären Spannungen, wenn man sie überhaupt berücksichtigen muß, näherungsweise ebenso wie bei Fachwerkurten zu ermitteln.

A. System mit einer Öffnung.

1. Ableitung der Fundamentalgleichungen.

Für die Ableitung der gesuchten Formeln wird ein Fachwerkssystem benutzt, da ein solches leichter zu übersehen ist als ein vollwandiges.

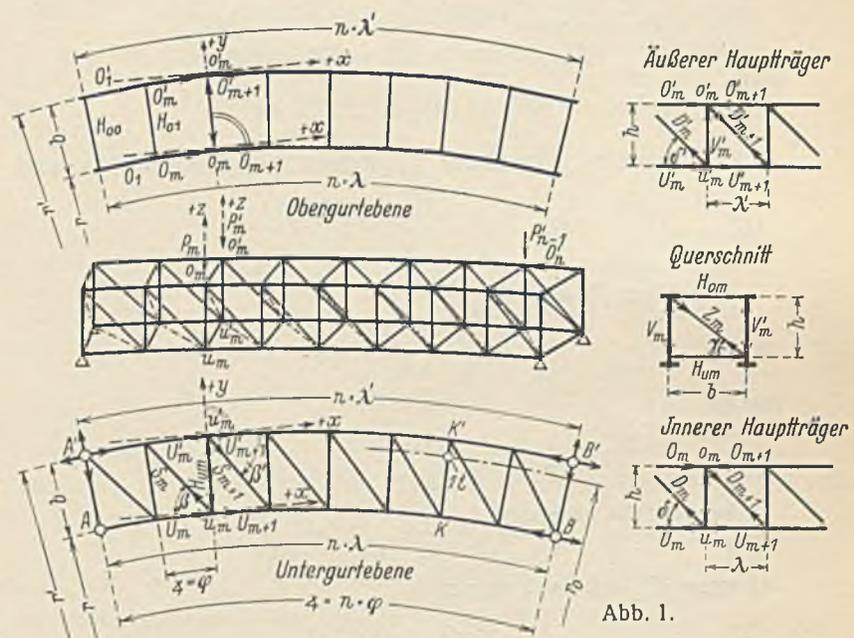


Abb. 1.

Die Gurte sind parallel, die Streben zur Vereinfachung der Ableitung gleichgeneigt. Die meist vorhandenen steifen Querrahmen werden zunächst durch Fachwerkscheiben ersetzt. Über die Lagerung ist schon im vorhergehenden das Erforderliche gesagt. Das System nach Abb. 1 ist ein-

*) Dissertation T. H. Berlin.

1) Hochbahnhof Kottbusser Tor, Berlin, Stahlbau 1930, Heft 14, S. 157.

2) Beschreibungen ausgeführter Bauwerke dieser Art: Kapsch, Die Eisenkonstruktionen der Viadukte und Brücken der Hamburger Hochbahn, D. Bauztg 1914, S. 593; Bühler, Die neue Aarebrücke der Gäubahn bei Olten, Bautechn. 1930, Heft 29/32; hier findet sich auch eine Zusammenstellung älterer derartiger Brücken; Gottfeldt und Gehlen, Räumlich gekrümmte Stahlbrücken, Stahlbau 1931, Heft 17; hier sind auch die Gründe geschildert, die, insbesondere bei der Berliner Hochbahn, zur Wahl dieses Systems führen können.

schließlich der sieben Auflagerstäbe stabil und statisch bestimmt³⁾. Da sich die vier senkrechten Auflagerdrücke infolge irgendeiner senkrechten Last i. a. nicht angeben lassen, ist auch kein Knoten vorhanden, an dem nur drei unbekannte Stabkräfte angreifen, und von dem man fortschreitend immer wieder zu solchen Knoten gelangt. Als Ausgangspunkt werden daher die zwölf Gleichgewichtsbedingungen für die vier Knotenpunkte einer beliebigen Querebene m benutzt. Die Längen-, Winkel- und Stabbezeichnungen, die Lage der Achsenkreuze sowie die zunächst angenommenen Richtungen der Stabkräfte gehen aus Abb. 1 hervor. Der als Index beigefügte obere Strich deutet hier und im folgenden stets auf den äußeren Hauptträger hin. Die Lasten sind in Abb. 1 im Obergurt angesetzt, jedoch gelten die Endformeln ebenso auch für unten angreifende Lasten.

Die zwölf Gleichungen lauten:

Punkt o_m .

$$\begin{aligned} (1) \quad & O_m \cdot \cos \frac{\varphi}{2} - O_{m+1} \cdot \cos \frac{\varphi}{2} + D_{m+1} \cdot \cos \delta \cdot \cos \frac{\varphi}{2} = 0. \\ (2) \quad & V_m - D_{m+1} \cdot \sin \delta - Z_m \cdot \sin \gamma = P_m. \\ (3) \quad & O_m \cdot \sin \frac{\varphi}{2} + O_{m+1} \cdot \sin \frac{\varphi}{2} - D_{m+1} \cdot \cos \delta \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \\ & + Z_m \cdot \cos \gamma - H_{om} = 0. \end{aligned}$$

Punkt u_m .

$$\begin{aligned} (4) \quad & -U_m \cdot \cos \frac{\varphi}{2} + U_{m+1} \cdot \cos \frac{\varphi}{2} - D_m \cdot \cos \delta \cdot \cos \frac{\varphi}{2} - S_m \cdot \sin \beta = 0. \\ (5) \quad & -V_m + D_m \cdot \sin \delta = 0. \\ (6) \quad & -U_m \cdot \sin \frac{\varphi}{2} - U_{m+1} \cdot \sin \frac{\varphi}{2} - D_m \cdot \cos \delta \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \\ & - S_m \cdot \cos \beta - H_{um} = 0. \end{aligned}$$

Punkt o'_m .

$$\begin{aligned} (7) \quad & O'_m \cdot \cos \frac{\varphi}{2} - O'_{m+1} \cdot \cos \frac{\varphi}{2} + D'_{m+1} \cdot \cos \delta' \cdot \cos \frac{\varphi}{2} = 0. \\ (8) \quad & V'_m - D'_{m+1} \cdot \sin \delta' = P'_m. \\ (9) \quad & O'_m \cdot \sin \frac{\varphi}{2} + O'_{m+1} \cdot \sin \frac{\varphi}{2} - D'_{m+1} \cdot \cos \delta' \cdot \sin \frac{\varphi}{2} + H_{om} = 0. \end{aligned}$$

Punkt u'_m .

$$\begin{aligned} (10) \quad & -U'_m \cdot \cos \frac{\varphi}{2} + U'_{m+1} \cdot \cos \frac{\varphi}{2} - D'_m \cdot \cos \delta' \cdot \cos \frac{\varphi}{2} \\ & + S_{m+1} \cdot \sin \beta' = 0. \\ (11) \quad & -V'_m + D'_m \cdot \sin \delta' + Z_m \cdot \sin \gamma = 0. \\ (12) \quad & -U'_m \cdot \sin \frac{\varphi}{2} - U'_{m+1} \cdot \sin \frac{\varphi}{2} - D'_m \cdot \cos \delta' \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \\ & - S_{m+1} \cdot \cos \beta' - Z_m \cdot \cos \gamma + H_{um} = 0. \end{aligned}$$

Aus (2) und (5) bzw. (8) und (11) folgt

$$\begin{aligned} (13) \quad & Z_m \cdot \sin \gamma = D_m \cdot \sin \delta - D_{m+1} \cdot \sin \delta - P_m, \\ (14) \quad & Z_m \cdot \sin \gamma = D'_{m+1} \cdot \sin \delta' - D'_m \cdot \sin \delta' + P'_m. \end{aligned}$$

Mit

$$\begin{aligned} (15a) \quad & D_{m+1} \cdot \sin \delta - D_m \cdot \sin \delta = \Delta Q_m, \\ (15b) \quad & D'_{m+1} \cdot \sin \delta' - D'_m \cdot \sin \delta' = \Delta Q'_m \end{aligned}$$

wird

$$(16) \quad \Delta Q_m + \Delta Q'_m = -(P + P').$$

Dividiert man (1) durch $\cos \frac{\varphi}{2}$, (3) durch $\sin \frac{\varphi}{2}$ und addiert, so wird

$$(17) \quad 2 O_m + Z_m \frac{\cos \gamma}{\sin \frac{\varphi}{2}} - \frac{H_{om}}{\sin \frac{\varphi}{2}} = 0.$$

Ebenso aus (7) und (9):

$$(18) \quad 2 O'_m + \frac{H_{om}}{\sin \frac{\varphi}{2}} = 0.$$

Hieraus

$$(19) \quad Z_m = -\frac{2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2}}{\cos \gamma} (O_m + O'_m).$$

Aus (1) folgt andererseits

$$(20) \quad O_{m+1} = O_m - Q_m + 1 \cdot \text{ctg } \delta$$

und wegen $O_n = 0$ durch Rekursion

$$(21) \quad 0 = O_1 + \text{ctg } \delta \sum_1^n Q.$$

Mit $m=0$ folgt aber aus (1)

$$(22) \quad O_1 = Q_1 \cdot \text{ctg } \delta.$$

³⁾ Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken. S. 405.

Also schließlich genau wie beim ebenen Träger

$$(23) \quad \sum_1^n Q = 0; \text{ ebenso } \sum_1^n Q' = 0.$$

Also auch

$$(24) \quad O_m = \text{ctg } \delta \sum_1^m Q; \quad O'_m = \text{ctg } \delta' \sum_1^m Q'.$$

Setzt man dies in (19) ein, so wird

$$(25) \quad Z_m = -\frac{2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2}}{\cos \gamma} \left(\text{ctg } \delta \sum_1^m Q + \text{ctg } \delta' \sum_1^m Q' \right)$$

und nach Einführung dieses Wertes in (13) bzw. (14)

$$(26a) \quad \Delta Q_m = 2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \cdot \text{tg } \gamma \left(\text{ctg } \delta \sum_1^m Q + \text{ctg } \delta' \sum_1^m Q' \right) - P_m,$$

$$(26b) \quad \Delta Q'_m = -2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \cdot \text{tg } \gamma \left(\text{ctg } \delta \sum_1^m Q + \text{ctg } \delta' \sum_1^m Q' \right) - P'_m.$$

Nun folgt aus (15) und (24), daß die Werte $-\Delta Q$, als Einzellasten im Abstände λ auf einen ebenen Träger von der Stützweite $n \cdot \lambda$ auf-

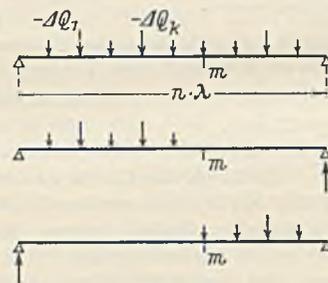


Abb. 2.

gebracht, in diesem die gleichen Querkräfte und Momente hervorrufen würden wie die wirklichen Lasten in dem gekrümmten Träger. Daher ist gemäß Abb. 2

$$(27a) \quad \frac{M_m}{\lambda} = \sum_1^m Q = -\frac{n-m}{n} \sum_1^{m-1} k \Delta Q - \frac{m}{n} \sum_1^{n-k} (n-k) \Delta Q,$$

$$(27b) \quad \sum_1^m Q' = -\frac{n-m}{n} \sum_1^{m-1} k \Delta Q' - \frac{m}{n} \sum_1^{n-k} (n-k) \Delta Q'.$$

In (26a) eingeführt, ergibt dies

$$\begin{aligned} (28) \quad -\frac{\Delta Q_m}{2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \cdot \text{tg } \gamma} &= \text{ctg } \delta \left[\frac{n-m}{n} \sum_1^{m-1} k \Delta Q \right. \\ &+ \left. \frac{m}{n} \sum_1^{n-k} (n-k) \Delta Q \right] + \text{ctg } \delta' \left[\frac{n-m}{n} \sum_1^{m-1} k \Delta Q' \right. \\ &+ \left. \frac{m}{n} \sum_1^{n-k} (n-k) \Delta Q' \right] + \frac{P_m}{2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \cdot \text{tg } \gamma}. \end{aligned}$$

Ersetzt man hierin mittels (16) die $\Delta Q'$ durch die ΔQ , so erhält man

$$\begin{aligned} -\frac{\Delta Q_m}{2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \cdot \text{tg } \gamma} &= \text{ctg } \delta \left[\frac{n-m}{n} \sum_1^{m-1} k \Delta Q + \frac{m}{n} \sum_1^{n-k} (n-k) \Delta Q \right] \\ &- \text{ctg } \delta' \left[\frac{n-m}{n} \sum_1^{m-1} k \Delta Q + \frac{m}{n} \sum_1^{n-k} (n-k) \Delta Q \right] \\ &- \text{ctg } \delta' \left[\frac{n-m}{n} \sum_1^{m-1} k (P+P') + \frac{m}{n} \sum_1^{n-k} (n-k) (P+P') \right] \\ &+ \frac{P_m}{2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \cdot \text{tg } \gamma}, \\ \frac{\Delta Q_m}{2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \cdot \text{tg } \gamma (\text{ctg } \delta' - \text{ctg } \delta)} &= \frac{n-m}{n} \sum_1^{m-1} k \Delta Q + \frac{m}{n} \sum_1^{n-k} (n-k) \Delta Q \\ &+ \frac{\text{ctg } \delta'}{\text{ctg } \delta' - \text{ctg } \delta} \left[\frac{n-m}{n} \sum_1^m k (P+P') + \frac{m}{n} \sum_1^{n-k} (n-k) (P+P') \right] \\ &- \frac{P_m}{2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \cdot \text{tg } \gamma (\text{ctg } \delta' - \text{ctg } \delta)}. \end{aligned}$$

Mit

$$\text{tg } \gamma (\text{ctg } \delta' - \text{ctg } \delta) = \frac{h}{b} \cdot \frac{\lambda' - \lambda}{h} = \frac{\lambda}{r} = 2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2}$$

und

$$\frac{\text{ctg } \delta'}{\text{ctg } \delta' - \text{ctg } \delta} = \frac{\lambda'}{\lambda - \lambda} = \frac{r'}{b}$$

wird

$$(29a) \quad \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \Delta Q_m - (n-m) \sum_1^{m-1} k \Delta Q - m \sum_m^{n-1} (n-k) \Delta Q$$

$$= \frac{r'}{b} (n-m) \sum_1^{m-1} k (P+P') + \frac{r'}{b} m \sum_m^{n-1} (n-k) (P+P')$$

$$- \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} P_m.$$

Ebenso aus (26b):

$$(29b) \quad \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \Delta Q'_m - (n-m) \sum_1^{m-1} k \Delta Q' - m \sum_m^{n-1} (n-k) \Delta Q'$$

$$= -\frac{r}{b} (n-m) \sum_1^{m-1} k (P+P') - \frac{r}{b} m \sum_m^{n-1} (n-k) (P+P')$$

$$- \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} P'_m.$$

In (29a) bzw. (29b) sind jeweils nur noch die ΔQ bzw. $\Delta Q'$ als Unbekannte enthalten. Jede dieser Gleichungen kann $(n-1)$ mal angeschrieben werden, so daß damit die je $(n-1)$ Unbekannten ΔQ bzw. $\Delta Q'$ bestimmt werden können.

Mit $m=(n-1)$ lautet (29a):

$$(30) \quad \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \Delta Q_{n-1} - \sum_1^{n-1} k \Delta Q = \frac{r'}{b} \sum_1^{n-1} k (P+P')$$

$$- \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} P_{n-1}.$$

Multipliziert man dies der Reihe nach mit $n-1, n-2, \dots, n-m$ und subtrahiert von der 1., 2., ..., m -ten Gleichung, so lautet letztere

$$\frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \Delta Q_m - \frac{(n-m)n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \Delta Q_{n-1} + (n-m) \sum_m^{n-1} k \Delta Q - m \sum_m^{n-1} (n-k) \Delta Q$$

$$= -\frac{r'}{b} (n-m) \sum_m^{n-1} k (P+P') + \frac{r'}{b} m \sum_m^{n-1} (n-k) (P+P')$$

$$- \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} P_m + \frac{n(n-m)}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} P_{n-1}.$$

$$(31) \quad \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \Delta Q_m - \frac{(n-m)n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \Delta Q_{n-1} + \frac{n-1}{m} \sum_m^{n-1} k \Delta Q - n \sum_m^{n-1} \frac{n-1}{m} \Delta Q$$

$$= -\frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} P_m + \frac{n(n-m)}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} P_{n-1} - \frac{r'}{b} n \sum_m^{n-1} k (P+P')$$

$$+ \frac{r'}{b} n \sum_m^{n-1} (P+P').$$

Subtrahiert man hiervon die $(m+1)$ -te Gleichung, so wird

$$(32) \quad \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \Delta Q_m - \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \Delta Q_{m+1} + \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} \Delta Q_{n-1}$$

$$+ \frac{n-1}{m+1} \sum_{m+1}^n k \Delta Q = -\frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} P_m + \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} P_{m+1}$$

$$- \frac{n}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} P_{n-1} - \frac{r'}{b} n \sum_{m+1}^{n-1} k (P+P').$$

Zieht man dies von der vorhergehenden Gleichung ab, so erhält man

$$(33a) \quad \Delta Q_{m-1} - \left(2 - 4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}\right) \Delta Q_m + \Delta Q_{m+1}$$

$$= -P_{m-1} + 2P_m - P_{m+1} - \frac{4r' \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}}{b} (P_m + P'_m).$$

Auf dem gleichen Wege erhält man aus (26b)

$$(33b) \quad \Delta Q'_{m-1} - \left(2 - 4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}\right) \Delta Q'_m + \Delta Q'_{m+1}$$

$$= -P'_{m-1} + 2P'_m - P'_{m+1} + \frac{4r' \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}}{b} (P_m + P'_m).$$

Mit

$$(34) \quad 2 - 4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} = 2 \cdot \cos \varphi$$

hat man also die folgenden Fundamentalgleichungen für die Berechnung räumlich gekrümmter Stahlbrücken:

$$(35a) \quad \Delta Q_{m-1} - 2 \cdot \cos \varphi \Delta Q_m + \Delta Q_{m+1} = B_m$$

$$(35b) \quad \Delta Q'_{m-1} - 2 \cdot \cos \varphi \Delta Q'_m + \Delta Q'_{m+1} = B'_m$$

Hierin ist

$$(35c) \quad \left\{ \begin{aligned} B_m &= -\Delta^2 P_m - \frac{4r' \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}}{b} (P_m + P'_m) \\ &= -\Delta^2 P_m - \frac{\lambda \lambda'}{b r} (P_m + P'_m) \\ B'_m &= -\Delta^2 P'_m + \frac{4r' \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}}{b} (P_m + P'_m) \\ &= -\Delta^2 P'_m + \frac{\lambda \lambda'}{b r} (P_m + P'_m). \end{aligned} \right.$$

Da nach (24)

$$Q_m \cdot \operatorname{ctg} \delta h = Q_m \lambda = M_m - M_{m-1},$$

also

$$(36) \quad \Delta Q_m \lambda = M_{m+1} - 2M_m + M_{m-1}$$

ist, kann man an Stelle von (35a) bzw. (35b) nach Einsetzen von (36) auch schreiben

$$(37a) \quad \left\{ \begin{aligned} M_{m-2} - (2 + 2 \cdot \cos \varphi) M_{m-1} + (2 + 4 \cdot \cos \varphi) M_m \\ - (2 + 2 \cdot \cos \varphi) M_{m+1} + M_{m+2} &= B_m \lambda \\ M'_{m-2} - (2 + 2 \cdot \cos \varphi) M'_{m-1} + (2 + 4 \cdot \cos \varphi) M'_m \\ - (2 + 2 \cdot \cos \varphi) M'_{m+1} + M'_{m+2} &= B'_m \lambda'. \end{aligned} \right.$$

Im allgemeinen ist jedoch die Berechnung der ΔQ aus (35) nachfolgender Ermittlung der Q und M einfacher als die unmittelbare Behandlung der Gleichungen (37). Im folgenden wird daher meist von (35) ausgegangen.

2. Lösung der Fundamentalgleichungen.

Für den Fall der ständigen Last ist

$$(38) \quad \left\{ \begin{aligned} B_m &= -\frac{\lambda \lambda'}{b r} (G_m + G'_m) & 2 \leq m \leq n-2 \\ B_1 &= B_{n-1} = G - \frac{\lambda \lambda'}{b r} (G_m + G'_m). \end{aligned} \right.$$

Die Differenzgleichung (35a) hat in diesem Falle die partikuläre Lösung

$$(39a) \quad \Delta Q_m = \frac{B_m}{2 - 2 \cdot \cos \varphi}.$$

Die Wurzeln der charakteristischen Gleichung

$$(39b) \quad z^2 - 2 \cdot \cos \varphi z + 1 = 0$$

sind

$$(39c) \quad z = \cos \varphi \pm i \cdot \sin \varphi.$$

Also wird

$$(40) \quad \Delta Q_{mg} = C_1 \cdot \cos m \varphi + C_2 \cdot \sin m \varphi + \frac{B_m}{2 - 2 \cdot \cos \varphi}.$$

Aus den Randbedingungen

$$(41a) \quad \left\{ \begin{aligned} -2 \cdot \cos \varphi C_1 \cdot \cos \varphi - 2 \cdot \cos \varphi C_2 \cdot \sin \varphi - \frac{2 \cdot \cos \varphi}{2 - 2 \cdot \cos \varphi} B_m \\ + C_1 \cdot \cos 2 \varphi + C_2 \cdot \sin 2 \varphi + \frac{B_m}{2 - 2 \cdot \cos \varphi} &= B_1. \\ C_1 \cdot \cos (n-2) \varphi + C_2 \cdot \sin (n-2) \varphi + \frac{B_m}{2 - 2 \cdot \cos \varphi} \\ - 2 \cdot \cos \varphi C_1 \cdot \cos (n-1) \varphi - 2 \cdot \cos \varphi C_2 \cdot \sin (n-1) \varphi \\ - \frac{2 \cdot \cos \varphi}{2 - 2 \cdot \cos \varphi} B_m &= B_{n-1} \end{aligned} \right.$$

folgt nach einigen Umformungen

$$(42) \quad \left\{ \begin{aligned} C_1 &= -B_1 + B_m \frac{1 - 2 \cdot \cos \varphi}{2 - 2 \cdot \cos \varphi} = \frac{Gr + G'r'}{b} \\ C_2 &= C_1 \cdot \operatorname{tg} \frac{n \varphi}{2}. \end{aligned} \right.$$

Also ist

$$\Delta Q_{mg} = \frac{Gr + G'r'}{b} \left(\cos m \varphi + \sin m \varphi \cdot \operatorname{tg} \frac{n \varphi}{2} \right) - \frac{r'}{b} (G + G').$$

Setzt man noch $G + G' = G_0$ und den Halbmesser des Kreises, auf dem die Kräfte G_0 liegen, gleich $r_0 \left(r_0 = \frac{Gr + G'r'}{G + G'} \right)$, so erhält man

$$(43a) \quad \Delta Q_{mg} = -G + \frac{G_0 r_0}{b} \cdot \frac{2 \cdot \sin \frac{m}{2} \varphi \cdot \sin \frac{n-m}{2} \varphi}{\cos \frac{n}{2} \varphi}.$$

Ebenso

$$(43b) \quad \Delta Q'_{mg} = -G' - \frac{G_0 r_0}{b} \cdot \frac{2 \cdot \sin \frac{m}{2} \varphi \cdot \sin \frac{n-m}{2} \varphi}{\cos \frac{n}{2} \varphi}$$

Bei Durchrechnung eines Zahlenbeispiels kann man nun diese Lasten auf einen ebenen Ersatzträger aufbringen und die Querkräfte und Momente in üblicher Weise ermitteln. Hier soll jedoch noch ein geschlossener Ausdruck für die Momente abgeleitet werden.

Zu diesem Zweck wird (36) in Verbindung mit (43) benutzt. Etwas umgeformt kann man schreiben

$$(44) \quad M_{m-1} - 2M_m + M_{m+1} = -G\lambda - \frac{G_0 r_0 \lambda}{b} + \frac{G_0 r_0 \lambda}{b} \cdot \cos m\varphi + \frac{G_0 r_0 \lambda \cdot \operatorname{tg} \frac{n}{2} \varphi}{b} \cdot \sin m\varphi$$

Da die charakteristische Gleichung die Doppelwurzel 1 hat, ist

$$(45) \quad M_{mg} = C_1 + C_2 m + \eta_m$$

und für die partikuläre Lösung η_m ist der Ansatz zu machen

$$(46) \quad \eta_m = A m^2 + B \cdot \cos m\varphi + C \cdot \sin m\varphi$$

Setzt man dies in (44) ein, so lautet die linke Seite, umgeformt und geordnet,

$$(47) \quad 2A - \cos m\varphi [2B(1 - \cos\varphi)] - \sin m\varphi [2C(1 - \cos\varphi)]$$

Die Koeffizientenvergleichung ergibt

$$(48) \quad \begin{cases} A = -\frac{G\lambda}{2} - \frac{G_0 r_0 \lambda}{2b} & B = -\frac{G_0 r_0 \lambda}{2b(1 - \cos\varphi)} \\ C = -\frac{G_0 r_0 \lambda \cdot \operatorname{tg} \frac{n}{2} \varphi}{2b(1 - \cos\varphi)} \end{cases}$$

Hiermit lautet (45)

$$(49) \quad M_{mg} = C_1 + C_2 m - \left(\frac{G\lambda}{2} + \frac{G_0 r_0 \lambda}{2b}\right) m^2 - \frac{G_0 r_0 \lambda \cdot \cos \frac{n-2m}{2} \varphi}{2b \cdot \cos \frac{n}{2} \varphi (1 - \cos\varphi)}$$

Für $m=0$ und $m=n$ muß $M_{mg} = 0$ sein; daraus folgt

$$(50) \quad C_1 = +\frac{G_0 r_0 \lambda}{2b(1 - \cos\varphi)} \quad C_2 = \left(\frac{G\lambda}{2} + \frac{G_0 r_0 \lambda}{2b}\right) n$$

Nach Einsetzen dieser Werte und weiterer Umformung erhält man

$$(51a) \quad M_{mg} = \frac{G\lambda}{2} m(n-m) - \frac{G_0 r_0 \lambda}{2b} \left[\frac{\sin \frac{m}{2} \varphi \cdot \sin \frac{(n-m)}{2} \varphi}{\sin^2 \frac{\varphi}{2} \cdot \cos \frac{n}{2} \varphi} - m(n-m) \right]$$

Ebenso

$$(51b) \quad M'_{mg} = \frac{G'\lambda'}{2} m(n-m) + \frac{G_0 r_0 \lambda'}{2b} \left[\frac{\sin \frac{m}{2} \varphi \cdot \sin \frac{(n-m)}{2} \varphi}{\sin^2 \frac{\varphi}{2} \cdot \cos \frac{n}{2} \varphi} - m(n-m) \right]$$

Oder auch

$$(51c) \quad M_{mg} = \frac{G_0 r' \lambda}{2b} m(n-m) - \frac{G_0 r_0 \lambda}{2b} \frac{\sin \frac{m}{2} \varphi \cdot \sin \frac{n-m}{2} \varphi}{\sin^2 \frac{\varphi}{2} \cdot \cos \frac{n}{2} \varphi}$$

$$(51d) \quad M'_{mg} = \frac{G_0 r \lambda'}{2b} m(n-m) + \frac{G_0 r_0 \lambda'}{2b} \frac{\sin \frac{m}{2} \varphi \cdot \sin \frac{n-m}{2} \varphi}{\sin^2 \frac{\varphi}{2} \cdot \cos \frac{n}{2} \varphi}$$

Das gleiche Ergebnis läßt sich natürlich auch unmittelbar aus (37) gewinnen, jedoch ist hierbei die Ermittlung der Konstanten ziemlich langwierig.

Für andere Belastungsfälle, besonders für die Ermittlung von Einflußlinien werden die Fundamentalgleichungen mittels Determinanten aufgelöst, in Anlehnung an die von Müller-Breslau angegebenen μ -Werte⁴⁾. Die

Determinante des zu lösenden Systems ist vom Grade $n-1$ und hat folgende Form

$$(52) \quad \begin{matrix} k \rightarrow \\ \downarrow \\ m \end{matrix} \begin{vmatrix} -2 \cdot \cos \varphi & 1 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 1 & -2 \cdot \cos \varphi & 1 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & -2 \cdot \cos \varphi & 1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ \dots & \dots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & -2 \cdot \cos \varphi & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 1 & -2 \cdot \cos \varphi & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 1 & -2 \cdot \cos \varphi \end{vmatrix}$$

Es ist also

$$\begin{aligned} a_r &= a'_r = 1 & b_r &= -2 \cdot \cos \varphi \\ \mu_1 &= -\frac{a'_1}{b_1} = \frac{1}{2 \cdot \cos \varphi} \\ b_{1r} &= b_r + a_r \mu_{r-1} = -2 \cdot \cos \varphi + \mu_{r-1} \\ \mu_r &= -\frac{a'_r}{b_{1r}} = \frac{1}{2 \cdot \cos \varphi - \mu_{r-1}} \end{aligned}$$

Hiermit wird

$$(53) \quad \begin{cases} \mu_1 = \frac{1}{2 \cdot \cos \varphi} & \mu_2 = \frac{2 \cdot \cos \varphi}{(2 \cdot \cos \varphi)^2 - 1} \\ \mu_3 = \frac{(2 \cdot \cos \varphi)^2 - 1}{(2 \cdot \cos \varphi)^3 - 2(2 \cdot \cos \varphi)} & \mu_4 = \frac{(2 \cdot \cos \varphi)^3 - 2(2 \cdot \cos \varphi)}{(2 \cdot \cos \varphi)^4 - 3(2 \cdot \cos \varphi)^2 + 1} \\ \mu_5 = \frac{(2 \cdot \cos \varphi)^4 - 3(2 \cdot \cos \varphi)^2 + 1}{(2 \cdot \cos \varphi)^5 - 4(2 \cdot \cos \varphi)^3 + 3(2 \cdot \cos \varphi)} & \dots \end{cases}$$

Streicht man in (52) die erste Spalte und die letzte Zeile, so sind in der verbleibenden Matrix alle Glieder oberhalb der Hauptdiagonalen gleich Null, die Glieder der Hauptdiagonalen selbst gleich 1. Also ist

$$(54a) \quad D_{1n-1} = (-1)^n$$

Mittels der μ -Werte (53) erhält man hieraus

$$(54b) \quad \begin{cases} D_{1n-2} = D_{n-21} = (-1)^n 2 \cdot \cos \varphi \\ D_{1n-3} = D_{n-31} = (-1)^n [(2 \cdot \cos \varphi)^2 - 1] \end{cases}$$

d. h. abgesehen vom Vorzeichen stellen die Nenner der μ -Werte die Unterdeterminanten der ersten Spalte bzw. der letzten Zeile dar. Nun sind die Vorzeichen der Potenzen von $2 \cdot \cos \varphi$ hierin offenbar Binomialzahlen, d. h. in allgemeiner Form kann man schreiben

$$(54c) \quad D_{1m} = (-1)^n \left[\binom{n-m-1}{0} (2 \cdot \cos \varphi)^{n-m-1} - \binom{n-m-2}{1} (2 \cdot \cos \varphi)^{n-m-3} + \binom{n-m-3}{2} (2 \cdot \cos \varphi)^{n-m-5} - \binom{n-m-4}{3} (2 \cdot \cos \varphi)^{n-m-7} + \dots \right]$$

In der gleichen Form treten aber auch die trivialen Lösungen der Rekursionsformel

$$(55) \quad y_{x-1} - 2 \cdot \cos \varphi y_x + y_{x+1} = 0$$

auf, wenn

$$(55a) \quad y_0 = 0 \quad y_1 = 1$$

vorgegeben sind⁵⁾. Man gelangt zu einfacheren Ausdrücken, wenn man (55) als Differenzgleichung auffaßt. Mit der allgemeinen Lösung [vgl. (35a) bis (40)]

$$(55b) \quad y_x = C_1 \cdot \cos m\varphi + C_2 \cdot \sin m\varphi$$

erhält man aus den Randbedingungen

$$(56) \quad \begin{cases} C_1 \cdot \cos 0\varphi + C_2 \cdot \sin 0\varphi = 0 \\ C_1 \cdot \cos 1\varphi + C_2 \cdot \sin 1\varphi = 1 \end{cases}$$

die Konstanten

$$(57) \quad C_1 = 0 \quad C_2 = \frac{1}{\sin \varphi}$$

also

$$(58) \quad y_x = \frac{\sin m\varphi}{\sin \varphi}$$

und dementsprechend, da die D_{1m} von unten nach oben berechnet wurden:

$$(59) \quad D_{1m} = (-1)^n \cdot \frac{\sin(n-m)\varphi}{\sin \varphi}$$

Der einfache Ausdruck (59) ist also mit (54c) identisch.

Für die folgenden Spalten mit $k > 1$ treten an die Stelle des Ausgangswertes $(-1)^n$ wegen der Doppelsymmetrie der Determinante die nächst-

⁴⁾ Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen. 2. Bd., I. Abt., 5. Aufl., S. 181 ff. Auflösung dreigliedriger Elastizitätsgleichungen.

⁵⁾ Bleich-Melan, Die gewöhnlichen und partiellen Differenzgleichungen der Baustatik. Berlin und Wien 1927, S. 163.

folgenden Werte der ersten Spalte. Allgemein ist daher für $m > k$, d. h. unterhalb der Hauptdiagonalen

$$(60) \quad D_{mk} = (-1)^n \cdot \frac{\sin(n-m)\varphi \cdot \sin k\varphi}{\sin^2 \varphi}$$

Oberhalb der Hauptdiagonalen ist, ebenfalls aus Symmetriegründen,

$$(61) \quad D_{mk} = (-1)^n \cdot \frac{\sin m\varphi \cdot \sin(n-k)\varphi}{\sin^2 \varphi}$$

Es verbleibt noch die Bestimmung der Nennerdeterminante. Bei Betrachtung des Schemas (52) wird offenbar, daß diese gleich der Unterdeterminante D_{11} der entsprechenden Matrix vom Grade n ist, d. h.

$$(62) \quad \Delta = (-1)^{n+1} \cdot \frac{\sin n\varphi}{\sin \varphi}$$

Also erhält man

$$(63) \quad \begin{cases} \beta_{mk} = -\frac{\sin(n-m)\varphi \cdot \sin k\varphi}{\sin \varphi \cdot \sin n\varphi} & (m \geq k) \\ \beta_{mk} = -\frac{\sin m\varphi \cdot \sin(n-k)\varphi}{\sin \varphi \cdot \sin n\varphi} & (m \leq k) \end{cases}$$

und hiermit bekanntlich

$$(64) \quad \Delta Q_m = \sum_1^{n-1} B_k \beta_{mk}$$

Steht nur auf dem k -ten Querträger eine Last P_0 und ist ihr auf den inneren Hauptträger entfallender Anteil gleich P , der auf den äußeren entfallende gleich P' , so wird nach (35c)

$$(65) \quad \begin{cases} B_{k-1} = B_{k+1} = -P \\ B_k = 2P - \frac{\lambda \lambda'}{b r} P_0 \\ B'_{k-1} = B'_{k+1} = -P' \\ B'_k = 2P' + \frac{\lambda \lambda'}{b r} P_0 \end{cases}$$

Alle übrigen B sind gleich Null. Für diesen Fall lautet also (64)

$$(66) \quad \Delta Q_{m(1 \text{ t } \ln k)} = -P(\beta_{mk-1} + \beta_{mk+1}) + B_k \beta_{mk}$$

Für $m \geq k$, nach Umformung

$$(67a) \quad \begin{cases} \Delta Q_{m(1 \text{ t } \ln k_0)} = -\frac{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} P_0 r_0}{b} \beta_{mk} \\ \Delta Q'_{m(1 \text{ t } \ln k_0)} = +\frac{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} P_0 r_0}{b} \beta_{mk} \end{cases}$$

Für $m = k$, nach Umformung

$$(67b) \quad \begin{cases} \Delta Q_{k(1 \text{ t } \ln k_0)} = -P - \frac{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} P_0 r_0}{b} \beta_{kk} \\ \Delta Q'_{k(1 \text{ t } \ln k_0)} = -P' + \frac{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} P_0 r_0}{b} \beta_{kk} \end{cases}$$

r_0 bezeichnet hierin den Halbmesser des Kreises, auf dem P_0 wandert.

Da bei einem ebenen Träger für $m \geq k$ $\Delta Q = 0$, für $m = k$ $\Delta Q = -P$ wäre, sagen die vorstehenden Gleichungen aus, daß die β -Werte bis auf einen Multiplikator unmittelbar die durch die Krümmung hervorgerufenen Zusatzkräfte darstellen. Nur mit Rücksicht auf diese und andere, im folgenden noch aufzuzeigenden bemerkenswerten Eigenschaften der β -Werte wurden diese hier abgeleitet. An sich hätte das in (67) niedergelegte Ergebnis noch rascher mittels der Differenzenrechnung gefunden werden können.

Zu diesem Zwecke hat man von 0 bis $k-1$ und von $k+1$ bis n je eine homogene Differenzgleichung des Typus (35) anzuschreiben und erhält als Lösung

$$(68a) \quad \Delta Q_{ml} = C_{1l} \cdot \cos m\varphi + C_{2l} \cdot \sin m\varphi$$

$$(68b) \quad \Delta Q_{mr} = C_{1r} \cdot \cos m\varphi + C_{2r} \cdot \sin m\varphi$$

Die Randbedingungen lauten

$$(69) \quad \begin{cases} a) \Delta Q_0 = 0 \\ b) \Delta Q_{k-2} - 2 \cdot \cos \varphi \Delta Q_{k-1} + \Delta Q_k = B_{k-1} = -P \\ c) \Delta Q_k - 2 \cdot \cos \varphi \Delta Q_{k+1} + \Delta Q_{k+2} = B_{k+1} = -P \\ d) \Delta Q_n = 0 \end{cases}$$

In b) und c) darf für ΔQ_k nicht der Ausdruck gemäß (68) gesetzt werden, da die Stelle k nicht mehr im Bereich der homogenen Gleichungen liegt; ΔQ_k ist zunächst als weitere Unbekannte zu behandeln. Gl. 69 lautet daher

$$(70) \quad \begin{cases} a) C_{1l} \cdot \cos 0\varphi + C_{2l} \cdot \sin 0\varphi = 0 \\ b) C_{1l} \cdot \cos(k-2)\varphi + C_{2l} \cdot \sin(k-2)\varphi - 2C_{1l} \cdot \cos\varphi \cdot \cos(k-1)\varphi \\ \quad - 2C_{2l} \cdot \cos\varphi \cdot \sin(k-1)\varphi = -(P + \Delta Q_k) \\ c) -2C_{1r} \cdot \cos\varphi \cdot \cos(k+1)\varphi - 2C_{2r} \cdot \cos\varphi \cdot \sin(k+1)\varphi \\ \quad + C_{1r} \cdot \cos(k+2)\varphi + C_{2r} \cdot \sin(k+2)\varphi = -(P + \Delta Q_k) \\ d) C_{1r} \cdot \cos n\varphi + C_{2r} \cdot \sin n\varphi = 0 \end{cases}$$

Hieraus

$$(71) \quad \begin{cases} C_{1l} = 0 \\ C_{2l} = (P + \Delta Q_k) \frac{1}{\sin k\varphi} \\ C_{1r} = (P + \Delta Q_k) \frac{\sin n\varphi}{\sin(n-k)\varphi} \\ C_{2r} = -(P + \Delta Q_k) \frac{\cos n\varphi}{\sin(n-k)\varphi} \end{cases}$$

Zur Bestimmung von ΔQ_k dient die Beziehung

$$(72) \quad \Delta Q_{k-1} - 2 \cdot \cos \varphi \Delta Q_k + \Delta Q_{k+1} = B_k$$

oder nach Einsetzen der Werte aus (65), (68) und (71)

$$(73) \quad \begin{cases} (P + \Delta Q_k) \left[\frac{\sin(k-1)\varphi}{\sin k\varphi} + \frac{\sin n\varphi \cdot \cos(k+1)\varphi}{\sin(n-k)\varphi} \right. \\ \left. - \frac{\cos n\varphi \cdot \sin(k+1)\varphi}{\sin(n-k)\varphi} \right] - 2 \cdot \cos \varphi \Delta Q_k = 2P - \frac{4r' \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}}{b} P_0 \end{cases}$$

Dies führt nach einigen Umformungen zu dem Ausdruck (67b), den man nun in (71) einsetzen kann. Man erhält mit $P_0 = 1$

$$(74) \quad \begin{cases} C_{1l} = 0 \\ C_{2l} = -\frac{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} r_0}{b} \cdot \frac{\sin(n-k)\varphi}{\sin \varphi \cdot \sin n\varphi} \\ C_{1r} = -\frac{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} r_0}{b} \cdot \frac{\sin k\varphi}{\sin \varphi} \\ C_{2r} = +\frac{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} r_0}{b} \cdot \frac{\sin k\varphi}{\sin \varphi} \cdot \text{ctg } n\varphi \end{cases}$$

und diese Werte, in (68) eingesetzt, ergeben schließlich wieder Gl. 67a. Selbstverständlich gilt das vorstehend für den inneren Hauptträger angedeutete Verfahren entsprechend auch für den äußeren. Ein drittes, besonders elegantes Lösungsverfahren findet sich in der in Fußnote 10 angegebenen Arbeit.

3. Querkräfte und Momente.

Bevor aus den nunmehr bekannten Werten ΔQ die Q - und M -Linien bzw. die Einflußlinien für Q und M hergeleitet werden, mögen erst einige im folgenden benötigte Summenformeln zusammengestellt werden. Es ist⁶⁾

$$(75) \quad \Sigma \sin(\alpha x + \beta) \Delta x = -\frac{\cos \left[\alpha \left(x - \frac{1}{2} \right) + \beta \right]}{2 \cdot \sin \frac{\alpha}{2}}$$

$$(76) \quad \Sigma x \cdot \sin \alpha x \Delta x = \frac{1}{2(1 - \cos \alpha)} [x \cdot \sin \alpha(x-1) - (x-1) \cdot \sin \alpha x]$$

Hieraus die bestimmten Summen mit $\Delta x = 1$:

$$(77) \quad \sum_{a=1}^b \sin m\varphi = \frac{\sin \frac{b}{2} \varphi \cdot \sin \frac{b+1}{2} \varphi}{\sin \frac{\varphi}{2}}$$

$$(78) \quad \sum_{a=1}^b m \cdot \sin m\varphi = \frac{1}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}} [(b+1) \cdot \sin b\varphi - b \cdot \sin(b+1)\varphi]$$

$$(79) \quad \sum_{a=1}^{n-1} (n-m) \cdot \sin m\varphi = \sum_{a=1}^{n-1} m \cdot \sin(n-m)\varphi = \frac{n \cdot \sin \varphi - \sin n\varphi}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}}$$

Es stehe nun wieder eine Einzellast P_0 (mit den Anteilen P und P') auf dem k -ten Querträger. Man hat dann für den ebenen Ersatzträger das nachstehend skizzierte Belastungsschema (Abb. 3) und findet

$$(80) \quad A = -\frac{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} P_0 r_0}{n b \cdot \sin \varphi \cdot \sin n\varphi} \left[\sin(n-k)\varphi \sum_1^{k-1} (n-m) \cdot \sin m\varphi \right. \\ \left. + \sin k\varphi \sum_k^{n-1} (n-m) \cdot \sin(n-m)\varphi \right] + P \frac{n-k}{n}$$

⁶⁾ Bleich-Melan, Die gewöhnlichen und partiiellen Differenzgleichungen der Baustatik, S. 16 u. 29.

Für die zweite Summe in der eckigen Klammer kann man schreiben

$$(81) \quad \sum_k^{n-1} (n-m) \cdot \sin(n-m) \varphi = \sum_1^{n-k} m \cdot \sin m \varphi$$

und erhält unter Verwendung der vorstehenden Summenformeln nach einigen Umformungen mit $P_0 = 1$:

$$(82a) \quad A = \frac{r'}{b} \cdot \frac{n-k}{n} - \frac{r_0}{b} \cdot \frac{\sin(n-k) \varphi}{\sin n \varphi}$$

Ebenso

$$(82b) \quad A' = \frac{r_0}{b} \cdot \frac{\sin(n-k) \varphi}{\sin n \varphi} - \frac{r}{b} \cdot \frac{n-k}{n}$$

als Gleichungen der Einflußlinien für A bzw. A' .

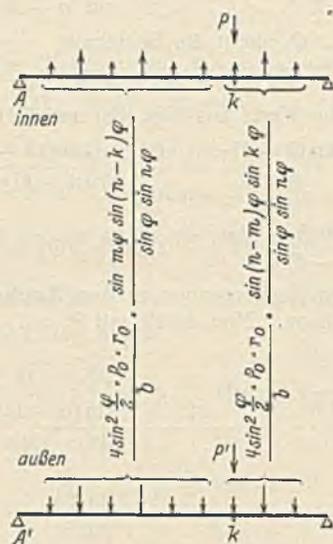


Abb. 3.

Aus (82) folgt

$$(83) \quad A_0 = A + A' = \frac{n-k}{n}$$

und

$$(84) \quad r_{0A} = \frac{Ar + A'r'}{A + A'} = r_0 P \frac{n \cdot \sin(n-k) \varphi}{(n-k) \cdot \sin n \varphi}$$

Weiter wird

$$(85) \quad Q_m = A + \sum_1^{m-1} Q; \quad Q'_m = A' - \sum_1^{m-1} Q \quad (m \leq k)$$

$$(86) \quad Q_m = \frac{r'}{b} \cdot \frac{n-k}{n} - \frac{r_0}{b} \cdot \frac{\sin(n-k) \varphi}{\sin n \varphi} + \frac{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2} r_0}{b} \cdot \frac{\sin(n-k) \varphi}{\sin \varphi \cdot \sin n \varphi} \sum_1^{m-1} \sin m \varphi$$

$$(87a) \quad Q_m = \frac{r'}{b} \cdot \frac{n-k}{n} - \frac{r_0}{b} \cdot \frac{\sin(n-k) \varphi}{\sin n \varphi} \cdot \frac{\cos \frac{2m-1}{2} \varphi}{\cos \frac{\varphi}{2}}$$

Ebenso

$$(87b) \quad Q'_m = \frac{r_0}{b} \cdot \frac{\sin(n-k) \varphi}{\sin n \varphi} \cdot \frac{\cos \frac{2m-1}{2} \varphi}{\cos \frac{\varphi}{2}} - \frac{r}{b} \cdot \frac{n-k}{n}$$

Je nachdem, ob man in diesen Gleichungen m oder k als veränderlich ansieht, ergeben sie die Q -Linien infolge Last auf dem k -ten Querträger oder die Einflußlinien für Q im m -ten Felde. Mit $m=1$ geht (87) wieder in (82) über. Die Gleichungen gelten nur für $m \leq k$. Man erhält also von allen Kurven zunächst nur den einen Zweig, kann dann aber je zwei dieser Zweige, die für symmetrisch zur Überbaumitte gelegene Punkte gelten, zu einer vollständigen Q -Linie bzw. Einflußlinie zusammensetzen. Formelmäßig drückt sich dies darin aus, daß in (87) $n-k$ durch k und m durch $n-m$ zu ersetzen ist.

Erweitert man den zweiten Summanden von (87a) mit $2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2}$, so kommt man für Q_m auf die Form

$$(88) \quad Q_m = \frac{r'}{b} \cdot \frac{n-k}{n} - \frac{r_0}{b} \cdot \frac{\sin(n-k) \varphi}{\sin \varphi \cdot \sin n \varphi} [\sin m \varphi - \sin(m-1) \varphi]$$

Wegen $M_m = \Sigma Q \lambda$ folgt hieraus

$$(89a) \quad M_m = \frac{r' \lambda}{b} \cdot \frac{m(n-k)}{n} - \frac{r_0 \lambda}{b} \cdot \frac{\sin m \varphi \cdot \sin(n-k) \varphi}{\sin \varphi \cdot \sin n \varphi}$$

Ebenso

$$(89b) \quad M'_m = \frac{r_0 \lambda'}{b} \cdot \frac{\sin m \varphi \cdot \sin(n-k) \varphi}{\sin \varphi \cdot \sin n \varphi} - \frac{r \lambda'}{b} \cdot \frac{m(n-k)}{n}$$

Für die Momente gemäß (89) gelten sinngemäß die gleichen Betrachtungen, wie sie im Anschluß an (87) für die Querkräfte angestellt wurden. Aus dem in m und $n-k$ symmetrischen Bau von (89) folgt, daß für das hier untersuchte System das gleiche Vertauschungsgesetz gilt wie für den ebenen Träger: das Moment im Punkte m , herrührend von der Last $1 t$ in k_0 , ist gleich dem Moment in k , herrührend von der Last $1 t$ in m_0 . m_0 und k_0 liegen hierbei auf dem Kreis mit dem Radius r_0 . Weiter folgt hieraus, daß die Momentenlinie infolge $1 t$ in m gleich der Einflußlinie für das Moment im Punkt m ist, wiederum genau wie beim ebenen Träger.

Man beachte, daß definitionsgemäß M_m in der durch die Gerade $(m-1) \div m$ gelegten lotrechten Ebene wirkt, in der auch der von M_m abhängige Gurtstab O_{m-1} liegt. Für die Berechnung von stetig gekrümmten Blechträgern ist das in der Berührungsebene wirkende Moment maßgebend; die gefundenen Werte sind daher in diesem Fall noch mit $\cos \frac{\varphi}{2}$ zu multiplizieren, jedoch liegt dieser Faktor wohl stets so nahe bei 1, daß der Unterschied praktisch bedeutungslos ist.

Die Ermittlung der Durchbiegungen kann entsprechend dem Abschnitt über statisch unbestimmte Systeme geschehen, so daß mit vorstehendem die Untersuchung des einfachen Systems mit nur einer Öffnung abgeschlossen werden kann. Die gefundenen Formeln mögen jedoch noch für einige Sonderfälle angeschrieben werden.

Wandert P_0 auf dem inneren Hauptträger, ist also $r_0 = r$, so ist für den äußeren Träger gemäß (89b)

$$(90a) \quad M'_m = \frac{r \lambda'}{b} \left[\frac{\sin m \varphi \cdot \sin(n-k) \varphi}{\sin \varphi \cdot \sin n \varphi} - \frac{m(n-k)}{n} \right]$$

Bei Last auf dem äußeren Träger ist für den inneren gemäß (89a)

$$(90b) \quad M_m = \frac{r' \lambda}{b} \left[\frac{m(n-k)}{n} - \frac{\sin m \varphi \cdot \sin(n-k) \varphi}{\sin \varphi \cdot \sin n \varphi} \right]$$

Diese beiden Ausdrücke sind wegen $r \lambda' = r' \lambda$ entgegengesetzt gleich. Dies bedeutet für das vorliegende System eine Erweiterung des im Anschluß an (89) erwähnten Vertauschungsgesetzes: das Moment im Punkte $\left\{ \begin{matrix} m \text{ des inneren} \\ m' \text{ des äußeren} \end{matrix} \right\}$ Hauptträgers, herrührend von der Last $1 t$ im Punkte $\left\{ \begin{matrix} k \text{ des äußeren} \\ k' \text{ des inneren} \end{matrix} \right\}$ Hauptträgers ist entgegengesetzt gleich dem Moment

im Punkte $\left\{ \begin{matrix} m' \text{ des äußeren} \\ m \text{ des inneren} \end{matrix} \right\}$ Hauptträgers, herrührend von der Last $1 t$ im Punkte $\left\{ \begin{matrix} k \text{ des inneren} \\ k' \text{ des äußeren} \end{matrix} \right\}$ Hauptträgers.

Wandert ein um die Überbauachse drehendes Kräftepaar über die Brücke ($P' = 1 t, P = -1 t$; Einfluß der senkrechten Zusatzkräfte infolge von Wind, Fliehkraft, Seitenstoß), so fällt in (89) der das Glied $\frac{m(n-k)}{n}$ enthaltende Summand fort, während an die Stelle von r_0 der Wert $r' - r = b$ tritt; also wird für diesen Fall

$$(91a) \quad M_m = -\lambda \cdot \frac{\sin m \varphi \cdot \sin(n-k) \varphi}{\sin \varphi \cdot \sin n \varphi} = -\lambda \beta_{mk}$$

$$(91b) \quad M'_m = +\lambda' \cdot \frac{\sin m \varphi \cdot \sin(n-k) \varphi}{\sin \varphi \cdot \sin n \varphi} = +\lambda' \beta_{mk}$$

Man kommt also zu der interessanten Tatsache, daß die β -Tafel bis auf einen Multiplikator unmittelbar die Momentenlinien oder die Momenteneinflußlinien für ein Kräftepaar darstellt.

B. Räumlich gekrümmte Gelenkträger.

Die eingehängten Träger und die Mittelöffnungen der Kragträger bei unbelasteten Kragarmen werden in der im vorhergehenden Abschnitt geschilderten Weise untersucht.

Zu ermitteln sind daher nur die Querkräfte und Momente der Kragarme sowie der Einfluß der Kragarme auf die Mittelöffnungen der Kragträger.

Eine Last P_0 stehe auf dem k -ten Querträger, wobei jetzt $k > n$ (oder auch $k < 0$) sei. Sie erzeugt die vorläufig unbekanntenen Stützmomente M_n und M'_n bzw. Gurtkräfte O_n und O'_n mit den senkrecht zur Brückenachse gerichteten Komponenten $2O_n \cdot \sin \frac{\varphi}{2} = 2 \frac{M_n}{h} \cdot \sin \frac{\varphi}{2}$ und $2 \frac{M'_n}{h} \cdot \sin \frac{\varphi}{2}$.

Hieraus folgen die senkrechten Zusatzlasten

$$(92) \quad \begin{cases} \Delta Q_n = -\frac{2(M_n + M'_n)}{b} \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \\ \Delta Q'_n = +\frac{2(M_n + M'_n)}{b} \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \end{cases}$$

wobei M_n und M'_n vorläufig positiv angenommen wurden.

Ist die Mittelloffnung selbst unbelastet, so hat man für diese eine homogene Differenzgleichung des Typus (35) mit der Lösung

$$(93) \quad \Delta Q_m = C_1 \cdot \cos m\varphi + C_2 \cdot \sin m\varphi.$$

Die eine Randbedingung ist durch (92) gegeben, die andere lautet $\Delta Q_0 = 0$. Aus

$$(94) \quad \begin{cases} C_1 \cdot \cos 0\varphi + C_2 \cdot \sin 0\varphi = 0 \\ C_1 \cdot \cos n\varphi + C_2 \cdot \sin n\varphi = -\frac{2(M_n + M'_n)}{b} \cdot \sin \frac{\varphi}{2} \end{cases}$$

findet man

$$(95) \quad C_1 = 0 \quad C_2 = -\frac{2(M_n + M'_n) \cdot \sin \frac{\varphi}{2}}{b \cdot \sin n\varphi}$$

und hiermit

$$(96a) \quad \Delta Q_m = -\frac{2(M_n + M'_n)}{b} \cdot \frac{\sin \frac{\varphi}{2} \cdot \sin m\varphi}{\sin n\varphi}$$

ebenso

$$(96b) \quad \Delta Q'_m = +\frac{2(M_n + M'_n)}{b} \cdot \frac{\sin \frac{\varphi}{2} \cdot \sin m\varphi}{\sin n\varphi}$$

Hiermit wird [vgl. (79)]

$$(97a) \quad A = \frac{M_n}{n\lambda} + \frac{n-1}{1} \frac{n-m}{n} \Delta Q_m$$

$$= \frac{M_n}{n\lambda} - \frac{2(M_n + M'_n) \cdot \sin \frac{\varphi}{2}}{nb \cdot \sin n\varphi} \cdot \frac{n \cdot \sin \varphi - \sin n\varphi}{4 \cdot \sin^2 \frac{\varphi}{2}}$$

$$= \frac{M_n}{n\lambda} - \frac{(M_n + M'_n)}{nb \cdot \sin n\varphi} \cdot \frac{n \cdot \sin \varphi - \sin n\varphi}{2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2}}$$

$$(97b) \quad A' = \frac{M'_n}{n\lambda'} + \frac{M_n + M'_n}{nb \cdot \sin n\varphi} \cdot \frac{n \cdot \sin \varphi - \sin n\varphi}{2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2}}$$

Addiert man die letzten beiden Gleichungen, so wird

$$(98) \quad An\lambda + A'n\lambda' = M_n + M'_n + \frac{M_n + M'_n}{b \cdot \sin n\varphi} \cdot \frac{n \cdot \sin \varphi - \sin n\varphi}{2 \cdot \sin \frac{\varphi}{2}} (\lambda' - \lambda).$$

Mit

$$(99) \quad \lambda' - \lambda = \lambda \frac{b}{r} = 2b \cdot \sin \frac{\varphi}{2}$$

erhält man schließlich

$$(100) \quad (M_n + M'_n) = \frac{(Ar + A'r') \cdot \sin n\varphi}{\cos \frac{\varphi}{2}}$$

eine Beziehung, die übrigens auch leicht aus der Momentengleichung um die Achse $n \div n'$ herzuleiten ist. Die Hebelarme von A und A' sind $r \cdot \sin n\varphi$ bzw. $r' \cdot \sin n\varphi$, also

$$(101) \quad Ar \cdot \sin n\varphi + A'r' \cdot \sin n\varphi = (M_n + M'_n) \cdot \cos \frac{\varphi}{2}.$$

Setzt man (100) in (97) ein, so findet man nach Umformung

$$(102a) \quad M_n = (A + A') \frac{r'n\lambda}{b} - (Ar + A'r') \frac{\lambda}{b} \cdot \frac{\sin n\varphi}{\sin \varphi}.$$

$$(102b) \quad M'_n = (Ar + A'r') \frac{\lambda'}{b} \cdot \frac{\sin n\varphi}{\sin \varphi} - (A + A') \frac{r'n\lambda}{b}.$$

Diese Beziehungen zwischen den Kräften A und A' an dem einen und den Stütz- oder Einspannungsmomenten M_n und M'_n am anderen Ende eines räumlich gekrümmten Überbaues können nun offenbar ohne weiteres auf das Kragarmstück zwischen $k > n$ und n übertragen werden. Man hat nur zu setzen

$$(103) \quad \begin{cases} (k-n) \text{ statt } n \\ -P_0 = -1 \text{ statt } A + A' \\ -P_0 r_0 = -1 r_0 \text{ statt } Ar + A'r' \end{cases}$$

und erhält

$$(104a) \quad M_n = \frac{r_0 \lambda}{b} \cdot \frac{\sin(k-n)\varphi}{\sin \varphi} - \frac{r' \lambda}{b} (k-n),$$

$$(104b) \quad M'_n = \frac{r' \lambda'}{b} (k-n) - \frac{r_0 \lambda'}{b} \cdot \frac{\sin(k-n)\varphi}{\sin \varphi}.$$

(Die Ausdrücke sind übrigens identisch mit (89), wenn dort $m = n$ gesetzt wird.) Entsprechend

$$(105a) \quad M_{n+1} = \frac{r_0 \lambda}{b} \cdot \frac{\sin(k-n-1)\varphi}{\sin \varphi} - \frac{r' \lambda}{b} (k-n-1),$$

$$(105b) \quad M'_{(n+1)} = \frac{r' \lambda'}{b} (k-n-1) - \frac{r_0 \lambda'}{b} \cdot \frac{\sin(k-n-1)\varphi}{\sin \varphi}$$

usw. Praktisch brauchen nur die Einflußlinien für M_n und M'_n ermittelt zu werden, da diese durch Kürzung um 1, 2, t Felder dann die Einflußlinien für M_{n+1} , M_{n+2} , M_{n+t} ergeben.

Die Einflußlinien für die Querkräfte im Kragarm ergeben sich als Differenz aufeinanderfolgender $\frac{M_n}{\lambda}$ -Linien.

$$(106a) \quad Q_{n+1} = \frac{r'}{b} - \frac{r_0}{b} \cdot \frac{\cos \frac{2(k-n)-1}{2} \varphi}{\cos \frac{\varphi}{2}}$$

$$(106b) \quad Q'_{n+1} = \frac{r_0}{b} \cdot \frac{\cos \frac{2(k-n)-1}{2} \varphi}{\cos \frac{\varphi}{2}} - \frac{r'}{b}.$$

Hat der Kragarm t Felder und folgt hierauf ein eingehängter Überbau, so setze man in (104) und (106) für $k > n + t$, also für Last auf dem eingehängten Überbau, $k - n = t$, also konstant; dafür sind jetzt P_0 und r_0 veränderlich, und zwar

$$(107) \quad P_0 = A + A', \quad r_0 = \frac{Ar + A'r'}{A + A'}$$

wobei die Auflagerdrücke A und A' aus der zuvor durchzuführenden Berechnung des eingehängten Überbaues bekannt sind. Man erhält dann die Momente und Querkräfte des Kragarmes infolge der Belastung des eingehängten Überbaues in der einfachen Form $\alpha A + \alpha' A'$, wobei α und α' Zahlen sind, und zwar

$$(108a) \quad M_n = \left[\frac{r\lambda}{b} \cdot \frac{\sin t\varphi}{\sin \varphi} - \frac{r'\lambda}{b} t \right] A + \left[\frac{r'\lambda'}{b} \cdot \frac{\sin t\varphi}{\sin \varphi} - \frac{r\lambda'}{b} t \right] A',$$

$$(108b) \quad M'_n = \left[\frac{r'\lambda'}{b} t - \frac{r\lambda'}{b} \cdot \frac{\sin t\varphi}{\sin \varphi} \right] A + \left[\frac{r\lambda}{b} \cdot \frac{\sin t\varphi}{\sin \varphi} - \frac{r'\lambda}{b} t \right] A'.$$

$$(109a) \quad Q_{n+1} = \left[\frac{r'}{b} - \frac{r}{b} \cdot \frac{\cos \frac{2t-1}{2} \varphi}{\cos \frac{\varphi}{2}} \right] A + \left[\frac{r'}{b} - \frac{r'}{b} \cdot \frac{\cos \frac{2t-1}{2} \varphi}{\cos \frac{\varphi}{2}} \right] A'.$$

$$(109b) \quad Q'_{n+1} = \left[\frac{r}{b} \cdot \frac{\cos \frac{2t-1}{2} \varphi}{\cos \frac{\varphi}{2}} - \frac{r}{b} \right] A + \left[\frac{r'}{b} \cdot \frac{\cos \frac{2t-1}{2} \varphi}{\cos \frac{\varphi}{2}} - \frac{r'}{b} \right] A'.$$

Um den Einfluß der nunmehr bekannten Stützenmomente auf die Mittelloffnung zu finden, wird zunächst (104) in (97) eingesetzt. Man erhält für die Auflagerdrücke am momentenfreien Ende der Mittelloffnung infolge Belastung des Kragarmes

$$(110a) \quad A = \frac{r_0}{b} \cdot \frac{\sin(k-n)\varphi}{\sin \varphi} - \frac{r'}{b} \cdot \frac{k-n}{n}$$

$$(110b) \quad A' = \frac{r}{b} \cdot \frac{k-n}{n} - \frac{r_0}{b} \cdot \frac{\sin(k-n)\varphi}{\sin \varphi}.$$

Dieser Ausdruck ist identisch mit (82), wenn man dort einfach k über n hinaus weiterzählt. (82) ist antisymmetrisch zum Punkte n bzw. n' , d. h. die Ordinaten der A - bzw. A' -Linie sind in symmetrisch zu n bzw. n' gelegenen Punkten entgegengesetzt gleich. Da man bei alleiniger Belastung des Kragarmes alle statischen Größen der Mittelloffnung als Funktionen von A und A' ausdrücken könnte, gilt der vorstehende Satz auch für alle übrigen Einflußlinien. Nun haben auch (87) und (89) die Eigenschaft, antisymmetrisch für Punkt n bzw. n' zu sein, d. h. die für die Mittelloffnung gefundenen Formeln der Einflußlinien gelten durchweg auch unter den Kragarmen, wenn man in diesen Formeln k über n hinaus weiterzählt (bzw. auch $k < 0$ für den Kragarm am Querträger $0-0'$ setzt). Unter den eingehängten Überbauten erhält man die Einflußlinien für die statischen Größen der Mittelloffnung wieder in der Form $\alpha A + \alpha' A'$ [vgl. (107) bis (109)].

momente der Hauptträger konstant an, so wird $\gamma_m = 0$ und, wenn man nach $\frac{\lambda}{J} = \frac{\lambda'}{J'}$ setzt, $\alpha = \beta = \frac{\delta}{2} = \frac{\epsilon}{2} = \frac{\lambda}{6J}$, so daß dieser Faktor vor die Summe gezogen werden kann; es verbleibt dann $\alpha = \beta = 1, \gamma = 0, \delta = \epsilon = 2$.

Sind alle Öffnungen geometrisch und konstruktiv gleich, so sind bei beliebiger Anzahl der Öffnungen im ganzen nur sechs verschiedene, von der Belastung unabhängige Verschiebungswerte zu errechnen, nämlich

$$\begin{aligned} \delta_{ii} & \quad \delta_{i'i'} & \delta_{ii'} & \delta_{ii-1} = \delta_{ii+1} \\ \delta_{i'(i-1)} & = \delta_{i'(i+1)} & & \delta_{i'(i-1)} = \delta_{i'(i+1)} \end{aligned}$$

und die Determinante des Systems nimmt die folgende Form an, bei der die i zum Unterschiede von den m mit römischen Ziffern bezeichnet sind und gleiche Buchstaben gleiche Werte andeuten

$$(120) \quad \begin{vmatrix} & I & I' & II & II' & III & III' & IV & IV' & V & V' \\ I & c & d & a & b & & & & & & \\ I' & d & f & b & e & 0 & & & & & \\ II & a & b & c & d & a & b & & & & \\ II' & b & e & c & d & b & e & 0 & & & \\ III & & 0 & a & b & c & d & a & b & & \\ III' & & & b & e & d & f & b & e & 0 & \\ IV & & & & 0 & a & b & c & d & a & b \\ IV' & & & & & b & e & d & f & b & e \\ V & & & & & & 0 & a & b & c & d \\ V' & & & & & & & b & e & d & f \end{vmatrix}$$

Hieraus kann man nun, wie bereits bemerkt, die β -Tafel ermitteln. Dann ist die Einflußlinie für irgendeine statisch unbestimmte Größe X_i gleich der Biegelinie des mit den Momenten β_{ii} belasteten Hauptsystems. Man hat also beispielsweise die Öffnung $(i-1) \div i$ mit den vier an den Enden dieser Öffnung angreifenden Momenten

$$\beta_{ii-1} \quad \beta_{i'(i-1)} \quad \beta_{ii} \quad \text{und} \quad \beta_{i'i'}$$

zu belasten. Für den Fall, daß je einer dieser Werte gleich 1, die anderen drei aber gleich Null sind, sind die Momente bereits bekannt (vgl. Gl. 113). Man erhält daher die jetzt gesuchten Momente als Summe von vier Produkten, nämlich

$$(121) \quad M_{mi} = \beta_{ii-1} M_{m(i-1)} + \beta_{i'(i-1)} M_{m(i-1)'} + \beta_{ii} M_{mi} + \beta_{i'i'} M_{m i'}$$

Als dann ist die Last 1 t der Reihe nach in allen Knotenpunkten beider Hauptträger aufzustellen und für jeden dieser Belastungsfälle in

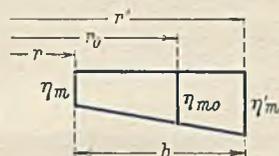


Abb. 5.

üblicher Weise die Durchbiegung an der Lastangriffsstelle zu ermitteln⁹⁾. Man erhält Ordinaten η_m für auf dem inneren und η'_m für auf dem äußeren Hauptträger wandernde Last; dann ist für einen beliebigen Wert r_0

$$(122) \quad \eta_{mo} = \eta_m \frac{r' - r_0}{b} + \eta'_m \frac{r_0 - r}{b}$$

Hat man eine größere Zahl von statisch unbestimmten Größen, so kann man auch die Biegelinien zunächst gesondert für die vier an jeder Öffnung angreifenden, gleich Eins gesetzten Momente errechnen und dann erst die Zusammensetzung entsprechend (121) vornehmen.

Die vorstehenden Entwicklungen sind im wesentlichen auf vollwandige Systeme zugeschnitten, die bei neuzeitlichen, räumlich gekrümmten Brücken wohl auch die Regel bilden werden. Die Übertragung des Gedankenganges auf Fachwerke wird im Bedarfsfalle keine grundsätzlichen Schwierigkeiten bereiten, so daß von der Wiedergabe der entsprechenden Formel ausdrücke hier abgesehen werden darf. Auch die Durchbiegungen von statisch bestimmten Systemen können in entsprechender Weise gefunden werden.

⁹⁾ Man beachte, daß sich Ausdrücke von dieser Form bei Benutzung der Rechenmaschine ohne Zwischenrechnung, d. h. auch ohne Notieren der einzelnen Produkte, ermitteln lassen.

⁹⁾ Zur zahlenmäßigen Durchführung dieser keineswegs langwierigen Rechnung vergleiche man die demnächst erscheinende Arbeit des Verfassers: „Einflußlinien für räumlich gekrümmte Stahlbrücken“, Stahlbau 1933.

D. Näherungsformeln.

Läßt man bei gleichbleibender Gesamtlänge die Feldweiten immer kleiner, die Zahl der Felder also immer größer werden, so gelangt man im Grenzfalle zu einem System, bei dem die stetig gekrümmten Hauptträger durch die Fahrbahnplatte hindurch stetig biegegestift miteinander verbunden sind. Das Gebilde besteht also gewissermaßen nur noch aus unendlich nah aufeinanderfolgenden Querrahmen, deren Stiele die Haupttragwände und deren Riegel die Fahrbahnplatte bzw. den Verband bilden. Dabei stützen sich die Köpfe der Querrahmen unter Zwischenschaltung von allseitig beweglichen Lagern gegeneinander, die unteren Eckpunkte unter Zwischenschaltung von Gelenken, deren Drehachsen radial liegen und von denen das eine Normalkräfte nach allen drei Komponenten, das andere nur in der x - und z -Richtung übertragen kann. Das entspricht dann genau der in Abb. 1 zwischen zwei Querrahmen bestehenden siebenstäbigen Verbindung. Obgleich einem solchen System praktische Bedeutung nicht zukommt, kann es doch dazu benutzt werden, brauchbare Näherungsformeln für das bisher behandelte Gebilde nach Abb. 1 zu entwickeln. Solche Formeln, beispielsweise für die Querkräfte und Momente infolge ständiger Last, werden vor allem beim Entwurf von räumlich gekrümmten Stahlbrücken wertvoll sein, um einen ersten Überblick über den Einfluß der Krümmung zu gewinnen, während das Auftragen der Einflußlinien nach den genauen Formeln so einfach ist, daß die Benutzung von Näherungsformeln in diesem Falle keine weitere Erleichterung bedeutet.

Wir beschränken daher die Untersuchung auf das System mit einer Öffnung unter dem Einfluß der ständigen Last und gehen diesmal von (37) aus. Der innere Hauptträger sei mit g , der äußere mit g' belastet. Die linke Seite der Gl. 37a lautet mit Berücksichtigung von (34)

$$(123) \quad \begin{aligned} M_{m-2} & - \left(4 - 4 \cdot \sin^2 \frac{\eta}{2}\right) M_{m-1} \\ & + \left(6 - 8 \cdot \sin^2 \frac{\eta}{2}\right) M_m - \left(4 - 4 \cdot \sin^2 \frac{\eta}{2}\right) M_{m+1} + M_{m+2} \\ & = \mathcal{J}^4 M + 4 \cdot \sin^2 \frac{\eta}{2} \mathcal{J}^2 M = \mathcal{J}^4 M - \frac{\lambda^2}{r^2} \mathcal{J}^2 M \end{aligned}$$

und die rechte Seite mit $G = g\lambda$ und $G' = g'\lambda'$

$$(124) \quad B_m \lambda = - \frac{\lambda^2 \lambda'}{b r} (g\lambda + g'\lambda')$$

Wir bezeichnen jetzt den früheren Winkel $m\eta$ mit ξ , den Winkel $n\eta$ mit η .

$$\text{Setzt man} \quad \lambda = r \mathcal{J} \xi, \quad \lambda' = r' \mathcal{J} \xi,$$

dividiert beiderseits durch $\mathcal{J}^4 \xi^4$ und vollzieht den Grenzübergang, so erhält man die Differentialgleichung

$$(125) \quad \frac{d^4 M}{d \xi^4} + \frac{d^2 M}{d \xi^2} = - \frac{r r'}{b} (g r + g' r')$$

Eine partikuläre Lösung ist

$$M = - \frac{r r'}{2 b} (g r + g' r') \xi^2.$$

Die charakteristische Gleichung

$$(126) \quad z^4 + z^2 = 0$$

hat die Wurzeln

$$(127) \quad z_1 = 0 \quad z_2 = 0 \quad z_3 = +i \quad z_4 = -i,$$

so daß der vollständige Ansatz

$$(128) \quad M = C_1 + C_2 \xi + C_3 \cdot \cos \xi + C_4 \cdot \sin \xi - \frac{r r'}{2 b} (g r + g' r') \xi^2$$

lautet. Es muß sein

$$\text{für } \xi = 0: \quad M = 0$$

$$\frac{d^2 M}{d \xi^2} = - C_3 \cdot \cos \xi - C_4 \cdot \sin \xi - \frac{r r'}{b} (g r + g' r') = - g r^2,$$

$$\text{für } \xi = \frac{\eta}{2}:$$

$$\frac{d M}{d \xi} = C_2 - C_3 \cdot \sin \xi + C_4 \cdot \cos \xi - \frac{r r'}{b} (g r + g' r') \xi = 0$$

$$\frac{d^3 M}{d \xi^3} = C_3 \cdot \sin \xi - C_4 \cdot \cos \xi = 0.$$

Also

$$(129) \quad \begin{cases} C_1 + C_3 & = 0 \\ C_2 - C_3 \cdot \sin \frac{\eta}{2} + C_4 \cdot \cos \frac{\eta}{2} - \frac{r r'}{b} (g r + g' r') \cdot \frac{\eta}{2} & = 0 \\ - C_3 & - \frac{r r'}{b} (g r + g' r') & = - g r^2 \\ C_3 \cdot \sin \frac{\eta}{2} - C_4 \cdot \cos \frac{\eta}{2} & = 0. \end{cases}$$

Hieraus

$$(130) \quad \begin{cases} C_1 = +\frac{r}{b}(gr^2 + g'r'^2) & C_2 = +\frac{r'r'}{b}(gr + g'r') \cdot \frac{\eta}{2} \\ C_3 = -\frac{r}{b}(gr^2 + g'r'^2) & C_4 = -\frac{r}{b}(gr^2 + g'r'^2) \cdot \operatorname{tg} \frac{\eta}{2} \end{cases}$$

Damit lautet (128) nach Umformung

$$(131a) \quad M_g = \frac{r'r'}{b}(gr + g'r') \frac{\xi(\eta - \xi)}{2} - \frac{r}{b}(gr^2 + g'r'^2) \frac{2 \cdot \sin \frac{\xi}{2} \cdot \sin \frac{\eta - \xi}{2}}{\cos \frac{\eta}{2}}$$

Ebenso

$$(131b) \quad M'_g = -\frac{r'r'}{b}(gr + g'r') \frac{\xi(\eta - \xi)}{2} + \frac{r}{b}(gr^2 + g'r'^2) \frac{2 \cdot \sin \frac{\xi}{2} \cdot \sin \frac{\eta - \xi}{2}}{\cos \frac{\eta}{2}}$$

Den Größtwert erhält man mit $\xi = \frac{\eta}{2}$ zu

$$(132a) \quad M_g = \frac{r'r'}{b}(gr + g'r') \frac{\eta^2}{8} - \frac{r}{b}(gr^2 + g'r'^2) \cdot \operatorname{tg} \frac{\eta}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\eta}{4}$$

bzw.

$$(132b) \quad M'_g = -\frac{r'r'}{b}(gr + g'r') \frac{\eta^2}{8} + \frac{r}{b}(gr^2 + g'r'^2) \cdot \operatorname{tg} \frac{\eta}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\eta}{4}$$

Um zu einfachen Näherungswerten zu gelangen, werden die trigonometrischen Funktionen in Reihen entwickelt und die Potenzen, deren Exponent größer als 4 ist, unberücksichtigt gelassen. Man erhält

$$(133) \quad \operatorname{tg} \frac{\eta}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\eta}{4} \approx \left(\frac{\eta}{2} + \frac{\eta^3}{24}\right) \left(\frac{\eta}{4} + \frac{\eta^3}{192}\right) \approx \frac{\eta^2}{8} + \frac{5\eta^4}{384}$$

und mit $\eta = \frac{l}{r} = \frac{l'}{r'}$

$$(134a) \quad M_g \approx \frac{g l^2}{8} - \frac{5}{384} \cdot \frac{l^4}{b r^3} (g r^2 + g' r'^2)$$

$$(134b) \quad M'_g \approx \frac{g' l'^2}{8} + \frac{5}{384} \cdot \frac{l'^4}{b r'^3} (g r^2 + g' r'^2)$$

Ersetzt man noch l und l' durch die Länge L , r und r' durch den Halbmesser R der Brückenachse, so kann man die beiden Ausdrücke (134), wenn auch etwas weniger genau, schreiben

$$(135a) \quad M_g \approx \frac{g L^2}{8} - \frac{5}{192} \cdot \frac{L^4}{b R} (g + g')$$

$$(135b) \quad M'_g \approx \frac{g' L'^2}{8} + \frac{5}{192} \cdot \frac{L'^4}{b R} (g + g')$$

Ist die Belastung beider Hauptträger die gleiche, also $g = g' = \frac{1}{2} g_0$, so wird sehr einfach

$$(136) \quad M_g \approx \frac{g L^2}{8} \left(1 \pm \frac{5}{24} \cdot \frac{L^2}{b R}\right)^{10}$$

Einmalige Differentiation von (131) ergibt

$$(137a) \quad Q_g = \frac{dM}{r d\xi} = \frac{r'}{b}(gr + g'r') \frac{\eta - 2\xi}{2} - \frac{1}{b}(gr^2 + g'r'^2) \cdot \frac{\sin \frac{\eta - 2\xi}{2}}{\cos \frac{\eta}{2}}$$

$$(137b) \quad Q'_g = \frac{dM'}{r' d\xi} = -\frac{r}{b}(gr + g'r') \frac{\eta - 2\xi}{2} + \frac{1}{b}(gr^2 + g'r'^2) \cdot \frac{\sin \frac{\eta - 2\xi}{2}}{\cos \frac{\eta}{2}}$$

Für $\xi = 0$ ergeben sich die Auflagerdrücke

$$(138a) \quad A_g = \frac{r'}{b}(gr + g'r') \frac{\eta}{2} - \frac{1}{b}(gr^2 + g'r'^2) \cdot \operatorname{tg} \frac{\eta}{2}$$

$$(138b) \quad A'_g = -\frac{r}{b}(gr + g'r') \frac{\eta}{2} + \frac{1}{b}(gr^2 + g'r'^2) \cdot \operatorname{tg} \frac{\eta}{2}$$

Mit dem in (133) enthaltenen Näherungswerte für $\operatorname{tg} \frac{\eta}{2}$ erhält man entsprechend (134)

$$(139a) \quad A_g \approx \frac{g l}{2} - \frac{l^3}{24 b r^3} (g r^2 + g' r'^2)$$

$$(139b) \quad A'_g \approx \frac{g' l'}{2} + \frac{l'^3}{24 b r'^3} (g r^2 + g' r'^2)$$

Entsprechend (135)

$$(140a) \quad A_g \approx \frac{g L}{2} - \frac{L^3}{24 b R} (g + g')$$

$$(140b) \quad A'_g \approx \frac{g' L'}{2} + \frac{L'^3}{24 b R} (g + g')$$

und entsprechend (136)

$$(141) \quad A_g \approx \frac{g L}{2} \left(1 \pm \frac{4}{24} \cdot \frac{L^2}{b R}\right)^{10}$$

Häufig wird es möglich sein, die Gleisachse derart nach innen zu verschieben, daß die Momente in beiden Hauptträgern annähernd gleich werden. Die Gleichsetzung der beiden Ausdrücke (135) ergibt als Bedingung hierfür zunächst

$$(142) \quad \frac{g - g'}{g + g'} \approx \frac{5}{12} \cdot \frac{L^2}{b R}$$

und aus der Momentengleichung für die Querträgermitte

$$(143) \quad g \cdot \frac{b}{2} - g' \cdot \frac{b}{2} = (g + g') e$$

folgt dann als Maß dieser Verschiebung

$$(144) \quad e = \frac{g - g'}{g + g'} \cdot \frac{b}{2} = \frac{5}{24} \cdot \frac{L^2}{R}$$

¹⁰⁾ Die gute Übereinstimmung dieser Näherungswerte mit den genauen Ausdrücken wird in der in Fußnote 9 erwähnten Arbeit gezeigt.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Pfähle im Freileitungsbau.

Von Dr.-Ing. Theodor Müller, Berlin.

Die neuere Entwicklung im Freileitungsbau brachte es mit sich, daß die Gründungskosten für die Maste, bei Anwendung der üblichen Betonblockgründung¹⁾, heute einen beträchtlich höheren Anteil an den Gesamtkosten haben als früher. Das Verhältnis der Kosten für die Gründung zu denen für den Mast hat sich von seinerzeit etwa 1:3 auf heute 1:1 und darüber verschoben, so daß es begreiflich ist, wenn man nach einer vorteilhafteren Gründung sucht. In neuerer Zeit hat man in verschiedenen Ländern (Frankreich, Amerika, neuerdings auch in Deutschland) einen Weg beschritten, der darauf hinausgeht, die Befestigung der Maste im Boden nicht mehr durch mit großem Materialaufwand verbundene Einspannung des gesamten Mastes (mittels Blockfundament), sondern durch Verankerung der einzelnen Mastestiele mittels dazu geeigneter Betonkörper zu erreichen. Es geschieht dies überall im wesentlichen mittels pfahlartiger Betonkörper, die an ihrem unteren Ende zur Hervorbringung der Ankerwirkung auf ein Mehrfaches des Pfahldurchmessers erweitert sind. Sie unterscheiden sich im einzelnen nur in der Herstellungsart und in der Art ihres Einbringens in den Boden, entweder durch Bohren im gewachsenen Boden oder durch Einsetzen in fertigem Zustand und Verfüllen in einer Baugrube. Verfasser hatte als Bauleiter Gelegenheit, beide Arten auf drei größeren 100-KV-Leitungen auszuführen. Die bei diesen Bauten gewonnenen Erfahrungen sowie die erzielten Ergebnisse hinsichtlich Material- und Kostenaufwand brachten den Verfasser zu der Überzeugung, daß es insbesondere die derzeit angewandte Art der Berechnung derartiger Fundamente nach den Vorschriften des VDE für Schwellenfundierungen²⁾ war, die infolge der durch sie bewirkten Überbemessung in größeren Tiefen die unbestreitbar in der Natur der Pfahlwirkung liegenden Vorteile nicht in dem erwarteten Ausmaße in Erscheinung treten ließ.

Die weitere Anwendung dieses Rechenverfahrens auf die Bemessung pfahlartiger Fundamentkörper würde eine schwerwiegende Hemmung für die allgemeine Einführung dieser in Wirklichkeit große Vorteile bietenden Gründungsart bedeuten. Verfasser hat deshalb mit Unterstützung der „Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik“ an der Technischen Hochschule Berlin, unter Geheimrat Dr.-Ing. Hertwig und in Zusammenarbeit mit Prof. Matthias eine größere Reihe von Versuchen durchgeführt und auf Grund eingehender Untersuchungen, in Verbindung mit den auf der Baustelle gemachten Erfahrungen, ein Verfahren zur Berechnung derartiger Fundierungen mit Hilfe der Erddrucktheorie aufgestellt, das auch die in der Pfahlfundierung an sich begründeten Gesetze berücksichtigt.

Die nachstehenden Untersuchungen beziehen sich auf einen in gewachsenem Boden gebohrten Eisenbetonpfahl, dessen Mantel keinerlei Reibungskräfte auf das umgebende Erdreich überträgt, der aber dafür an seinem erdseitigen Ende auf ein Mehrfaches des Pfahldurchmessers erweitert ist und dadurch die Pfahlkraft als reine Druckwirkungen nach unten oder oben auf die Erde überleitet. Verfasser ist der Ansicht, daß gerade diese Gründungsart bei genauerer Behandlung geeignet ist, die Schwierigkeiten zu überwinden, die bei Blockfundierung²⁾ mit Sicherheit zu erwarten sind, wenn im Leitungsbau der Zukunft Hohlseilquerschnitte von 300 und 500 mm² und darüber zu verlegen sein werden.

1. Ableitung des Rechenverfahrens.

1. Druck nach unten.

Die wirksamste Abmessung beim Pfahl ist seine Tiefe. Es kann deshalb eine Bestimmung, die für alle Fälle nur eine von der Tiefe unabhängige Bodenpressung zuläßt (s. VDE.-Bestimmung) keine Geltung mehr haben.

Zur Ermittlung der wirklichen Verhältnisse gehen wir von Abb. 1a aus, die nach Nadai³⁾ dem heutigen Stande der Erddrucktheorie entsprechend den Spannungszustand im örtlich belasteten Erdkörper angibt. In dieser Abbildung ist nun, wie ganz allgemein in der bisherigen Behandlung der Erddrucktheorie, das „ebene Spannungsproblem“ zugrunde gelegt, während es sich im vorliegenden Falle bei der Ermittlung der Tragkraft eines runden Pfahles im Erdreich um ein achsensymmetrisches Spannungsproblem handelt. Indessen ist das letztere in der Literatur m. W. überhaupt noch nicht bearbeitet, und man hat in diesem Falle immer achsensymmetrische Probleme auf dem Wege über ebene Probleme untersucht.

¹⁾ Fröhlich, Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten. Berlin 1915, Wilh. Ernst & Sohn.

²⁾ Vgl. ¹⁾ und Kleinlogel, Forschungsarbeiten aus dem Gebiete des Ingenieurwesens 1928, Heft 295; ferner Th. Müller, Vortrag auf der Jahrestagung des VDE. 1928, Eine neue Methode zur Berechnung von Blockfundamenten.

³⁾ Nadai, Handbuch der Physik. Bd. VI, Mechanik des elastischen Körpers. Das Gleichgewicht lockerer Massen.

Im folgenden kann die Behandlung des Problems so aufgefaßt werden, daß sie sich als die Addition der Wirkungen darstellt, die eintreten, wenn die Spannungsfigur eines ebenen Spannungsproblems in zwei aufeinander senkrecht stehenden Richtungen derart bewegt wird, daß die Mitten der durchlaufenen Strecken in einen Punkt zusammenfallen. Die theoretische Erfassung des Unterschiedes in den Wirkungen der hierdurch beschriebenen Belastungsfläche gegenüber einer kreisrunden geht über den Rahmen der bei Erddruckrechnungen üb-

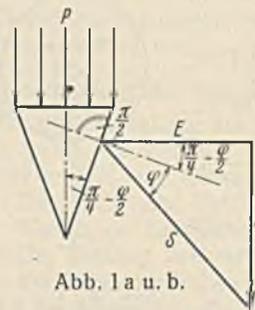
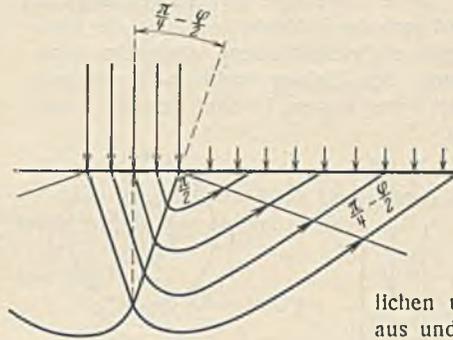


Abb. 1 a u. b.

lichen und möglichen Genauigkeit hinaus und wird dadurch ersetzt, daß man diesen Unterschied aus den Versuchen als eine Komponente der Differenz kennenlernt, die zwischen den aus der Theorie und den aus den Versuchen in einem gleichbleibenden Verhältnis zueinander stehend gefundenen Werten für die Tragfähigkeit der Pfähle besteht. Unter Berücksichtigung des eben Gesagten kommen wir zu folgender Darstellung der Belastungswirkung im Erdreich.

Nach der allgemeinen Erddrucktheorie³⁾ steht jeder Punkt im Erdreich gemäß Abb. 1a unter dem Gleichgewichte von drei Hauptspannungen, die aufeinander senkrecht stehen. Unter der Wirkung je zweier Hauptspannungen bilden sich in einem Grenzzustande zwei Gleitebenen aus, die sich in Richtung der 3. Hauptspannung unter dem Winkel $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ zur größten Hauptspannungsrichtung schneiden. Wir betrachten in unserem Fall in Abb. 1b den lotrechten Pfahldruck als die größte Hauptspannung, während senkrecht hierzu in der waagerechten Ebene der Erddruck die 2. und 3. Hauptspannung darstellt. Wir lassen indessen in einem ebenen Spannungsproblem die 3. Hauptspannung außer Betracht und legen in Abb. 1a an die Begrenzung der Belastungsfläche nach obigem

die Gleitflächenspuren unter dem Winkel $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$ zur Hauptspannungs-Pfahldruckrichtung und erhalten als Schnittpunkt die Spitze eines Dreiecks, das sich beim Vordringen der Belastungsfläche unverändert erhält und mit verschiebt. Für den Spannungszustand in diesem Dreieck hat H. Reißner⁴⁾ 1924 bewiesen, der sich ebenfalls auf die Behandlung des ebenen Spannungsproblems beschränkt, daß es unter Vernachlässigung des Eigengewichtes des unterhalb der Belastungsfläche durch die Spannungsfigur abgegrenzten Erdkörpers eine mathematisch strenge Lösung des Erddruckproblems gibt, wenn man in diesem Dreieck den Rankineschen linearen Spannungszustand voraussetzt, der sich dann stetig anschließend in einem nichtlinearen Spannungszustand mit büschelförmig-spiraligen Gleitlinien fortsetzt und schließlich ebenso stetig wieder in einen linearen Zustand übergeht. Dieses mathematisch gefundene Gleitlinienbild befindet sich in deutlicher Übereinstimmung mit der Gleitlinienphotographie, die Kurdjümo⁵⁾ aufnehmen konnte, und darf damit als bestätigt gelten.

Unter der Voraussetzung dieses im Reißnerschen Falle Rankineschen Spannungszustandes in dem Dreieck unmittelbar unter der Belastungsfläche darf der übrige Teil der Spannungsfigur vernachlässigt und ausschließlich der Druck und die Reibung in den Gleitflächen, deren Spuren dieses Dreieck bilden, betrachtet werden, wozu dann in einem ebenen Spannungsproblem in einfacher Weise der waagerechte Erddruck als 2. Hauptspannung angeschrieben werden kann.

Nimmt man nun an, daß obige Voraussetzungen, wie sie beim Reißnerschen Problem gemacht wurden, auch auf den Vorgang bei der Pfahlbelastung übertragen werden können, so erhalten wir gemäß Abb. 1b das auch schon von Krey⁶⁾ u. a. angegebene einfache Kräfitedreieck aus

⁴⁾ H. Reißner, Zum Erddruckproblem. Vortrag in der Sitzung der Berliner Mathematischen Gesellschaft am 30. April 1924, Sitzungsbericht, XXIII. Jahrgang.

⁵⁾ Kurdjümo^{ff}, Zivilingenieur 1892.

⁶⁾ Krey, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe. Berlin 1918, Wilh. Ernst & Sohn.

Pfahldruck, Erddruck und deren Resultierenden, wobei noch ein Betrag für die Reibung in den Gleitflächen hinzutritt, der die Resultierende unter dem Reibungswinkel φ von der Gleitflächennormalen in Richtung des Pfahldruckes ablenkt.

Im übrigen läßt sich ein interessanter Vergleich im Sinne einer weitgehenden Bestätigung zwischen der Reißnerschen Lösung und den in vorliegender Arbeit beschriebenen Versuchen anstellen, worauf weiter unten noch Bezug genommen ist. Um nun die eben gegebene theoretische Grundlage auf praktische Verhältnisse übertragen zu können, wird der größte Kreis des Pfahlfußes in der waagerechten Ebene als Umgrenzung der Belastungsfläche angesehen. Seine Tiefenlage gilt als rechnerische Pfahltiefe, und für diese Tiefe wird auch der Erddruck bestimmt, der dann für die Höhe s des Reibungskegels als gleichbleibend eingesetzt wird.

Die Berechnung der Druckkraft des Pfahles ergibt sich aus dem unteren Teil der Abb. 2a wie folgt. Der Boden, in dem sich die Kugel befindet, steht mindestens unter dem sogenannten natürlichen Erddruck

$$e = \gamma h;$$

indem wir aber mit dem Pfahlfuß unmittelbar einen Druck auf die Erde ausüben, machen wir Gebrauch vom sogenannten passiven Erddruck⁷⁾, dessen Einfluß wir durch Hinzufügen eines Multiplikators ε zum natürlichen Erddruck berücksichtigen. Unter den möglichen Fällen für die Größen dieses Faktors für den passiven Erddruck wählen wir den aus, der sich ergibt, wenn man den Erddruck parallel zur Richtung einer waagerechten Erdoberfläche auf die senkrechtstehende Wand wirkend annimmt.

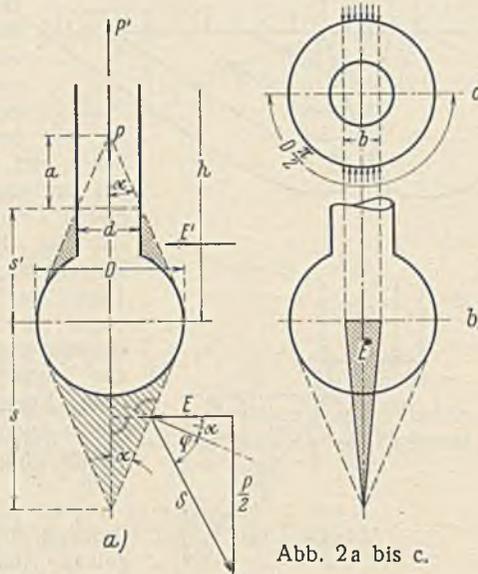


Abb. 2a bis c.

Die Krafrichtung des Pfahles ist zwar unmittelbar lotrecht nach unten, jedoch würde der passive Erddruck in dieser Richtung unendlich. Das Erdreich kann somit nur in seitlicher Richtung ausweichen, und wir kommen dem wirklichen Zustande am nächsten, wenn wir den Pfahldruck infolge der Keilwirkung in waagerechter Richtung aufgenommen betrachten.

Wir erhalten hiermit den sehr einfachen Wert für den passiven Erddruck gegen eine lotrechte Wand. Er beträgt nach der Rankineschen Erddrucktheorie⁷⁾ für den beschriebenen Fall

$$e = \gamma h \varepsilon \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right),$$

worin φ den natürlichen Böschungswinkel darstellt. Dieser Druck tritt natürlich erst in dem Augenblick auf, in dem die Erde in Bewegung gerät; vorher bestimmt sich der Spannungszustand der Erde lediglich aus dem natürlichen Erddruck und der Kohäsion. Zur Bestimmung der Tragfähigkeit aber haben wir nur den Grenzfall beim Eintritt der Bewegung zu untersuchen. Die Berücksichtigung der Kohäsion entfällt hierdurch, da diese nach gelöstem Zusammenhang nicht mehr bestehen kann, und wir haben somit ausschließlich mit der Reibung zu rechnen. Der nach vorstehendem im Grenzfall in vollem Maße vorhandene passive Erddruck wird bezeichnet mit

$$e' = \gamma h \varepsilon.$$

Da nun die Erdteilchen bei dem Versuch, sie zu verschieben, durch den Pfahldruck in den Spannungszustand des passiven Erddrucks geraten, tritt die dem passiven Erddruck entsprechende Reibungskraft auf. Setzen wir die Breite $b = 1$, so erhalten wir gemäß Abb. 2 den auf dem dreieckigen Oberflächenelement des Kegels von der Höhe s auftretenden passiven Erddruck zu

$$E = \gamma h \varepsilon \frac{s}{2} = e' \frac{s}{2},$$

ferner ist

$$\frac{D/2}{s} = \operatorname{tg} \alpha,$$

woraus

$$s = \frac{D}{2 \cdot \operatorname{tg} \alpha},$$

so daß

$$E = e' \frac{D}{4 \cdot (\operatorname{tg} \alpha)}.$$

Die Reibungskraft ist gleich der Tragkraft und ergibt sich aus

$$\frac{P}{2} : S = \sin(\varphi + \alpha);$$

ferner ist

$$E : S = \cos(\varphi + \alpha).$$

Hieraus folgt:

$$\frac{P}{2} : E = \operatorname{tg}(\varphi + \alpha)$$

$$P = 2 E \cdot \operatorname{tg}(\varphi + \alpha)$$

oder

$$P = \frac{e' D \cdot \operatorname{tg}(\varphi + \alpha)}{2 \cdot \operatorname{tg} \alpha}.$$

Das Maß für α erhalten wir aus der Tatsache, daß die Reibung erst in einem Grenzzustande auftreten kann. Dieser stellt sich nach vorstehendem ein bei

$$\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}.$$

Diesen Wert eingesetzt, ergibt sich die Tragkraft für das dreieckige Flächenelement zu

$$E = \frac{e' D \cdot \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)}{2 \cdot \operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}.$$

Setzen wir die Einzelwerte zu einer Hauptgleichung zusammen, so erhalten wir den gesamten Pfahldruck für den runden Pfahl, gemäß Abb. 2c, indem wir die Breite des Flächenelementes von der Einheit auf den halben Kreisbogen erweitern zu:

$$P = \frac{D^2 \pi}{4} \gamma h \frac{\operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)}{\operatorname{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}.$$

Auf Grund dieser Formel sei an einem Zahlenbeispiel der Pfahldruck errechnet, und zwar für trockenen Sand mit einem

- natürlichen Böschungswinkel . . . $\varphi = 35^\circ$
- spezifisches Gewicht $\gamma = 1,6$
- für eine Pfahltiefe $h = 10,0$ m
- und Pfahlfuß-Durchmesser . . . $D = 0,95$ m.

Wir erhalten den Pfahldruck P zu

$$P = \frac{0,95^2 \pi}{4} 1600 \cdot 10,0 \cdot 3,69 \cdot 3,7 = 154\,000 \text{ kg.}$$

Der Wert für den Pfahldruck ist eine lineare Funktion der Tiefe, somit genügt ein einziger Wert, um zusammen mit dem Ursprung die Linie für den Pfahldruck über den Tiefenwerten aufzeichnen zu können. Die Tatsache, daß die von dieser Formel festgelegte Gerade auch durch den Ursprung geht, kann aber mit der Wirklichkeit keineswegs übereinstimmen, denn die Tragkraft wird offensichtlich nicht zu Null, wenn die Tiefe Null ist, vielmehr würde der Pfahl, auch wenn er unmittelbar auf die Erdoberfläche gestellt würde, noch eine gewisse Tragkraft aufweisen.

Die Formel ist deshalb nicht als falsch zu bezeichnen, sondern sie gilt eben mit Rücksicht auf verschiedene, von vornherein bewußt gemachte Vernachlässigungen nur in einem gewissen Anwendungsbereich und versagt im Grenzfall, wo Nebenerscheinungen wichtig werden. Für den vorliegenden Zweck ist der Grenzfall mit der Tiefe Null nicht interessant.

2. Zug nach oben.

Die Vorschriften des VDE. besagen, daß die Zugkraft Z nach oben so groß zu nehmen ist wie das Gewicht des auf der Zugfläche senkrecht stehenden Erdkörpers zuzüglich einem Volumen, das entsteht, wenn die Seitenwände des prismatischen Erdkörpers um den natürlichen Böschungswinkel φ nach außen geklappt werden. Diese Definition ist für den Zug nicht zulässig. Versuche, die der Verfasser ausgeführt hat, haben gezeigt, daß sich nur das beim Aushub der Baugrube gelockerte Erdreich heraushebt. Der Unterschied zwischen dem Gewichte der senkrecht über der Grundfläche befindlichen Erde und der tatsächlich aufzuwendenden Zugkraft, den der Verfasser auch festgestellt hat, findet seine Erklärung in der Seitenreibung, mit der sich die eingestampfte Erde an den Grubenwänden vorbeischiebt, und hat mit dem angetragenen Böschungswinkel nichts zu tun. Die Zugkraft soll deshalb hier in der Weise ermittelt werden, wie sie sich aus dem natürlichen Vorgang auf Grund der Erddrucktheorie ergibt. Wir bestimmen die Zugkraft in gewachsenem Boden zunächst aus dem Erdgewicht, das senkrecht über der Zugfläche steht, und aus der Reibung dieses Erdvolumens an den gedachten Grubenwänden, wobei die Reibung als Funktion des Erddrucks und somit der Tiefe, des spezifischen Gewichts und des natürlichen Böschungswinkels auftritt. Als Erddruck haben wir für die Ermittlung der Druckkraft des Pfahles den passiven Erddruck festgestellt. Bei der Ermittlung der Zugkraft gehen wir dagegen zunächst vom natürlichen Erddruck aus, der uns bestimmt auch ein Maß für die Zugkraft liefert im Zusammenhang mit dem Gewichte des senkrecht darüberlastenden Erdvolumens und seiner Reibung an den zylindrisch gedachten Grubenwänden. In wie weit für den Zug nach oben der passive Erddruck in Frage kommt, soll später untersucht werden. Zunächst sei nur erwähnt, daß die Erde für den Zug nach oben u. U. auch in den Spannungszustand des passiven Erddrucks geraten kann, jedoch nur soweit, als die durch ihn aufgenommene Pfahlzugkraft diejenige, die Infolge von Gewicht und Reibung des senkrecht über der Zugfläche stehenden Erdkörpers übertragen werden kann, nicht überschreitet. Den natürlichen Erddruck, unter

⁷⁾ Fr. Engesser, Geometrische Erddrucktheorie, Z. f. Bauwesen 1880, S. 189.

dem sich die Erdteilchen unter dem Einfluß des Wassers in angenähert reibungslosem Zustande eingelagert haben, können wir auf jeden Fall in vollem Maße heranziehen, sobald durch eine Zugfläche versucht wird, die von diesem Erddruck abhängige Reibung der einzelnen Erdteilchen aneinander zu überwinden. Die Kohäsion hat auch für diese Untersuchung keine Bedeutung, da wir den Vorgang erst nach Eintritt der Bewegung, also nach Aufhebung der Kohäsion betrachten. Der natürliche Erddruck an der tiefsten Stelle beträgt $e = \gamma h$ und nimmt nach oben bis Null ab. Der gesamte Erddruck auf einen senkrechten Zylinderstreifen von der Breite der Einheit und der Höhe h beträgt somit

$$E = \frac{\gamma h^2}{2}$$

Um die gesamte Reibung an der ganzen Zylinderoberfläche zu erhalten, fügen wir zum Erddruck noch den Reibungswert $\text{tg } \varphi$ und den Umfang in der Waagerechten des auszuhebenden Erdvolumens, der im vorliegenden Falle ein Kreis ist, hinzu und erhalten

$$R = \frac{\gamma h^2}{2} D \pi \cdot \text{tg } \varphi$$

Die gesamte Zugkraft besteht jedoch aus dem auf der Kreisfläche vom Durchmesser D ruhenden Erd- und Betongewicht und der Reibung. Man kann, da hier sowieso bei allen Berechnungen mit natürlichem spezifischem Gewicht und wirklichem Druck gerechnet wird, Beton und Erdgewicht annähernd gleichsetzen. Unter Zusammenfassung der oben entwickelten Einzelwerte erhalten wir somit als Gleichung für die Zugkraft

$$Z = \frac{\gamma h D \pi}{2} \left(\frac{D}{2} + h \cdot \text{tg } \varphi \right)$$

Als Zahlenbeispiel wählen wir dasselbe, wie oben für die Untersuchung auf Druck, nämlich für trockenen Sand von

$$\varphi = 35^\circ \quad \gamma = 1,6$$

und erhalten hier als Zugkraft

$$Z = \frac{1600 \cdot 10,0 \cdot 0,95^2 \pi}{4} + \frac{1600 \cdot 10^2 \cdot 0,7 \cdot 3,0}{2} = 11400 + 167000 = 178400 \text{ kg.}$$

Bei der Beurteilung dieses Ergebnisses ist folgendes zu beachten. Wir haben das Gewicht und die Reibung bestimmt, jedoch ergibt sich die Zugkraft nicht allein aus diesen Faktoren, vielmehr ist sie noch davon abhängig, wieviel Druck die Erde nach oben hin aufnehmen kann, ohne daß ihre Belastbarkeit, wie wir sie im Falle des Druckbeispiels gefunden haben, überschritten wird.

Wir haben hier, wie bereits vorhin angedeutet, die Erde ebenso wie im Druckbeispiel nach unten, auch nach obenhin auf ihre Druckaufnahmefähigkeit in unmittelbarer Nähe der Druckfläche unter dem Einfluß des passiven Erddruckes zu untersuchen, d. h. es ist festzustellen, wann die innere Reibung der Erde an dieser Stelle überwunden ist. Die Erde unmittelbar über der Druckfläche steht hier ebenso unter dem von der Druckfläche ausgeübten passiven Erddruck wie unter der Druckfläche im Druckbeispiel, allerdings nur so lange, als die darüberliegende Erde in ihrem natürlichen Verspannungszustand erhalten bleibt. Dies ist solange der Fall, wie der von der Zugfläche ausgeübte Druck von unten her nicht größer wird als der durch Gewicht und Reibung des senkrecht darüberliegenden Erdkörpers erzeugte Gegendruck. Mit anderen Worten, sobald die Erde sich unter dem Zug der Zugplatte zu lösen und aufzuspalten beginnt, ist der Verspannungszustand für die Anwendung des passiven Erddruckes gestört. Da es aber möglich ist, daß die Widerstandsfähigkeit der Erde unter dem passiven Erddruck nach oben geringer ist als der Widerstand aus dem Gewicht und der Reibung der unter dem natürlichen Erddruck stehenden darüberliegenden Erde, muß die Untersuchung in derselben Weise wie für Druck nach unten auch für Druck nach oben durchgeführt werden. Unter Beachtung von Abb. 2a erhalten wir den auf den oberen Teil der Kugel wirkenden Erddruck für das Flächenmoment zu

$$E' = \frac{e' \cdot s'}{2}$$

Die Reibung bildet auch hier wieder unter demselben Winkel eine für sie günstige Oberflächenform, die jedoch infolge des vorhandenen Pfahlschaftes von der Stärke d nicht dieselbe Größe wie nach untenhin erhält. Wir erhalten die wirksame Höhe zu

$$s' = s - a;$$

hierin ergibt sich s wie oben zu

$$s = \frac{D}{2 \cdot \text{tg } \alpha'}$$

ferner

$$a = \frac{d}{2 \cdot \text{tg } \alpha'}$$

so daß

$$s' = \frac{D-d}{2 \cdot \text{tg } \alpha'}$$

somit ergibt sich der wirksame passive Erddruck auf das dreieckige Kegeloberflächenmoment von der Höhe s zu

$$E' = e' \frac{D-d}{4 \cdot \text{tg } \alpha'}$$

Ferner erhalten wir wiederum

$$\frac{P'}{2} = E' \cdot \text{tg } (\varphi + \alpha)$$

und

$$P' = \frac{e' (D-d) \cdot \text{tg } (\varphi + \alpha)}{2 \cdot \text{tg } \alpha}$$

Den Kleinstwert von P' erhalten wir auch hier wieder für

$$\alpha = 45 - \frac{\varphi}{2}$$

Die Zusammenstellung der Einzelwerte ergibt die neue Gleichung für den Zug nach oben zu

$$P' = \frac{(D-d)^2 \pi}{4} \gamma h \cdot \frac{\text{tg}^3 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)}{\text{tg} \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

Um den zahlenmäßigen Unterschied zu vergleichen, wählen wir dasselbe Beispiel für trockenen Sand mit

$$\varphi = 35^\circ \quad \gamma = 1,6$$

und erhalten

$$P' = \frac{(0,95^2 - 0,32^2) \pi}{4} \cdot 1600 \cdot 10,0 \cdot 3,69 \cdot 3,7 = 128000 \text{ kg.}$$

Dieser wesentlich kleinere Wert ist nun der wahre Wert für den Zug nach oben. Er kann rechnerisch auch größer werden als derjenige, der mit der Formel für Z errechnet wurde, jedoch gilt er nur solange, als dieser nicht überschritten wird.

II. Beeinflussung der Tragkraft durch die Anwesenheit von Wasser.

Bei der Beurteilung des Einflusses von Wasser auf die Tragkraft der Pfähle gehen wir von den Veränderungen aus, die das Wasser im Erdreich verursacht, und erkennen folgendes:

1. Das spezifische Gewicht des Bodenmaterials vermindert sich im Wasser um den Betrag 1.
2. Die Reibung des Materials wird durch die schmierende Wirkung des Wassers vermindert.

Da vorstehend alle Formeln aus dem spezifischen Gewicht und der Reibung entwickelt sind, kann der Einfluß des Wassers auf die Tragkraft der Pfähle wie nachstehend verfolgt werden.

Bei der Veränderung des spezifischen Gewichtes ist zu berücksichtigen, daß es sich bei der Erde, die einen nicht homogenen Körper darstellt, auf ein Einheitsvolumen aus Erde und Hohlraum bezieht. Wir haben also in 1 m^3 Erde nicht nur Erdmasse, sondern einen Betrag x als Hohlraum. Wir dürfen deshalb bei der Verminderung des spezifischen Gewichtes durch das Wasser, die wir als Auftrieb bezeichnen, nicht auf das volle Erdvolumen, sondern nur auf die in diesem enthaltene Erdmasse beziehen, das ist der um den Hohlraum verminderte Inhalt des Einheitsvolumens, also

$$1 - x = d.$$

Wir erhalten die Differenz d , indem wir den Betrag x durch Wägen der Erde im trockenen und nassen Zustande ermitteln. Es ist z. B.

$$\begin{aligned} \text{für trockenen Lehm } \gamma &= 1,5, \\ \text{für nassen Lehm } \gamma &= 1,9, \end{aligned}$$

d. h. es besteht eine Wasseraufnahme

$$\text{um den Betrag } 1,9 - 1,5 = 0,4 \text{ t/m}^3,$$

so daß also in Wirklichkeit nur $0,6 \text{ m}^3$ Lehm vorhanden waren, während das Wasser die Hohlräume ausgefüllt hat. Der Auftrieb bezieht sich somit auf $0,6 \text{ m}^3$ oder $p = 60\%$ des Volumens.

Für Sand wäre dies z. B.

$$\begin{aligned} \text{Sand naß } \gamma &= 2,0 \\ \text{Sand trocken } \gamma &= 1,6 \\ \hline x &= 0,4 \text{ t/m}^3, \end{aligned}$$

so daß der Wasserauftrieb ebenfalls nur mit $p = 1,0 - 0,4 = 0,6 = 60\%$ einzusetzen wäre.

Bei der Veränderung der Reibung haben wir folgendes zu beachten. Sie bestimmt den Erddruck in der Weise, daß eine Verminderung der Reibung eine Vergrößerung des aktiven Erddruckes herbeiführt, während der passive Erddruck hierdurch kleiner werden muß, es ist also nicht etwa nur die Mantelreibung am Aushubzylinder zu ändern, sondern auch der Erddruck, der diese Reibung verursacht. Werte für die Veränderung der Reibung entnehmen wir aus Messungen des natürlichen Böschungswinkels im nassen und im trockenen Zustande der Erde.

Es ist z. B. wieder

$$\begin{aligned} \text{für trockenen Lehm } \varphi &= 45^\circ, \\ \text{für nassen Lehm } \varphi &= 20^\circ \end{aligned}$$

oder

$$\begin{aligned} \text{für trockenen Sand } \varphi &= 35^\circ, \\ \text{für nassen Sand } \varphi &= 25^\circ. \end{aligned}$$

Diese unter dem Einfluß des Wassers veränderten Werte für das spezifische Gewicht und den natürlichen Böschungswinkel setzen wir in die Formeln ein und erhalten die Tragfähigkeit der Pfähle in wassererfülltem Boden, d. h. wenn der Grundwasserspiegel und Geländekante zusammenfallen.

Ist dies nicht der Fall, so gelten vom Grundwasserspiegel aufwärts die dort gewonnenen Werte ohne Auftrieb.

Das Beispiel für trockenen Sand auf nassen Sand umgerechnet erhalten wir mit $\gamma = 2,0$, $\varphi = 25^\circ$:

$$P' = \frac{0,95^2 - 0,32^2}{4} \pi (1600 - 600) 10,6 \cdot \frac{\operatorname{tg}^3 \left(45 + \frac{25}{2} \right)}{\operatorname{tg} \left(45 - \frac{25}{2} \right)}$$

$$= 6300 \cdot 6,15 = 38\,600 \text{ kg.}$$

$$Z = (1600 - 600) \frac{10,0 \cdot 0,95^2 \pi}{4} + (1600 - 600) \frac{10,0^2}{2} \cdot 0,95 \pi \cdot 0,47$$

$$= 7800 + 70\,000 = 77\,800 \text{ kg.}$$

$$P = \frac{0,95^2 \pi}{4} \cdot 1000 \cdot 10,0 \cdot 6,15 = 43\,500 \text{ kg.}$$

Auf dem Kurvenblatt Abb. 3 sind die Formeln für eine bestimmte in der Skizze dargestellte Pfahlform graphisch aufgetragen, und zwar ist die Zug- und Druckaufnahmefähigkeit der Pfähle ermittelt für den häufig anzutreffenden Normalfall. Es ist dies ein Boden mit einem Feuchtigkeitsgrad, der nicht als auftriebsfähiger Wassergehalt anzusprechen ist und der für gewöhnlich als „erdfeucht“ bezeichnet wird. Für die Aufstellung der Kurve ist er gewählt als Sand mit einem spezifischen Gewicht von 1,8 und einem natürlichen Böschungswinkel von 40° . Es ist zu beachten, daß hier der Böschungswinkel von 40° höher liegt als der für absolute Trockenheit und für gesättigte Nässe. Das spezifische Gewicht von 1,8 ist gemessen im erdfeuchten Zustand des Bodens. Die wichtigsten Werte sind die für den erdfeuchten Zustand, und wir erkennen die natürliche Erscheinung, daß diese Werte höher liegen als die für die Grenzfälle absoluter Trockenheit und gesättigter Nässe errechneten. Es ist ferner ersichtlich, daß die Z-Kurve die P'-Kurve überschneidet, d. h. also, daß der Widerstand des Pfahles gegen Herausziehen aus der Erde nur bis zu einer gewissen Grenze von dem darüberlastenden Erddruck abhängt. Diese Grenze stellt der Schnittpunkt der Z- und P'-Kurve dar. Es gelten also von Null bis zum Schnittpunkte die Werte der Z-Kurve, während vom Schnittpunkte aufwärts die Werte der P'-Kurve maßgebend sind für die Tragkraft des Pfahles gegen Herausziehen aus der Erde. Die Tatsache, daß die Werte für erdfeuchten Zustand höher liegen als die für die Grenzzustände, soll im folgenden noch etwas näher untersucht werden. Wenngleich auch die hier ermittelten Werte für die Grenzzustände nur theoretische Bedeutung haben, während die für erdfeuchten Boden durch die Versuche belegt sind, so lassen sich doch folgende Schlüsse daraus ziehen.

Das Kriterium für den gewählten Boden ergibt sich aus der Berechnungsweise. Sein spezifisches Gewicht war mit dem vollen Betrag 1,8 eingesetzt, d. h. es war vorausgesetzt, daß der in Form von Wasser aufgenommenen Gewichtsanteil keine zusammenhängende Masse bildete und daher nicht auftriebsfähig, sondern als Gewichtserhöhung zu betrachten war und deshalb zur Vergrößerung des Erddruckes beitragen konnte. Die Wirkung des Auftriebs fiel damit weg.

Der Böschungswinkel war aus einer der gebräuchlichen Tabellen mit 40° für den erdfeuchten Sand entnommen. Der Umstand, daß der Winkel für „erdfeuchten Sand“ höher liegt als der für „trockenen Sand“ mit 35° und für „nassen Sand“ mit 25° , bildet allerdings hinsichtlich der verschiedenen Bodenarten einen Ausnahmefall und gilt nach den üblichen Tabellen nur für Sand, jedoch könnte man die Gültigkeit etwas weiter fassen, wenn man die verhältnismäßig zwanglose Erklärung gelten läßt, daß die Erhöhung der Reibung im erdfeuchten Zustande hervorgerufen wird durch eine Erhöhung des Druckes infolge kapillarer Saugwirkungen, die hiernach um so stärker würde, je enger die Hohlräume zwischen den Erdteilchen sind, dagegen um so geringer bei Erweiterung der Hohlräume, bis die Kapillarwirkung schließlich ganz entfällt und aus der Reibungssteigerung eine Minderung wird dadurch, daß das Wasser allmählich die Erdteilchen ganz einzuhüllen beginnt und ihren Gleitwiderstand gegeneinander herabsetzt. Ist schließlich bei noch weiterer Vergrößerung der Hohlräume die Umhüllung der Einzelteilchen durch Wasser vollständig, so wird bei geringster Reibung der Erdteilchen aneinander der Druckausgleich des Wassers hergestellt, d. h. es tritt der volle Auftrieb ein. Die Voraussetzung zur Ermöglichung des Auftriebs ist natürlich an das Vorhandensein von genügend Wasser gebunden, er kann deshalb erst unterhalb des Wasserspiegels in Wirkung treten, während eine noch so große

Anfeuchtung der Erde oberhalb des Wasserspiegels nur gewichtserhöhend für die Erde wirkt. Erklärt sich somit aus dem Gesagten die berechnete Anwendung des um den Wassergehalt vermehrten spezifischen Gewichtes, sowie die Ausschaltung des Auftriebs und die Erhöhung der Reibung im erdfeuchten Zustande, so gewinnen wir gleichzeitig einen Überblick über das Verhalten der Bodenarten unter dem Einfluß des Wassers überhaupt. Wir finden, daß bei engräumigen, d. h. feinkörnigen Bodenarten die Tragfähigkeit sich über die durch größte Nässe und durch größte Trockenheit gezogenen Grenzen hinaus vergrößern kann. Hierunter fallen Erde, Sand und sandiger Lehm. Bei grobkörnigen Böden dagegen tritt bei Anwässerung sofortige Durchflutung und damit Auftrieb und Reibungsminderung ein, während keine Kapillarwirkung möglich ist, so daß auf alle Fälle die Tragfähigkeit mit der Erhöhung des Wasserzusatzes einer fallenden Kurve folgt. Bei übersteigter Kapillarität dagegen, wie sie z. B. bei Lehm vorliegt, kann die Wirkung des Wassers unter Umständen sogar Null sein. Trockener Lehm und Ton in größerer Schichtstärke unterhalb wasserführender Schichten wird bei Anwässerung an seiner Oberfläche sofort eine derartige Drucksteigerung erfahren, daß die Teilchen mit solcher Gewalt aneinandergedrückt werden, daß eine weitere Wasserzufuhr durch diese Oberschicht hindurch unmöglich wird.

Die praktische Auswirkung dieser Erörterung zeigt sich wie folgt. Eine Freileitung auf Pfählen sei durch ein sehr trockenes Gebiet geführt, das aber zeitweise Überschwemmungen unterliegt. Wäre der Baugrund Kies oder grober Sand, so müßten die Fundierungen von vornherein auf den Einfluß des Wassers bemessen werden, während für die oben aufgeführten feinkörnigen Bodenarten sowie für Lehm und Ton die der Trockenheit entsprechenden Abmessungen zum Einbau gewählt werden könnten, da die Tragfähigkeit der letzteren bei kurzzeitigem Wasserandrang höchstens größer werden kann, mindestens aber gleich groß bleibt. Für Gebiete, die schon vor der Überschwemmung feucht liegen, müssen auch die feinkörnigen Bodenarten schon Fundierungen erhalten, die mit Rücksicht auf den Einfluß des Wassers bemessen sind, während Lehm und Ton in größerer Schichtstärke immer noch unbeeinflusst bleiben.

III. Versuche.

Es ist im Freileitungsbau bekannt, daß Betonblockfundamente von Abspannmasten während und unmittelbar nach dem Abspannen der Seile eine deutlich erkennbare Bewegung in Richtung der Belastung zeigen, die allerdings bald zum Stillstande kommt. Diese Tatsache ist so selbstverständlich, daß man von vornherein darauf Rücksicht nimmt und die Maste zunächst in entgegengesetzter Richtung schief aufstellt, so daß sie später bei Belastung infolge der Nachgiebigkeit der Fundamente gerade zu stehen kommen.

Im Gegensatz hierzu stellte Verfasser fest, daß bei den eingangs erwähnten Hochspannungsleitungen, wo die Abspannmaste mit gebohrten Fundamentpfählen ausgerüstet waren, keinerlei Bewegung der Fundierung eintrat, so daß die Maste, abgesehen von der Mastdurchbiegung vor und nach Belastung, die gleiche Stellung zeigen. Es handelte sich dort um Pfähle von einer Länge von 6 bis 8 m bei einem Fußdurchmesser von etwa 1 m, die somit gegenüber den Blockfundamenten wesentlich überbemessen sein mußten infolge des seinerzeit angewandten Berechnungsverfahrens.

Ferner hatte Verfasser während seiner Tätigkeit als Bauleiter Gelegenheit, Zugversuche auszuführen an Fundamentpfählen mit erweitertem Fuß, die außerhalb des Bodens fertig hergestellt waren und in ausgeschachtete Baugruben eingesetzt und mit dem Aushub zugestampft wurden. Die Anordnung war so getroffen, wie sie in Wirklichkeit als Mastfundierung zur Verwendung kommt, d. h. es wurde ein Mast auf vier derartige Fundamentkörper gesetzt, wobei jeder Maststück mit einem Fundamentkörper verschraubt war. Die pfahlförmigen Fundamentkörper waren in eine zylindrisch ausgehobene Baugrube gesetzt, deren Grundfläche nur genau so groß war, wie das verbreiterte untere Ende des pfahlförmigen Fundamentkörpers. Nach dem Einsetzen der Fundamentkörper wurden die vier Baugruben mit dem vorher ausgehobenen Boden wieder ausgefüllt und festgestampft. Die Verbreiterung am unteren Ende der Fundamentkörper, sowie die Schaftstärke des Pfahles hatten dieselben Ausmaße wie der in den obigen Beispielen durchgerechnete Pfahl. Der einzige Unterschied zwischen diesen beiden Ausführungsarten besteht hinsichtlich der Tragfähigkeit grundsätzlich nur darin, daß die erstere Ausführung in gewachsenem Boden gebohrt und hergestellt war, während die letztere außerhalb der Baugrube fertiggestellt und nach vorhergehender Herausnahme des Baugrundes im Boden befestigt worden war. Der Versuch wurde in der Weise durchgeführt, daß der Mast an seiner Spitze einem waagerechten Zuge unterworfen wurde, wobei festzustellen war, unter welchem Zuge die Fundamentkörper anfangen, sich aus der Erde herauszuheben. Der Versuch wurde durchgeführt in erdfeuchtem, feinem, gewachsenem Sandboden. Es ergab sich bei einer Eingrabetiefe der Fundamentkörper von etwa 2,5 m ein Zug, der um etwa 20% geringer war als der, der aus dem Kurvenblatt Nr. 3 aus der Kurve für erdfeuchten Sandboden bei der Eingrabetiefe von 2,5 m abzulesen ist. Damit dürfte eine ziemliche Annäherung des vorliegenden

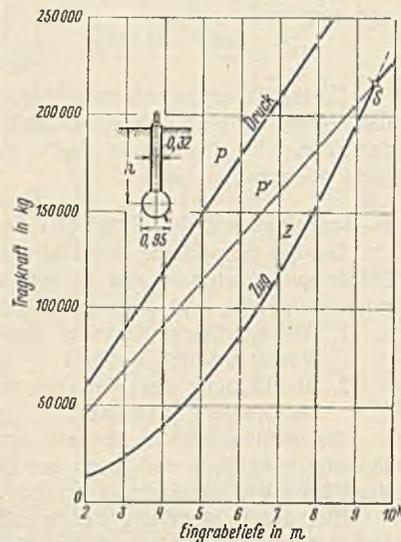


Abb. 3.

Rechenverfahrens an die wirklichen Verhältnisse nachgewiesen sein, da der Unterschied in der Tragkraft zwischen gewachsenem Boden und einem Boden, der bereits vorher durch das Auswerfen einer Baugrube gelockert worden war, in der Größenordnung von 20% durchaus natürlich erscheint.

Diese Versuche geben jedoch nur einigen Aufschluß über den unteren Teil der Kurven, d. h. für Pfahliefen von 2 bis 3 m mit einem ganz bestimmten Fußdurchmesser von 0,95 m. Um weiteren Einblick in die Verhältnisse für andere Pfahlabmessungen zu erhalten, führte Verfasser mit Unterstützung der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik eine Reihe von Versuchen an Modellpfählen mit verschiedenen Tiefen und verschiedenen Fußdurchmessern aus.

Der Zweck dieser Versuche bestand in der Klärung folgender Fragen, deren Beantwortung wenigstens für eine bestimmte Bodenart den folgerichtigen Aufbau des Rechenverfahrens unter Beweis stellen sollte:

1. Ob die aus den Formeln errechneten Werte der Zugkräfte noch unterhalb der Proportionalitätsgrenze liegen.
2. Welchen gesetzmäßigen Einfluß die Veränderungen der Eingrabetiefe und des Fußdurchmessers ausüben, d. h. ob die sich ergebenden Kurven charakteristisch denen folgen, die sich aus den Formeln errechnen besonders ob die Unterteilung der Formeln in zwei Geltungsbereiche nämlich für P' und Z erkennbar ist.
3. Ob sich die Linearität der Formeln für P und P' bestätigt.
4. In welchem Verhältnis die Druckbelastung zu den Zugbelastungen stehen.
5. Welchen Einfluß die Änderungen der Bodenarten ausüben.

Beschreibung der Versuchsanordnung.

Die Modellpfähle bestanden aus eisernen Stäben, an deren unterem Ende Holzkugeln befestigt waren. Die Eisenstäbe hatten 20 mm Durchm., während die Holzkugeln Durchmesser von 10 cm, 15 cm und 20 cm hatten, so daß drei Versuchsreihen durchgeführt werden konnten, von denen jede den Einfluß der Eingrabetiefe in den Grenzen von 70 cm bis 130 cm auf die Tragfähigkeit einer bestimmten Kugelgröße ergab.

Die durchbohrten Holzkugeln wurden am unteren Ende der runden Eisenstäbe mit Mutter und Beilagscheibe gegen einen aufgeschweißten Bund geschraubt. In der Nähe des oberen Endes der Stäbe war ein ebensolcher Bund aufgeschweißte, der zwischen zwei U-Eisen geklemmt, die Zug- oder Druckkraft auf den Eisenstab übertrug.

Die Zugversuche wurden in der Weise durchgeführt, daß über der Zugstelle ein eiserner Dreibock mit einem Kettenflaschenzug und zwischengeschaltetem Dynamometer aufgestellt war, womit eine Zugkraft bis 3000 kg ausgeübt wurde. An dem Pfahlmodell selbst war über Erde ein Maßstab in senkrechter Richtung befestigt, an dem mittels Ablesefernrohrs die lotrechte Pfahlbewegung bei Belastungsänderungen abgelesen wurde. Die Belastungsänderungen wurden von 50 zu 50 kg vorgenommen und die entsprechenden Pfahlbewegungen in mm abgelesen.

Die Druckversuche wurden in der Weise ausgeführt, daß die Belastung, ähnlich wie bei den Zugversuchen, langsam und gleichmäßig fortlaufend gesteigert werden konnte. Es wurde zu dem Zweck am oberen Ende des Pfahlmodells, dicht über Erde, eine U-Eisentraverse aufgesetzt, die das eine Widerlager einer Gleisbrücke für einen Feldbahnrollwagen bildete. Das andere Widerlager für die Gleisbrücke befand sich in etwa 4 m Abstand. Von dem letzteren Lager aus wurde ein mit eisernen Gewichtsplatten beladener Rollbahnwagen in Abständen von 50 zu 50 cm gegen die Pfahltraverse geschoben und die hierbei auftretenden Einsenkungen des Pfahles mittels Ablesefernrohrs an dem am Pfahl senkrecht befestigten Maßstab abgelesen.

Das Einbringen der Modellpfähle in den Boden sollte in der Weise geschehen, daß der Boden möglichst unverletzt blieb, damit die Belastungswerte denen gebohrter Pfähle entsprechen. Es wurde zu dem Zweck nur ein spatenstichbreiter Graben ausgehoben, der von der Oberfläche schräg nach der gewünschten Tiefe verlief und dort eine senkrechte Begrenzung hatte. In dieses senkrecht stehende Grabende wurde unten eine Halbkugelhöhhlung vom Durchmesser der einzubringenden Kugel gegraben. Der Modellpfahl wurde dann mit seiner Kugel in die Kugelhöhhlung gedrückt, während der Eisenstab in seiner ganzen Länge unter Erde am gewachsenen Boden zur Anlage kam. Der ausgehobene Schacht wurde sodann sorgfältig zugestampft, wobei besonders in der Nähe der Kugel auf eine satte Anlage des Erdreichs geachtet werden mußte. Die Einstampfung wurde soweit getrieben, daß keinerlei Aushubmaterial übrig blieb. Die Bodenverfestigung durch das Einstampfen ist hierbei so gut gelungen, daß, wie aus der gleichmäßig nach allen Richtungen verlaufenden Rissebildung beim Zugversuch ersichtlich war, vollkommene Homogenität zwischen gestampftem und gewachsenem Boden erreicht wurde. Um die Kugeln herum waren kleine äquatoriale Rillen eingedreht, die den Rauheitsgrad des natürlichen aus Beton hergestellten Pfahlfußes zu ersetzen hatten.

Ausgeführt wurden 25 Versuche in Tiefen von 70 bis 130 cm. Der Versuchsboden befand sich zunächst auf dem Grundstück der Technischen

Hochschule in Charlottenburg und bestand aus feinem gelbgrauem Quarzsand mit einem Raumgewicht von 1660 kg/m³ und von natürlicher Erdfeuchtigkeit. Der Grundwasserspiegel wurde bei keinem der Versuche erreicht. Der natürliche Böschungswinkel des erdfeuchten Sandes wurde am lose aufgeschütteten Haufen mit 40° gemessen. Auf diesem Boden wurden 18 Versuche zur Bestimmung des Einflusses der Abmessungen durchgeführt. Alle übrigen Versuche wurden in der Nähe von Buckow (Mark) zur Bestimmung des Einflusses der Bodenart vorgenommen.

IV. Auswertung der Versuchsergebnisse.

Zur Beantwortung der unter Punkt 1 gestellten Frage, ob die aus den Formeln ermittelten Werte für die Belastungen noch unterhalb der Proportionalitätsgrenze liegen, werden die in der „Tabelle der Versuchswerte“ zusammengestellten Versuchswerte für jeden Versuch einzeln in einer Kurve dargestellt, wie z. B. in den Abb. 4a, b u. c. Über den Bewegungen sind hier die zugehörigen Belastungen aufgetragen, und es ergaben sich bei gleichbleibender Belastungsgeschwindigkeit ziemlich

regelmäßige Kurven, die sich alle nach einem verhältnismäßig steilen Anstieg deutlich einem Höchstwerte für die Belastung nähern. Zum Vergleich sind in diese Kurven nun die Punkte für die theoretische Tragfähigkeit eingetragen, die sich ergibt, wenn in die Formel für Z die Maße der Versuchsmodelle sowie das dem Versuchsboden eigene Raumgewicht von 1660 kg/m³ und dessen gemessener natürlicher

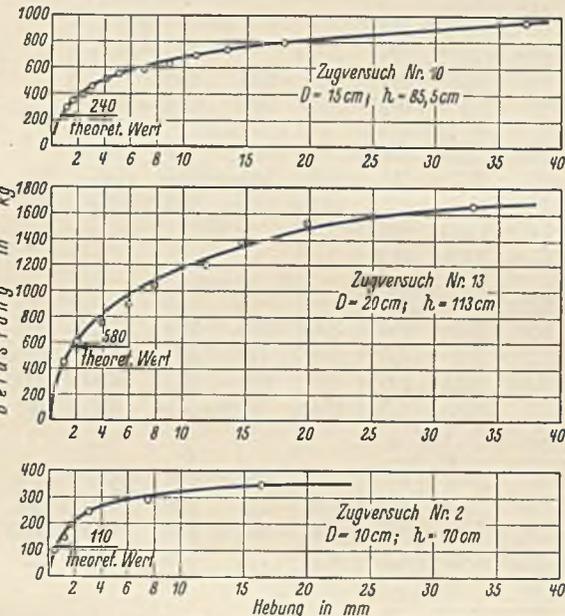


Abb. 4a bis c.

Böschungswinkel von 40° eingesetzt werden. Wie ersichtlich, liegt dieser theoretische Wert jedesmal deutlich unterhalb der Proportionalitätsgrenze, die dadurch gekennzeichnet ist, daß sich hier der Krümmungshalbmesser der Kurve offensichtlich vergrößert. Die zulässige Belastung ergibt sich hieraus durch Division mit dem Sicherheitsfaktor, der bei Freileitungsfundierungen im allgemeinen und so auch hier mit 1,5 als genügend erachtet wird.

Für Punkt 2 wäre es nun nötig, die Proportionalitätsgrenzen bei verschiedenen Kugelgrößen und verschiedenen Eingrabetiefen zu ermitteln, jedoch ist dies nicht ohne weiteres möglich, weil der Übergang vom proportionalen Teil zum überlasteten sehr langsam stattfindet, so daß die Proportionalitätsgrenzen sich nicht mit der genügenden Genauigkeit festlegen lassen, um hieraus weitere Schlüsse auf die Gesetzmäßigkeiten ziehen zu können. An Stelle der Proportionalitätsgrenzen wurden deshalb die Höchstbelastungen herangezogen. Diese Werte haben allerdings den Nachteil, daß sie von der Belastungsgeschwindigkeit abhängen, während dies bei den Proportionalitätsgrenzen nicht der Fall wäre, jedoch bestehen zwei Möglichkeiten, um trotzdem mit den Höchstbelastungen zum Ziele zu kommen, indem entweder beim Versuch die Belastungen auf die Belastungsgeschwindigkeit Null reduziert werden, oder indem man die Belastungsgeschwindigkeit bei sämtlichen Versuchen konstant hält. In beiden Fällen muß das Verhältnis des Höchstwertes zur Proportionalitätsgrenze konstant bleiben, so daß es in diesem Falle gleichgültig ist, ob man die einzelnen Versuche mit ihren Proportionalitätsgrenzen oder mit ihren Höchstbelastungen vergleicht. Im vorliegenden Falle ist der letztere Weg gewählt worden, indem die Belastungserhöhungen in gleichmäßigen Zeitabständen vorgenommen wurden, die so groß gewählt waren, daß die Instrumente von einer Belastung zur anderen bequem abgelesen werden konnten, was in der Regel 20 sek in Anspruch nahm.

Trägt man nun für eine bestimmte Kugelgröße die Höchstbelastungen über den verschiedenen Eingrabetiefen auf, so ergibt sich eine ziemlich regelmäßige Kurve. Es ist dieselbe wie die der Proportionalitätsgrenzen, nur um einen linearen Faktor nach oben verschoben. Die Größe dieses Faktors ist nicht wichtig, es genügt festzustellen, welche grundsätzliche Form die Kurven haben, und in wieviel sie hierin mit denen für die theoretische Tragfähigkeit übereinstimmen, da wir unter Punkt 1 bereits festgestellt haben, daß die theoretischen Werte auf jeden Fall unter den Proportionalitätsgrenzen liegen.

Tabellen der Versuchswerte.

a) Zugversuche.

Nr. 1 $D = 15$ cm $h = 1,06$ m										
Zug in kg	50	100	200	250	300	350	400	450	500	
Bewegung in mm	0	5	6	6	6	6	7	7	7	
Nr. 2 $D = 10$ cm $h = 0,7$ m										
Zug in kg	50	100	150	200	250	300	350	400		
Bewegung in mm	0	0,4	1,1	1,5	3,0	7,7	16,5	37,7		
Nr. 3 $D = 10$ cm $h = 0,7$ m										
Zug in kg	50	100	150	200	250	300	350	400	450	
Bewegung in mm	0	0,4	1,0	1,6	2,8	5,1	9,5	19	48	
Nr. 4 $D = 15$ cm $h = 1,06$ m										
Zug in kg	112	215	315	415	515	615	715	815	915	
Bewegung in mm	0	1,0	1,2	1,7	2,1	3,0	3,8	5,0	7,0	
Zug in kg	1000	1100								
Bewegung in mm	10,0	15,2								
Nr. 5 $D = 15$ cm $h = 0,7$ m										
Zug in kg	115	215	315	430	540	650				
Bewegung in mm	0	0	0,2	3,6	12,0	48,0				
Nr. 6 $D = 10$ cm $h = 1,3$ m										
Zug in kg	115	215	315	415	515	615	715	815		
Bewegung in mm	1,2	2,8	6,7	10,8	14,7	18,7	22,8	27,7		
Zug in kg	915	1050	985							
Bewegung in mm	31,8	37,8	38,7							
Nr. 7 $D = 10$ cm $h = 1,3$ m										
Zug in kg	150	200	250	300	350	400	450	500	550	
Bewegung in mm	1,5	2,5	3,5	4,0	4,5	5,5	6,0	6,5	7,0	
Zug in kg	600	650	700	850	900	950	1000	1100		
Bewegung in mm	7,5	8,0	8,5	10,0	15	20	25	40		
Nr. 8 $D = 10$ cm $h = 1,3$ m										
Zug in kg	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
Bewegung in mm	0,5	1,2	1,5	1,8	2,2	2,8	3,2	3,5	4,0	4,3
Zug in kg	700	750	800	850	900	950	1000	1100	1200	1300
Bewegung in mm	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	7,5	8,5	9,3	11,5	16,5
Nr. 9 $D = 10$ cm $h = 0,84$ m										
Zug in kg	100	150	200	250	300	350	400	450	500	
Bewegung in mm	1,8	2,9	3,8	5,0	6,9	8,8	13	15	19,5	
Zug in kg	550	550	600	600						
Bewegung in mm	27,5	30	48	49						
Nr. 10 $D = 15$ cm $h = 0,855$ m										
Zug in kg	300	350	400	450	500	550	600	650	700	
Bewegung in mm	1,0	1,5	2,2	3,0	4,0	5,0	7,0	9,0	11,0	
Zug in kg	750	800	900	950						
Bewegung in mm	13,5	18,0	28,0	37,0						
Nr. 11 $D = 20$ cm $h = 0,70$ m										
Zug in kg	400	450	500	550	600	650	700	750		
Bewegung in mm	4,0	9	9	10	11,5	12,5	13	16		
Zug in kg	800	850	900	950	1000					
Bewegung in mm	17	19	22	26	36					
Nr. 12 $D = 20$ cm $h = 1,13$ m										
Zug in kg	300	450	600	750	900	1015	1200			
Bewegung in mm	1	2	4	5	9	11	15			
Zug in kg	1350	1500	1650	1500						
Bewegung in mm	19	24	29	34						
Nr. 13 $D = 20$ cm $h = 1,13$ m										
Zug in kg	450	600	750	900	1050	1200	1350			
Bewegung in mm	1	2	4	6	8	12	15			
Zug in kg	1500	1650	1650							
Bewegung in mm	20	33	43							

die Ähnlichkeit mit den gekrümmten Kurven und ein gleichbleibendes Verhältnis zwischen den Versuchswerten und den nach der Formel für Z errechneten theoretischen Werten besteht. Eine Ausnahme hiervon scheint der Punkt aus Versuch 7 für die Kugel von 10 cm Durchm. zu machen; jedoch ergibt sich weiter unten die Erklärung hierfür.

Noch deutlicher tritt die Konstanz des Verhältnisses und die Ähnlichkeit der Kurven in Erscheinung, wenn man die Werte so aufträgt, daß die Formel für Z zu einer Geraden wird, nämlich

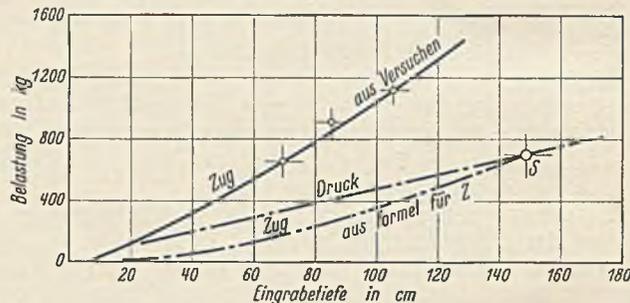


Abb. 5a.

wenn die Höchstbelastungen für eine bestimmte Eingrabetiefe über verschiedenen Kugeldurchm. aufgetragen werden. Wenn in der Formel für Z die Eingrabetiefe h konstant gehalten wird, so ist der Wert für Z in der Hauptsache durch den zweiten Summanden der Formel als lineare Funktion von D bestimmt, da der erste Summand, der auch in D quadratisch wäre, nur das Gewicht des

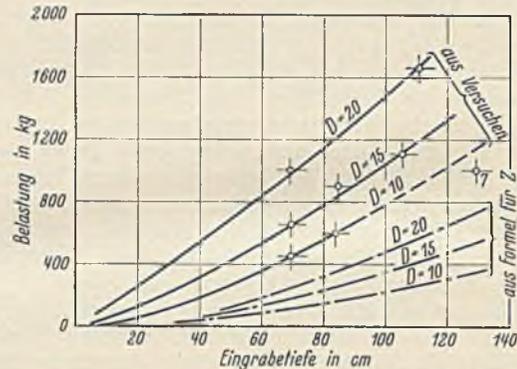


Abb. 5b.

senkrecht über der Kugel ruhenden Erdvolumens darstellt. Er liefert nur einen geringen Anteil in der Größenordnung von etwa 10% der Gesamttragkraft und darf in erster Annäherung vernachlässigt werden. Tragen wir nun in Abb. 5c die Werte aus den Versuchen und die aus der Formel für Z bei einer bestimmten Eingrabetiefe — es ist hierfür die Tiefe 100 cm gewählt — über den

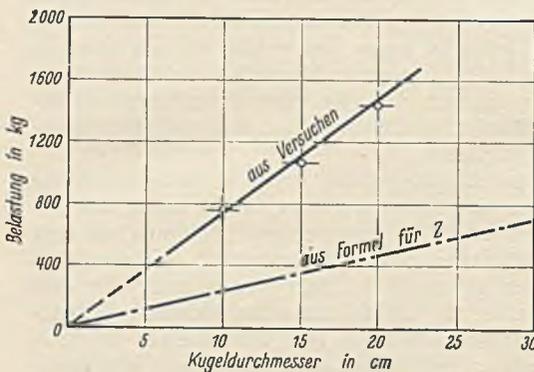


Abb. 5c.

In Abb. 5a ist dies für eine Kugel von 15 cm Durchm. durchgeführt, und zwar sind in der oberen Kurve die größten Züge aus den Versuchen eingetragen, während die beiden darunterliegenden Kurven die theoretische Tragfähigkeit darstellen, wobei die Werte einmal nach der Formel für Z und das andere Mal nach der Formel für P' errechnet sind. Man erkennt an der Krümmung sofort die Ähnlichkeit der Versuchskurve mit der Kurve der theoretischen Werte nach der Formel für Z, die die Eigenschaft hat, daß sie mit der Eingrabetiefe nach der zweiten Potenz ansteigt, während die Kurve für P' nur linear fortschreitet, also eine Gerade darstellt. Es kommt somit zur Berechnung für diesen Versuchsbereich nur die Formel für Z in Betracht. In Abb. 5b ist diese Gegenüberstellung für drei verschiedene Kugeldurchm. ausgeführt, und man sieht, daß bei allen dreien

Einfluß auf die Tragfähigkeit hat, wie ihn die Formel für Z angibt, denn sonst könnte die Kurve der Versuchswerte über den Durchm. keine Gerade sein. Aus den bisherigen Ergebnissen kann jedoch keine allgemeine und vollständige Gültigkeit für Z entnommen werden. Betrachten wir die Tatsache, daß die Formel für Z eine Kurve 2. Ordnung darstellt, so müßte die gekrümmte Kurve in ihrer Parabelform schließlich einen asymptotischen Verlauf annehmen, d. h. von einer gewissen Stelle an würden geringe Tiefenänderungen außerordentliche Belastungserhöhungen zur Folge haben.

Es ist klar, daß die Belastungen nicht ins Unendliche wachsen können bei schließlich nur noch wenig zunehmender Tiefe. Die Formel für Z muß also an irgend einer Stelle vorher ihre Gültigkeit verlieren.

b) Druckversuche.

Nr. 14 $D = 15$ cm $h = 1,06$ m									
Druck in kg	247	377	480	640	770	900	1036	1160	
Bewegung in mm	0	0,1	0,6	1,0	1,3	2,3	2,8	3,8	
Nr. 15 $D = 10$ cm $h = 0,70$ m									
Druck in kg	156	256	389	525	661	796			
Bewegung in mm	0	0,8	1,8	16	29	43			
Nr. 16 $D = 10$ cm $h = 1,30$ m									
Druck in kg	116	252	388	525	659	796	931	1068	
Bewegung in mm	0	2	3,5	5	7	10	14	21	
Nr. 17 $D = 10$ cm $h = 1,30$ m									
Druck in kg	116	252	388	525	659	796	931	1068	
Bewegung in mm	0	3	4	5	5,5	6,5	8,5	11,5	
Nr. 18 $D = 10$ cm $h = 1,30$ m									
Druck in kg	116	252	388	525	659	796	931	1068	
Bewegung in mm	0	2,2	3	3,9	4,2	7,8	10	14	

c) Zugversuche in verschiedenen Bodenarten (bei Buckow).

Nr. 19 $D = 20$ cm $h = 0,8$ m									
Zug in kg	250	375	500	625	750	875	1000	1125	1250
Bewegung in mm	0,2	0,6	1,0	2,0	3,0	4,0	6,0	8,5	12,0
Nr. 20 $D = 20$ cm $h = 0,8$ m									
Zug in kg	250	375	500	625	750	875	1000		
Bewegung in mm	1,0	2,1	3,0	3,8	4,5	5,0	6,0		
Zug in kg	1125	1250	1375	1500	1625	1650			
Bewegung in mm	7,0	8,0	10,0	11,0	16	20			
Nr. 21 $D = 15$ cm $h = 1,25$ m									
Zug in kg	250	375	500	625	750	875	1000	1125	1250
Bewegung in mm	5,0	10,0	19,0	25,0	37,0	42,0	46	51	55
Zug in kg	1375	1500	1625	1750	1875	2000	2125	2125	
Bewegung in mm	61	66,0	67,0	87,0	95,0	110,0	146,0	180,0	
Nr. 22 $D = 20$ cm $h = 0,80$ m									
Zug in kg	250	375	500	625	750	875	1000	1125	1250
Bewegung in mm	1	2,5	4,0	7,0	9,5	12,0	16,0	21,0	27,0
Nr. 23 $D = 20$ cm $h = 0,80$ m									
Zug in kg	250	375	500	625	750	875	1000	1125	
Bewegung in mm	0,5	1,5	3	4	5,5	7,0	9,0	11,0	
Zug in kg	1250	1375	1500	1625					
Bewegung in mm	14,0	17,0	22	28					
Nr. 24 $D = 20$ cm $h = 0,8$ m									
Zug in kg	250	375	500	625	750	875			
Bewegung in mm	4,3	6,0	8,9	11,2	18,1	32			
Nr. 25 $D = 15$ cm $h = 0,76$ m									
Zug in kg	250	375	500	625	750	875	1000		
Bewegung in mm	—	0,5	2,5	6,0	10,0	15,0	20		
Zug in kg	1125	1250	1375	1500					
Bewegung in mm	27	35	47	67					

In dieser Tabelle bedeuten: D = Kugeldurchmesser in cm
 h = Eingrabetiefe in m.

Die unter der Bezeichnung „Bewegung“ eingesetzten Zahlenwerte beziehen sich ausschließlich auf die senkrechte Verschiebung des Modellpfahles und werden im Zugfalle nach oben und im Druckfalle nach unten gemessen.

Wie bereits bei der Ableitung der Formel betont, wird dem Geltungsbereich der Formel für Z durch die innere Druckfestigkeit des Bodens ein Ziel gesetzt. Das Gesetz für die Tragfähigkeit der Pfähle muß deshalb auf jeden Fall aus zwei Teilen mit begrenzten Geltungsbereichen bestehen. Wenn wir hier aus den Versuchen nur die strenge Befolgung eines einzigen Gesetzes bisher erkannten, so liegt das nur daran, daß die Ausdehnung des Versuchsprogramms zu gering war und die Modelle zufällig alle in dem Geltungsbereich der Formel für Z lagen. Abb. 5a läßt in der Tat erkennen, daß sich der Änderungspunkt des Gesetzes für die Tragfähigkeit, nämlich der Schnittpunkt S , wo sich die theoretischen Kurven für Z und P' schneiden, in ziemlicher Nähe des Endes der Modellmaße befindet, so daß auch hiernach alle Versuche unter den ersten Zweig der Kurve, die quadratischen Verlauf hat, fallen mußte. Für die Fortsetzung der Zugkurve über diesen Schnittpunkt hinaus darf zunächst angenommen werden, wie das auch in der Formel für P' zum Ausdruck kommt, daß die Belastungszunahme nur noch linear mit der Eingrabetiefe wächst, während sich der Einfluß des Kugeldurchmessers nunmehr in erhöhtem Maße geltend machen wird, so daß von hier aus im ganzen nur noch ein mäßiges Ansteigen der Belastungen mit wachsender Tiefe und Kugelgröße stattfindet.

Zur Bestimmung der Lage des Schnittpunktes sind die absoluten Größen erforderlich. Wir haben hierfür bei Aufstellung des Rechnungsganges zur Bestimmung von P' mit dem ganzen Erdwiderstand gerechnet, während für Z nur der natürliche Erdwiderstand herangezogen wurde. Ein Anhaltspunkt für die Notwendigkeit der Annahme des passiven Erddruckes oder des sog. Erdwiderstandes ergibt sich aus einem Vergleich zwischen Zug- und Druckversuchen wie folgt:

Bei den Versuchsmodellen sind die Flächen, die gegen Herausziehen nach oben wirken, bis auf den kleinen zu vernachlässigenden Eisenquerschnitt genau ebenso groß wie jene, die gegen Druck nach unten wirken. Wenn sich also in beiden Richtungen bei Zug sowohl wie bei Druck die gleichen Vorgänge in der Bodenveränderung abspielen würden, müßten auch die Zugkurven wie die Druckkurven aussehen, anderseits müssen in dem Falle der Flächengleichheit die gefundenen Druckkurven über den Schnittpunkt hinaus auch die höchstmöglichen Werte für den Zug nach oben darstellen. Wir können also aus dem unmittelbaren Vergleich zwischen Zug- und Druckkurve den endgültigen Verlauf der ganzen Zugkurve konstruieren, indem die Druckkurve einfach zur Zugkurve wird, sobald die theoretische Weiterkonstruktion der aus den Versuchen ermittelten Zugkurve die Druckkurve überschreiten würde. Nach den bei Aufstellung der Formeln gemachten Überlegungen ist die Druckkurve eine Gerade durch den Ursprung. Die Bestätigung hierfür ergibt sich aus den Druckversuchen

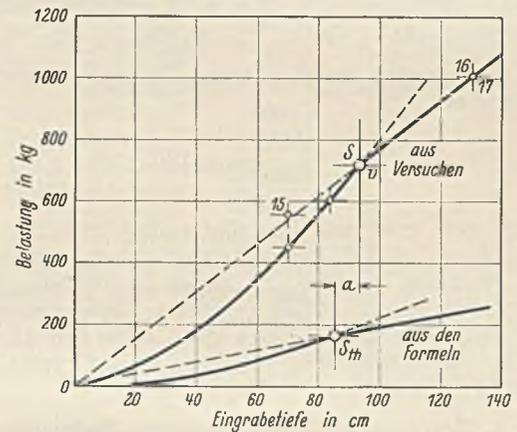


Abb. 5d.

Nr. 15 u. 16. In Abb. 5d sind für die Kugel von 10 cm Durchm. die beiden Höchstwerte aus den Druckversuchen Nr. 15 u. 16 aufgetragen. Sie bilden tatsächlich eine genaue Gerade durch den Ursprung. Ferner sind aus Abb. 5b die Höchstwerte der Zugversuche mit der Kugel von 10 cm Durchm. entnommen und in Abb. 5d eingetragen. Sie ergeben einen Schnittpunkt bei S_v . Tragen wir nun noch den Höchstwert des Zugversuches Nr. 7, der als Punkt 7 in Abb. 5b so auffällig außerhalb der aus den übrigen Zugversuchen mit der Kugel von 10 cm Durchm. gewonnenen Zugkurve zu liegen kam, in die Abb. 5d ein, so bemerken wir, daß er mit dem Punkte 16 aus dem Druckversuch Nr. 16 zusammenfällt. Hierin liegt die Bestätigung dafür, daß bei Zug- und Druckflächengleichheit von einer gewissen Stelle an auch die Zug- und Druckbelastungen gleich werden, nämlich so, wie sie sich aus der Formel für P' ermitteln. Wir befinden uns also mit dieser Kugel von 10 cm Durchm. bei einer Eingrabetiefe von 130 cm tatsächlich schon in dem Bereich unterhalb des kritischen Punktes, von dem aus der Zug nach oben nur noch linear mit der Tiefe ansteigt.

Selbstverständlich ist der Zustand, wie wir ihn hier haben, daß Zug und Druck an demselben Pfahl gleich groß werden, mit wirklichen Pfählen niemals zu erreichen, da sich in der Zugrichtung auf jeden Fall die Zugfläche gegenüber der Druckfläche nach unten um den Querschnitt des zur Kraftübertragung nötigen Pfahlschaftes vermindert. Es konnte also in unserem Versuchsfall nur deshalb die Druckkurve als Ersatz für die Zugkurve nach dem kritischen Punkte herausgezogen werden, weil sie infolge der Zug- und Druckflächengleichheit identisch sein mußten.

In Abb. 5d sind ferner unterhalb der Versuchswerte noch die Kurven für die theoretischen Werte eingetragen. Auch sie haben einen Schnittpunkt S_{rh} , der um die Entfernung a von S_v verschoben ist. Die Lage der beiden Schnittpunkte, der theoretischen und der Versuchskurven, zeigt, daß die Annahme des passiven Erddruckes oder des Erdwiderstandes bei Berechnung der Zuglast nach der Formel für P' sowie des natürlichen Erddruckes in der Formel für Z eine mögliche Lösung darstellt. Für die vollkommene Übereinstimmung zwischen Theorie und Wirklichkeit müßten die beiden Schnittpunkte genau senkrecht untereinander liegen. Der Abstand a gibt den Grad der Ungenauigkeit an, um den sich die theoretischen Werte von der Wirklichkeit unterscheiden. Er ist im vorliegenden Falle, gegenüber der Tatsache, daß sich überhaupt

Schnittpunkte ergeben haben, so gering, daß er unbeachtet bleiben darf. Der Fehler ist jedenfalls nicht größer, als man ihn bei Erddruckuntersuchungen allgemein voraussetzen muß.

Hiermit darf als erwiesen angenommen werden, daß für die Zugkraft derartiger Pfähle zweierlei Gesetze in Betracht kommen, die durch einen kritischen Punkt voneinander getrennt sind, und ferner, daß für die quantitative Bestimmung der Zugbelastungen von Null bis zum kritischen Punkte der natürliche Erddruck in der Formel für Z maßgebend ist, während über den kritischen Punkt hinaus der volle Erdwiderstand in die Formel für P' und P eingesetzt werden muß, wie er sich nach der Rankineschen Erddrucktheorie für eine senkrechte Wand und waagerechte Erddruckrichtung bestimmt.

Die vorstehend aufgestellten Formeln können hiermit bei Sandboden der geschilderten Art zur Berechnung der Tragkraft derartiger Pfähle als verwendbar bezeichnet werden.

Mit den Druckversuchen Nr. 15 u. 16 in Abb. 5d läßt sich nun noch der eingangs erwähnte Vergleich mit der Lösung von Reißner und ihrer Anwendung auf das vorliegende Problem anwenden. Reißner hat in seiner Arbeit für den symmetrischen Belastungsfall eine Formel für die höchste Flächenbelastung aufgestellt

$$\sigma = \gamma h \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \cdot \tan \varphi}$$

Berechnen wir diesen Wert für den Sand, mit dem die Versuche Nr. 15 u. 16 angestellt wurden, so erhalten wir für $\varphi = 40^\circ$

$$\sigma = 63,5 \gamma h,$$

während sich aus dem Versuch Nr. 16 z. B. mit einer Höchstlast von 1000 kg auf einer Belastungsfläche von $\frac{10^2 \pi}{4} = 78,5 \text{ cm}^2$ in einer Tiefe von 1,3 m bei einem Raumgewicht des verwendeten Sandes von 1660 kg/m^3 eine Bodenpressung von

$$\sigma = \frac{1000}{\frac{78,5}{1660 \cdot 1,3}} = 59,5 \gamma h$$

ergibt, was eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Wirklichkeit darstellt. Aus diesem Ergebnis ist zu entnehmen, daß das Reißnersche Verfahren den Höchstwert auf der Belastungskurve angibt, während die in vorliegender Arbeit gegebenen Formeln einen Wert unterhalb der Proportionalitätsgrenze bezeichnen, der in den Abbildungen mit dem Vermerk „theoretischer Wert“ versehen ist und etwa $\frac{1}{3}$ des Höchstwertes erreicht.

V. Zugversuche in verschiedenen Bodenarten.

Um nun auch den Einfluß anderer Bodenarten versuchsartig zu ermitteln, sind die Zugversuche Nr. 19 bis 25 durchgeführt. Während auf dem Hochschulgelände nur der sogenannte „Berliner Sandboden“ zur Verfügung stand, konnte in der Nähe von Buckow in der Mark ein kleines geologisches Chaos aufgefunden werden, in dem auf kleinem Raum fünf verschiedene Bodenarten beisammen waren. Da es sich hier darum handelte, möglichst alle anderen Einflüsse auszuschalten und den der Bodenqualität zu isolieren, sind die entscheidenden Versuche mit genau gleichen Pfahlabmessungen ausgeführt worden, und zwar wurde die größte Kugel von 20 cm Durchm. und eine Eingrabetiefe von 0,8 m gewählt. Im übrigen waren Versuchsvorgang und Anordnung genau wie bei den anderen Versuchen, es wurde lediglich beim Zuggerät die Verwendung von zwei leichten Dynamometern verlassen und ein schweres Dynamometer mit Übersetzungswaage vorgesehen, da durch die große Kugel in dem teilweise sehr festen Boden wesentlich größere Kräfte zu erwarten waren.

Von Druckversuchen wurde Abstand genommen, da einerseits der Transport der Belastungsgewichte zu teuer gewesen wäre und andererseits durch die Berliner Versuche schon nachgewiesen war, daß die Druckbelastbarkeit auf jeden Fall größer war als die Zugbelastbarkeit, so daß die entscheidenden Untersuchungen hauptsächlich mit Rücksicht auf die Zugbelastungen notwendig waren. In Abb. 6 sind die Versuchsergebnisse übereinander aufgetragen; sie zeigen sehr schöne, kennzeichnende Abweichungen voneinander. Interessant ist, daß sich die Kurven der Form nach verhältnismäßig ähnlich sehen, obwohl die Bodenarten grundverschieden waren. Man ist versucht, sie alle als reine Parabeln zu betrachten, und hätte dadurch eine bequeme Möglichkeit, die einzelnen Bodenarten einfach nach den Parametern ihrer Parabeln zu „klassifizieren“, jedoch trifft dies leider nicht zu. Als eine ziemlich reine Parabel zeigt sich nur die gestrichelte Kurve T. H. 80 für den „Berliner Sand“, während sich die übrigen Kurven bei keiner parametrischen Veränderung mit Parabeln decken, und zwar um so weniger, je höher sie liegen. Es ist auch nicht anzunehmen, daß durchgehend mathematische, saubere Kurven entstehen, denn wenn man sich in der Steigerung der Bodenfestigkeit weitergehend einen Grenzfall in festerem Material vorstellt, wie z. B. in Gips, so würde sie wahrscheinlich nach einem ziemlich geradlinigen steilen Anstieg plötzlich einen Knick nach der abfallenden Richtung bekommen. Gleichwohl kann in dem dargestellten und für Bauzwecke hauptsächlich in Frage kommenden Gebiete von einer ziemlichen Ähnlichkeit der Kurven untereinander gesprochen und davon Gebrauch gemacht werden.

Wir gehen davon aus, daß sich alle aufgeführten Bodenarten gegen Zugbelastungen grundsätzlich ähnlich verhalten und den für den „Berliner Boden“ aufgestellten Gesetzen folgen, nur mit einem Faktor versehen, der sich aus dem charakteristischen Abstände der Versuchskurven voneinander ergibt. Es läge nahe, in Abb. 6 an irgend einer Stelle eine senkrechte Gerade zu ziehen und für die Klassifizierung der Bodenarten die Belastungszahlen bei den Schnittpunkten mit den Versuchskurven ins Verhältnis zu setzen, jedoch trifft dies nicht die tatsächlichen Unterschiede. Die wichtige und genaue Unterscheidung der Bodenarten liegt in ihrem Verhalten an der Stelle gleicher Sicherheit gegen Herausziehen der Versuchsmodelle, z. B. an der Proportionalitätsgrenze.

Wir haben schon bei den vorhergehenden Versuchen feststellen müssen, daß eine genaue Proportionalitätsgrenze nicht angegeben werden kann, doch ist dies zur Bodenunterscheidung auch nicht nötig, wenn wir den Begriff der Proportionalitätsgrenze in diesem Falle dahin auslegen, daß er nicht nur — wie etwa bei Metallen — den Punkt bezeichnet, wo das Verhältnis zwischen Zug und Dehnung aus der linearen Form in eine Kurve übergeht, sondern daß er bei plastischen Massen den Punkt angibt, wo dieses, schon von Anfang an nichtlineare Verhältnis von einer zulässigen Größe in eine nicht mehr zulässige übergeht. Das Kriterium für dieses Verhältnis wäre bei mathematischen Kurven in einfachster Weise der Differentialquotient, jedoch können wir auch hier, und zwar auf graphischem Wege, durch einfaches Anlegen einer bestimmten, eben der höchstzulässigen Tangente, den Punkt bestimmen, wo das Verhältnis zwischen Zugkraft und Hebung unzulässig wird.

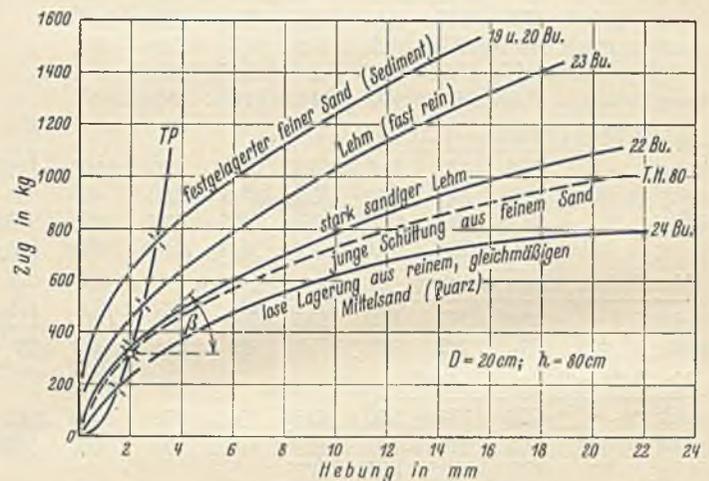


Abb. 6.

Wir haben bei den Versuchen in Berliner Sand festgelegt, daß der theoretische Wert der Belastung, der sich unter Berücksichtigung des Gewichts und des Böschungswinkels des vorhandenen Bodens errechnet, als Pseudoproportionalitätsgrenze gelten soll, weil er sich bei allen Versuchen als deutlich vor dem stark abweichenden Ast der Belastungskurve liegend herausgestellt hat. Für diesen Punkt sind im Berliner Sand alle Zusammenhänge mit den wirklichen Werten aus den Versuchen aufgestellt und die Gesetze abgeleitet worden, und wir können ihn deshalb als Ausgangspunkt für den Vergleich der Bodenarten benutzen. Der Punkt ergibt sich für den Berliner Sand bei einer Zugkraft von 300 kg und 2 mm Hebung, wenn dem Versuch ein Kugeldurchmesser von 20 cm bei 0,8 m Eingrabetiefe zugrunde gelegt wird. Leider konnte dieser Wert nicht unmittelbar aus einem Versuch entnommen werden, da die Berliner Versuche keinen solchen „Standardversuch“ aufweisen, wie er sich bei den Buckower Versuchen ergeben hat. Da nun ein Bodenvergleich nur unter gleichen Versuchsbedingungen, d. h. also gleicher Kugelgröße und gleicher Eingrabetiefe, durchgeführt werden kann, mußte eine solche Kurve erst interpoliert werden. Der „Standardversuch“, nach dem die Buckower Bodenarten untersucht wurden und worauf Abb. 6 aufgebaut ist, bezog sich auf einen Kugeldurchmesser von 20 cm und eine Eingrabetiefe von 0,8 m. Die Standardkurve für den Berliner Boden in Abb. 6 wurde konstruktiv gewonnen aus zwei Versuchen Nr. 11 und 13, die zwar gleiche Kugeldurchmesser von 20 cm, jedoch verschiedene Eingrabetiefen hatten, wovon die eine über und die andere unter der Eingrabetiefe des Standardversuchs lag. Da auch diese Kurven sehr ähnlich verlaufen, mußte auch die konstruierte Kurve einwandfrei sein. Sie ist in Abb. 6 mit T. H. 80 bezeichnet. Der sog. „theoretische Wert“ für die konstruierte Versuchskurve errechnet sich, wie schon erwähnt, zu 300 kg. Legen wir nun bei dieser Belastung eine Tangente an diese (gestrichelte) Kurve und unter den sich hierbei ergebenden Winkel β auch an die übrigen Kurven, so finden wir, daß die Tangentenpunkte, in denen die Tangenten die Kurven berühren, wiederum auf einer Kurve T. P. liegen. Diese Kurve T. P. beruht auf der Ähnlichkeit der Versuchskurven und gibt nun für alle in ihnen aufgezeichneten Bodenarten an, daß in den Schnittpunkten dieser T. P.-Kurve mit den Versuchskurven das Zugdehnungsverhältnis denselben Wert hat wie im Ausgangspunkte A, daß überall dieselbe

Sicherheit gegen Bruch vorhanden ist, auch wenn wir die Bruchgrenze garricht kennen. Hierin liegt der Sinn der *T. P.*-Kurve. Wir können nun auch für andere Bodenarten, die in Abb. 6 noch nicht ausgeführt sind, einfach eine sogenannte Standardkurve aufnehmen und ihren Schnittpunkt mit der *T. P.*-Kurve bestimmen, um sofort den Umrechnungsfaktor zu erhalten. Ist nun also, wie in Abb. 3 geschehen, der Verlauf der Belastungen für wirkliche Pfähle von den dort angegebenen Maßen für Kugel- und Schaftdurchmesser in einer Kurve unter Zugrundelegung des Berliner Sandbodens aufgetragen, so kann unter Zuhilfenahme der Abb. 6 sofort die Belastbarkeit für z. B. „etwas sandigen Lehm“ ermittelt werden, indem die in Abb. 3 gefundene Belastung im Verhältnis von 300 auf 500 erhöht wird, wobei die Zahl 500 die Belastung darstellt, die in Abb. 6 der Schnittpunkt der Kurve 23 Bu. für „etwas sandigen Lehm“ mit der *T. P.*-Kurve angibt, während die Zahl 300 die Belastung darstellt, die für „Berliner Sandboden“ in Frage kommt und durch den Schnittpunkt seiner mit *T. H.* 80 bezeichneten Versuchskurve und der *T. P.*-Kurve festgelegt ist.

Hiermit ist ein einfaches Verfahren zur Bestimmung der Pfahlabmessungen für verschiedene Bodenarten gegeben, das gegenüber der theoretischen Ermittlung der Tragfähigkeit auf Grund des Bodengewichts und des Böschungswinkels den Vorzug verdient, selbst dann, wenn es sich um Bodenmaterial handelt, das durch die in Abb. 6 dargestellten Kurven nicht erfaßt ist, denn diese können in besonders abweichenden Fällen durch den obenbeschriebenen Standardversuch in der einfachsten Weise ergänzt werden.

VI. Einfluß der Gruppenwirkung.

Die Größe der Tragkraft eines Pfahles unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung kann für den vorliegenden Zweck mit ausreichender Genauigkeit von dem Volumen *V* seines Einflußkegels und dessen Verminderung durch gegenseitige Überschneidung mit dem Nachbarkegel abhängig gemacht werden. Ersetzt man ferner der einfachen Rechnung halber noch den Überschneidungskörper ebenfalls durch zwei Kegel, deren Volumen mit *K* bezeichnet sei, so ergibt sich für die Veränderung der Tragkraft *Z* eines Pfahles

$$\frac{Z}{Z'} = \frac{V}{V - \frac{K}{2}}$$

Zur Bestimmung der für die Volumenermittlung notwendigen Kegelhalmes muß eine Gleitfläche für den in der Formel für *Z* angewandten natürlichen Erddruck eingeführt werden, der sich wegen

$$\epsilon = \operatorname{tg}^2(45 \pm \frac{\rho}{2}) = 1$$

unter einem Winkel von 45° ergibt, wobei dann Höhe und Halbmesser der Überschneidungskegel gleich groß werden. Es verhält sich somit, wenn *R* und *h* die Einflußkegel und *r* und *h'* die Überschneidungskegel bestimmen:

$$\frac{Z}{Z'} = \frac{R^3}{R^3 - \frac{r^3}{2}}$$

Bezeichnet ferner *a* den Abstand der Pfähle voneinander, so sind die Halbmesser

$$R = h \text{ und } r = h - \frac{a}{2}$$

und es ergibt sich

$$Z' = Z \left(1 - \frac{(h - \frac{a}{2})^3}{2h^3} \right)$$

Setzt man das im Leitungsbau häufig brauchbare Verhältnis zwischen Mastfußspreizung und Pfahltiefe von etwa *a : h = 2 : 3* ein, so erhält man einen praktischen Wert für überschlägige Ermittlungen zu $Z' = 0,85 Z$.

VII. Wirtschaftlichkeitsvergleich.

Nachdem nun die Bemessung der Pfähle festliegt, kann in einen Wirtschaftlichkeitsvergleich gemäß Abb. 7 für die einzelnen Gründungsarten eingetreten werden. Als Baugrund sei der normale erdfeuchte Sandboden gewählt, während das zu übertragende Moment durch einen Abspannmast in der Geraden für eine 200-kV-Leitung erzeugt sei. Die Belegung besteht aus 2 · 3 · 300²-Cu-Hohlseil von 28 mm Durchm. mit einer größten Seilspannung von 16 kg/mm², sowie aus einem Erdseil 70² Fe von 28 kg/mm² Seilspannung. Unter Zugrundelegung der VDE.-Vorschriften erhalten wir für eine mittlere Spannweite von 300 m folgende Mastdaten, wobei der Durchhang der Einfachheit halber bei -5° C + Eislast (180 \sqrt{d}) als der größte angenommen wird.

Leitergewicht	300 · 0,0089 = 2,67 kg/m
Eislast	180 $\sqrt{28} = 0,96$ „
Gesamtgewicht 3,63 kg/m.	

Als Mastbild wird die Konstruktion nach Abb. 7a gewählt.

$$\text{Durchhang } f_{-5^\circ \text{C} + E} = \frac{3,67 \cdot 300^2}{8 \cdot 300 \cdot 16} = 8,6 \text{ m,}$$

$$\text{Phasenabstand } 0,75 \sqrt{8,6} + \frac{200}{150} = 3,53 \text{ m.}$$

Zur Ausführung wird der doppelte theoretische Wert des Phasenabstandes gewählt mit 7,0 m.

Durchhang	+ 8,6 m
Abstand zwischen oberster und unterster Phase bei senkrechter Phasenordnung	+ 14,0 „
Geringster Bodenabstand	+ 7,0 „
Masthöhe zwischen oberster Traverse und Mastspitze + 1,0 „	
Erforderliche Masthöhe	30,6 m
Gewählte Masthöhe über Erde	31,0 „
Höhe der Erdseilstütze	2,0 „

Moment aus $\frac{2}{3}$ der einseitigen Seilzüge

$$\text{Cu } \frac{2 \cdot 300 \cdot 16}{3} \cdot 2(30,0 + 23,0 + 16,0) = 445\,000 \text{ kgm}$$

$$\text{Fe } \frac{2 \cdot 70}{3} \cdot 28 \cdot 33,0 = 46\,000 \text{ „}$$

Gesamtmoment 491 000 kgm

$$\text{Nutzbarer Spitzenzug } \frac{491\,000}{31,0} = 16\,100 \text{ kg}$$

$$\text{Zuschlag aus Wind auf Mast } 50 \cdot 31,0 = 1\,550 \text{ „}$$

Gesamter Spitzenzug 17 650 kg

Masttypenbezeichnung bei einer Eingrabetiefe von 3,0 m

$$\text{An } \frac{16\,000}{31,0 + 3,0}$$

An der Einspannstelle am Fußende des Mastes ist bei 1,5 facher Sicherheit von der Gründung ein Mastmoment aufzunehmen von $1,5 \cdot 17\,650 \cdot 31,0 = 825\,000 \text{ kgm}$.

Folgende drei Gründungsarten sollen hinsichtlich ihrer Kosten in Vergleich gestellt werden:

1. Blockgründung nach Fröhlich-Kleinlogel,
2. Aufgelöste Blockgründung,
3. Pfahlgründung.

1. Blockgründung.

Die nach der Abb. 7a gewählte Mastkonstruktion ergibt am Fußende des Mastes, bei einer Masthöhe über Erde von 31,0 m und einem Spitzenzug von 16 000 kg, eine günstige Mastbreite an der Einspannstelle von etwa 3,5 m. Wir wählen ein Blockfundament für 1,5 fache Sicherheit nach Abb. 7b mit einer Eingrabetiefe von *t* = 3,0 m und einer oberen Breite *b*₁ = 4,0 m.

Nach Fröhlich-Kleinlogel muß sein

$$b_2^3 - 1,88 \cdot \frac{t + b_1}{t + 0,94} \cdot b_2^2 + 1,88 \cdot \frac{t + \frac{b_1}{2}}{t + 0,94} \cdot b_1 \cdot b_2 = \frac{Z(t + 2h) \cdot S}{0,73 \cdot t(t + 0,94)}$$

Wir erhalten in Zahlen für die untere Breite *b*₂ = 6,6 m, hieraus ergibt sich eine Stufenhöhe von $\frac{6,6 - 4,0}{2} = 1,3 \text{ m}$, eine Blockhöhe von $3,1 - 1,3 = 1,8 \text{ m}$, somit ein Betonvolumen von 88 m³.

2. Aufgelöste Blockgründung.

Als Spreizung an der Einspannstelle sei bei dem Mast von quadratischem Querschnitt eine Breite von 6,0 m gewählt, gemäß Abb. 7c. Wir erhalten einen Zug für den Eckstiel von $\frac{825\,000}{2 \cdot 6,0} = 68\,500 \text{ kg}$, der sich vermindert um den auf den Eckstiel treffenden Anteil an der Gesamtlast, die mit rd. 16 000 kg geschätzt wird, zu $68\,500 - \frac{16\,000}{4} = 64\,500 \text{ kg}$. Für eine

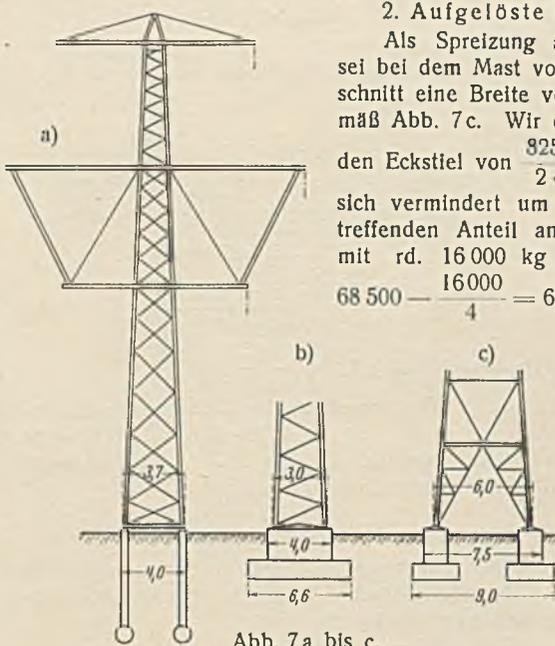


Abb. 7a bis c.

Einzelgründung von Abb. 7c mit 14 m³ Inhalt ergibt sich bei einem spezifischen Gewicht von 2200 kg/m³ ein Betongewicht von 31 500 kg/Fundament. Bei Annahme eines seitlichen Böschungswinkels von 20° ergibt sich ein an der Zugwirkung beteiligtes Erd-

volumen von 22,7 m³. Bei einem spezifischen Gewicht von 1600 kg/m³ für das Erdreich ergibt sich hierfür ein Gewicht von $22,7 \cdot 1600 \text{ kg} = 35\,600 \text{ kg}$
+ 31 500 kg
somit beträgt die Gesamtzugwirkung eines Fundaments . . . 67 100 kg.

3. Pfahlgründung nach Abb. 7a.

Zweckmäßig gehen wir hierbei wiederum auf die Mastform (Abb. 7a) zurück. Es ergibt sich ein größter Fundamentzug von

$$\frac{825\,000}{2 \cdot 4,0} - \frac{16\,000}{4} = 98\,000 \text{ kg.}$$

Mit Rücksicht auf die Gruppenwirkung und gemäß Kurvenblatt Abb. 3 ist hierfür in erdfeuchtem gewachsenen Sand ein Pfahl für $\frac{98\,000}{0,85} = 115\,000 \text{ kg}$ mit 6,7 m Pfahltiefe nötig. Vergleichen wir nunmehr die Herstellungspreise, so ergibt sich folgendes Bild, wenn wir die Preisverhältnisse vom Jahre 1929 zugrunde legen. Der Einheitspreis zur Herstellung von 1 m³ Beton im Mischungsverhältnis von 1:8, einschließlich Lieferung und Anfuhr des Materials, sowie einschließlich Aushub und Wiederverfüllen der Baugrube, beträgt in Norddeutschland rd. 50 RM/m³. Der Preis für die Pfahlgründung wird gewöhnlich für 1 lfdm angegeben und beträgt im vorliegenden Falle, wo wir es bereits mit einer ganz schweren Ausführung zu tun haben, 70 RM/lfdm. Leichtere Ausführungen können schon von etwa der Hälfte dieses Preises an hergestellt werden. Mit diesen Einheitspreisen ergeben sich für die einzelnen Gründungsarten folgende Gesamtkosten

Abb. 7b Ausführung 1	88,0 · 50,0	.. = 4400 RM
" 7c	" 2 57,2 · 50,0	.. = 2860 "
" 7a	" 3 4 · 6,7 · 70,0	= 1890 "

Der Vergleich ergibt einen starken Unterschied zugunsten der Pfahlgründung, dabei ist zu berücksichtigen, daß der verhältnismäßig niedrige Preis der Ausführung 2 nur auf Kosten der Mastkonstruktion und des Platzbedarfes erreicht wurde. Bei gleichen Mastausführungen würden sich also die Kosten noch weiter in Richtung des Verhältnisses zwischen der Ausführung 1 und 3 verschieben. In noch höherem Maße würde sich naturgemäß der Unterschied zugunsten der Pfähle gestalten, sobald es sich um weniger tragfähigen Boden handelt. Die Pfahlgründung wird ferner um so günstiger, je höher die zu übertragenden Mastmomente sind, während bei geringeren Momenten die Ausführung 1 in den Vordergrund tritt.

Ferner sei im folgenden ein Vergleich der Gründungen für die Tragmaste einer Hohlseilleitung gezogen, und zwar

1. für Schwellengründung,
2. für Pfahlgründung.

Die Ausführung in Blockfundamenten kommt im allgemeinen für Tragmaste infolge der hohen Kosten nicht in Betracht. Gewählt ist wiederum eine Belegung von 2 · 3 · 300² Cu. Hohlseil sowie Erdseil 70² Fe. Mit einer mittleren Spannweite von 350 m bei senkrechtem Phasenaufbau erhalten wir

$$\text{Durchhang } f_{-5^\circ C + E} = \frac{8,6 \cdot 350^2}{300^2} = 11,8 \text{ m}$$

$$\text{Phasenabstand } 0,75 \sqrt{11,8 + \frac{200}{150}} = 2,57 + 1,33 = 3,9 \text{ m.}$$

Als Phasenabstand wird der doppelte theoretische Wert zu 8,0 m gewählt.

Abstand zwischen oberster und unterster Phase	.. 16,0 m
Kettenlänge	.. 2,2 "
Masthöhe zwischen oberster Traverse und Mastspitze	.. 1,5 "
Geringster Bodenabstand	.. 7,0 "

Erforderliche Gesamthöhe (Höhe der Erdsellstütze 1 m)	38,5 m
Gewählte Masthöhe über Erde	.. 39,0 "

Moment aus Wind auf Leitungen

$$2 \cdot 0,028 \cdot 0,5 \cdot 350 \cdot 125 (37,0 + 29,0 + 21,0) \text{ (für Cu)} = 107\,000 \text{ kgm}$$

$$1 \cdot 0,0105 \cdot 0,5 \cdot 350 \cdot 125 \cdot 40,5 \text{ (für Fe)} = 9\,100 \text{ kgm}$$

Nutzbares Gesamtmoment 116 100 kgm.

$$\text{Nutzbarer Spitzenzug} = \frac{116\,100}{39,0} = 3050 \text{ kg}$$

$$\text{Spitzenzug aus Wind auf Mast } 40 \cdot 39 = 1640 \text{ kg}$$

Gesamter Spitzenzug 4690 kg.

$$\text{Masttypenbezeichnung } T_n = \frac{3000}{39 + 3,0}$$

1. Schwellengründung. Vom Fundament zu übertragendes Gesamtmoment. 4690 · 39,0 = 180 000 kgm erhöht sich bei 1,5 facher Sicherheit auf 270 000 kgm Zug in einem Maststiel bei einer Fußspreizung von

$$4,0 \text{ m} \cdot \frac{270\,000}{2 \cdot 4,0} = 34\,000 \text{ kg}$$

kann nach den VDE.-Vorschriften aufgenommen werden durch vier Schwellen 16 · 26 · 130 cm bei einer Eingrabetiefe von 3,1 m. Der erforderliche Erdaushub zum Einbau der Schwellenfundierung beträgt

$$5,8^2 \cdot 3,26 = 110 \text{ m}^3.$$

Material 4 · 4 Halbschwellen = 8 ganze Schwellen. Preis je m³ Erdaushub, einschließlich Wiedereinfüllen und Stampfen 6 RM/m³. Preis einer Schwelle, einschließlich Einbau 10 RM.

Zusätzliche Eisenkonstruktion frei Baustelle 350 RM/t.

Fundierungspreis.

Erdaushub	.. 110 · 6,0 = 660 RM
Schwellen	.. 8 · 10,0 = 80 "
Zusätzliche Eisenkonstruktion	= 100 "

Gesamtkosten 840 RM.

2. Pfahlgründung. Gemäß Kurvenblatt Abb. 3 und mit Rücksicht auf die Gruppenwirkung ist ein Pfahl für $\frac{34\,000}{0,85} = 40\,000 \text{ kg}$ von 3,9 m

Tiefe zu wählen. Der Preis für diese leichte Ausführung beträgt 35 RM/lfdm, so daß die gesamte Gründung 4 · 3,9 · 3,5 = 550 RM kostet.

Zusammenfassung der Wirtschaftlichkeitsberechnung.

Nachdem die Herstellungspreise der einzelnen Fundamentarten für Abspannmaste und Tragmaste ermittelt sind, kann der Kostenvergleich für die Gründung einer 200-KV-Leitung auf einstielligen Eisenmasten wie folgt aufgestellt werden. Stellt man bei Abspannmasten die Pfahlgründung mit der aufgelösten Blockgründung in Vergleich, so ergibt sich an Hand der oben ermittelten Preise ein Kostenunterschied von $\frac{2850 - 1890}{28,5}$

= 34 % zugunsten der Pfahlgründung. Stellt man ferner bei Tragmasten die Pfahlgründung der Schwellengründung gegenüber, so ergibt sich ein Kostenunterschied von $\frac{840 - 550}{84,0} = 34 \%$, somit entsteht für

die gesamte Leistungsstrecke eine Ersparnis von 34 % in den Gründungskosten bei Ausführung mittels Fundamentpfähle. Stellt man dagegen bei Abspannmasten die Pfahlgründung der einfachen Blockgründung gegenüber, so ergibt sich ein Kostenunterschied von $\frac{4400 - 1890}{44,0} = 57 \%$,

und da bei einer ganzen Leitung etwa 30 % Abspannmaste und 70 % Tragmaste in Betracht kommen, ergibt sich in diesem Fall eine Gesamtersparnis von $\frac{30 \cdot 57 + 70 \cdot 34}{100} = 41 \%$. Bei dem Vergleich einer Leitung mit

Pfahlgründung mit einer solchen, bei der die Abspannmaste und die Tragmaste mit einfachen Blockfundamenten ausgerüstet sind, würde die Ersparnis zugunsten der Pfahlgründung durchweg 57 % betragen.

Bei diesem Vergleich sind noch folgende Punkte in Rechnung zu stellen:

1. Zunächst steht der Holzschwellenfundierung nur eine begrenzte Lebensdauer zur Verfügung, die selbst bei gleich hohem Preise ein Nachteil gegenüber der Betonpfahlfundierung wäre.

2. Die oben ermittelten Preise für alle Gründungen ohne Pfähle können nur bei gutem Boden ohne Wasserhaltung erreicht werden und würden sich durch die häufig erforderliche Wasserhaltung noch wesentlich höher stellen, während bei Pfahlgründungen eine Wasserhaltung überhaupt nicht in Betracht kommt.

3. Die weitgehende Anpassungsmöglichkeit der Pfahlgründung an die Bodenart erübrigt die Anwendung großer und teurer Spezialgründungen in schlechtem Boden, so daß damit nicht nur die bei Spezialgründungen notwendigen sehr großen Mengen und deren hohe Material- und Einbaukosten wegfallen, sondern vor allem der in schlechtem Boden außerordentlich schwierige Transport großer Materialmengen und der durch ihn verursachte große Flurschaden vermieden wird.

4. Infolge dieser Anpassungsfähigkeit ergibt sich ferner beim Entwerfen eine wesentlich größere Freiheit in der Linienführung der Hochspannungsleitung, die sich nicht nur für den Bau, sondern auch später für die Unterhaltung und den Betrieb sehr vorteilhaft auswirken.

Zum Schluß ist darauf hinzuweisen, daß es außer dem wirtschaftlichen Vorteil auch eine Frage der Sicherheit ist, wenn auch das Gebiet der Gründung dem hohen Stande der Technik angepaßt wird, der in den übrigen Teilen der Freileitung eingehalten wird. In vielen Fällen könnten die Methoden verlassen werden, bei denen gegebene Kräfte einfach durch entsprechenden Massenaufwand an Material bewältigt werden. Die Notwendigkeit der Verarbeitung großer Materialmengen setzt nicht nur billigste Materialien, sondern wegen der erforderlichen großen Anzahl auch billigste Hilfskräfte voraus, wodurch gerade der am höchsten zu sichernde Teil der Leitung, nämlich ihre Gründung, den Zufälligkeiten und Gefahren ausgesetzt wird, die billiges Material und eine ungeschulte Arbeiterschaft, sowie deren auf langen Strecken meist unzureichende Beaufsichtigung mit sich bringen.