

DIE BAUTECHNIK

8. Jahrgang

BERLIN, 7. März 1930

Heft 10

Der Bau eines Schmutzwasser-Doppeldükers unter dem Rhein bei Köln.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Otto Werken, Köln, Tiefbauamt.

Die Kanalisation der Stadt Köln hatte mit der Inbetriebnahme der alten Kläranlage im Jahre 1905 vorläufig einen gewissen Abschluß gefunden insofern, als diese Kläranlage für einen Zeitraum von 20 Jahren genügte und zunächst, soweit ihre örtliche Lage in Betracht kam, als vorläufiger Endpunkt der Kanalisation für die Vervollständigung des Kanalnetzes maßgebend war. Die nun folgenden Zeiten dienten dazu, den in schneller Folge bis 1888 eingemeindeten Vororten des linksrheinischen Köln die Segnungen der Kanalisation durch Ausbau des Netzes zuteil werden zu lassen, während die weiteren Planungen für spätere Zeiten vorläufig zum Stillstande kamen, da zunächst abzuwarten war, wie sich das Stadtgebilde in der Folge entwickelte.

Letzteres wies bisher, wie aus Abb. 1 ersichtlich, nur auf der linken Rheinseite eine starke Ausdehnung auf, während das rechtsrheinische Köln in seiner Entwicklung erheblich zurückgeblieben war und einen verschwindend kleinen Teil des Stadtareals darstellte.

Erst im Jahre 1910 kamen auf der rechten Rheinseite durch Eingemeindung größere Flächen hinzu, die indessen noch kein klares Bild über die künftige weitere Ausdehnung gaben und infolgedessen eine Aufstellung genauerer Richtlinien für den weiteren Aufbau der Kanalisation noch nicht ermöglichten. Man mußte den Rhein als Vorfluter erstreben. Aber gerade diese Notwendigkeit und die Unklarheit über eine etwaige weiter landeinwärts und längs des Stromes gerichtete Ausdehnung des Stadtareals, die für die Querschnittbemessung und die Sammlerzüge entscheidend war, boten fast unüberwindliche Schwierigkeiten für den vernünftigen Aufbau eines Kanalnetzes. Das einzige damals zur Verfügung stehende Gelände, das den Sammlern einen freien Weg zum Rhein und einen, wenn auch sehr beschränkten Platz für eine Kläranlage bot, lag den stark bebauten Teilen des älteren linksrheinischen Köln gegenüber und dazu in allernächster Nähe der damals noch nicht eingemeindeten Nachbarstadt Mülheim und ihres Hafens, so daß eine weitgehende Klärung hätte Platz greifen müssen. Abgesehen von den hohen Kosten einer solchen Klärung wären bei dem damaligen Stande der Klärtechnik auch unliebsame Nebenerscheinungen, wie Geruchbelästigungen, die Schwierigkeiten der Schlammabfuhr und Schlammabfuhr usw. aufgetreten, die eine längere Lebensdauer dieser Anlage sehr in Frage gestellt hätten. Man sah sich infolgedessen gezwungen, einer Entwässerungsgemeinschaft mit dem im Wege liegenden Mülheim näherzutreten, die wohl auch zustande kam, aber trotz alledem für den Aufbau des Entwässerungsnetzes und die örtliche Lage der Kläranlage keine befriedigende Lösung brachte. Erst als im Jahre 1914 Mülheim und ebenfalls die nordwärts sowie landeinwärts liegenden Ortschaften eingemeindet waren, wurde man in die Lage versetzt, einen großzügigen Entwurf für die Kanalisation der rechten Rheinseite aufzustellen und einen geeigneten Platz für eine neue rechtsrheinische Kläranlage im Norden des neuen Stadtgebietes zu finden.

Leider brachten die nun folgenden Kriegsjahre, wie überall, einen Stillstand der Bautätigkeit, und nur das Allernotwendigste konnte fertiggestellt werden. Auch in den nachfolgenden Jahren der Inflation und des Ruhrbruchs erfuhr die Bautätigkeit infolge des Materialmangels und der geldlichen Schwierigkeiten keine Belebung, so daß man nur das in ganz geringem Maße nachholen konnte, was in der vorausgegangenen

Zeit aufgeschoben werden mußte, ohne der Durchführung der großen Aufgaben näherzutreten zu können. Trotz alledem hatte diese Hemmung in der Durchführung der rechtsrheinischen Kanalpläne, so sehr sie im Interesse der Gesundheit der Bevölkerung zu bedauern ist, den Vorteil gehabt, daß man der im linksrheinischen Köln inzwischen eingetretenen veränderten Lage, die sich auch auf den weiteren Aufbau des linksrheinischen Kanalnetzes auswirkte, ohne Nachteil Rechnung tragen konnte.

Eine starke wirtschaftliche Entwicklung dieser Rheinseite machte den Bau eines großen Hafens erforderlich. Das Bestreben, die Industrien

von den reinen Wohngebieten fernzuhalten, zeitigte die Anlage eines großen Industriegebietes im Norden des Stadtgebietes. Für den Hafen kam auf Grund der Eisenbahn-, der Strom- und der Ortsverhältnisse nur eine Lage in Betracht, die den vorhandenen Kläranlagen unterband und seine Verlegung weiter stromabwärts forderte. Das im Norden weit außerhalb des Bereichs der Kläranlage liegende Industriegelände mußte Kanalanschluß erhalten, der aber bei den augenblicklichen Verhältnissen nur als Provisorium unter Aufwendung ganz erheblicher Mittel möglich und als solcher für weitere Bauvorhaben ein ständiges, unangenehmes Hindernis gewesen wäre. Hinzu kam, daß das starke Anwachsen der Bevölkerung von 544 400 (1913) auf 733 000 Seelen (1929) und das Streben der Bevölkerung nach gesunden Wohnungen in frischer Luft eine fast plötzliche Besiedlung der weiter auswärts liegenden Geländeteile brachte, so daß sich der Bebauungsring immer weiter auf die vorhandene, etwas veraltete linksrheinische Kläranlage zuschob und ihr Verbleiben an der alten Stelle unmöglich machte.

Es mußte somit ihre Verschiebung nach Norden ins Auge gefaßt werden, um einerseits aus dem Bereich des Hafens und des sich ihr immer mehr nähernden Bebauungsringes zu kommen, andererseits dem neuen Industriegelände eine einwandfreie Kanalisationsmöglichkeit zu geben.

Man sah sich also mit einem Male in die Zwangslage versetzt, gleichzeitig je eine Kläranlage für die linke und die rechte Rheinseite bauen zu müssen, und es tauchte naturgemäß die Frage auf, ob es sich nicht aus wirtschaftlichen Gründen empfehle, eine gemeinsame Kläranlage für beide Rheinseiten zu errichten und die Abwässer einer der beiden Seiten auf die andere mittels eines Dükers unter dem Rhein herüberzuleiten. Die hierzu angestellte Wirtschaftlichkeitsberechnung ergab für den Bau zweier getrennter Anlagen ein Kostenmehr von rd. 33% — den Düker im Kostenvergleich mit einbezogen — und für ihren Betrieb ein Kostenmehr von 66% unter Zugrundelegung des voraussichtlich zur Anwendung kommenden Klärsystems, und man entschloß sich auf Grund dieses Ergebnisses für den Bau einer gemeinsamen Kläranlage für beide Rheinseiten in Verbindung mit einem Rheindüker.

Örtliche Verhältnisse, die Wasserströmungen des Rheines und die Möglichkeit, die gereinigten Abwässer schnell und wirksam mit dem Wasser des Stromes zu vermischen, waren die für die Wahl ihrer Lage maßgebenden Gesichtspunkte, die sowohl für die linke Rheinseite wie für die rechte nur je eine einzige bestimmte brauchbare Stelle für sich ergaben.

Beide Stellen hatten ihre Vorzüge und Nachteile; die Stelle auf der linken Rheinseite Nachteile insofern, als sie keine Ausdehnung der Klär-

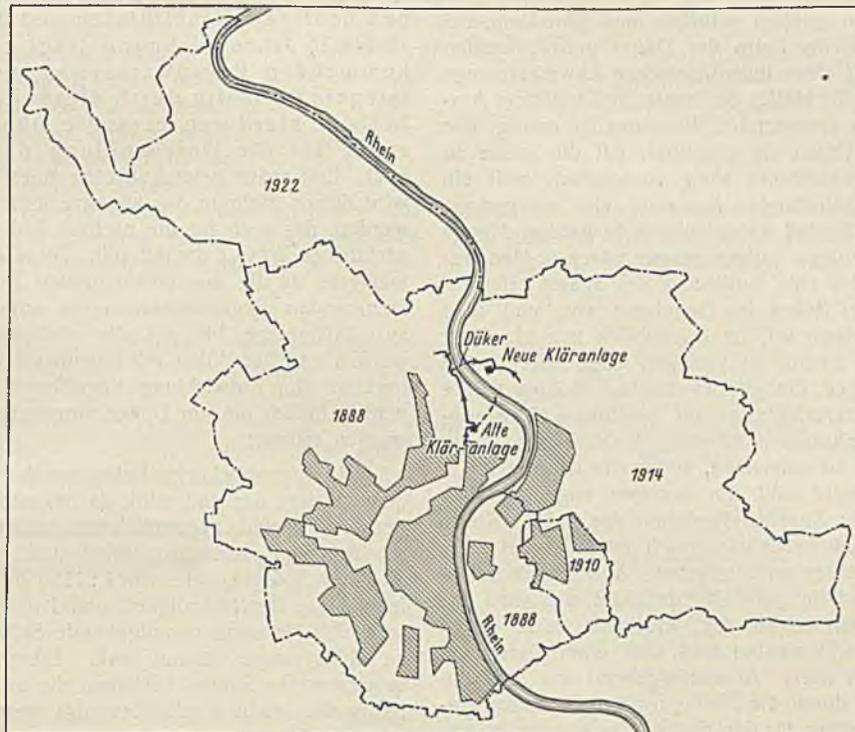


Abb. 1.

anlage zuließ, um späteren weitergehenden Anforderungen an die Klärung der Abwässer entsprechen zu können. Ferner bedingte sie die Herstellung sehr kostspieliger Zuführungskanäle und eines Pumpwerkes für den Wasseranfall der rechten Rheinseite, wollte man sie nicht zu sehr dem Rheinrückstau aussetzen. Auch hätte sich der Umstand, daß der Endpunkt des linksrheinischen Kanalnetzes 1 m höher als das rechtsrheinische liegt, in der Gesamtanordnung recht ungünstig ausgewirkt, der aber einem Überleiten von links nach rechts erhebliche Vorteile brachte. Außerdem mußte die Zuleitung von der rechten Rheinseite aus einem großen bebauten, nicht hochwasserfreien Tiefgebiete heraus unter Kreuzung einer Brunnengallerie einer benachbarten großen Industrie geschehen. Die Stelle auf der rechten Rheinseite wirkte sich insofern ungünstig aus, als sie eine schlechtere Anordnung der Zuführungskanäle und Bauwerke auf der linken Rheinseite sowie eine erschwerte Ausführung dieser mit sich brachte; sonst wies sie aber für die Gesamtanordnung und eine spätere Erweiterungsmöglichkeit der Kläranlage selbst bestimmte Vorzüge auf. Nach Abwägung aller Vor- und Nachteile entschied man sich für die Stelle auf der rechten Rheinseite, wobei man die mit der Herstellung der Zuführungskanäle in den engen und dicht bebauten Straßen des Vorortes Niehl als Ausgangspunkt für den Düker verbundenen Schwierigkeiten mit in Kauf nahm.

Diese örtlichen Schwierigkeiten spielten natürlich auch eine Rolle bei der Beurteilung der Frage, in welcher Form der Düker gebaut werden sollte. Da man augenblicklich mit einer linksrheinischen Abwassermenge rechnen mußte, die ungefähr nur die Hälfte der später bei völligem Ausbau des linksrheinischen Kölns zu erwartenden Wassermenge betrug, war man nicht in der Lage, für den Düker ein einzelnes, auf die später zu erwartenden Wassermengen zugeschnittenes Rohr vorzusehen, weil ein solches dem augenblicklich durchfließenden Abwasser eine so geringe Fließgeschwindigkeit gegeben hätte, daß Ablagerungen in größter Menge mit ihren sehr unangenehmen Folgen aufgekomen wären. Man war sich infolgedessen darüber klar, daß eine Auflösung des später erforderlichen Dükerquerschnittes in zwei Rohre das Gegebene war, und man hatte nur zu überlegen, ob es ratsam sei, im Augenblick nur ein Rohr und erst später nach Bedarf das zweite zu verlegen oder sofort beide Rohre zu versenken. Der spätere Einbau des zweiten Rohres würde gerade durch die ungünstigen Ortsverhältnisse auf erhebliche Schwierigkeiten stoßen, da es einerseits technisch nicht möglich ist, dieses zweite Rohr in nächster Nähe des ersten zu versenken, andererseits der durch die dichte Bebauung der Ortschaft Niehl und die dortigen engen Straßen bedingte Platzmangel ein weiteres Auseinanderziehen der beiden Rohre nicht ohne weiteres gestattet. Auch betriebstechnisch hätte das bei einer späteren Verlegung des zweiten Rohres unvermeidliche Auseinanderziehen der beiden Rohre erhebliche Nachteile gebracht, da ein Umschalten der den Düker durchfließenden Wassermengen, das, wie noch weiter unten dargetan wird, unbedingt ermöglicht werden muß, bei einer derartigen Anordnung sehr erschwert worden wäre. Ausschlaggebend war indessen der Vergleich der im Augenblick durch die Verlegung beider Rohre entstehenden Mehrkosten mit dem später für den Einbau des zweiten Rohres erforderlichen Kostenbetrag, der sich bei nur 17 bis 35% Mehrkosten je nach Ausführung zugunsten einer sofortigen Verlegung beider Rohre gestaltete, da die Verzinsung des aufzuwendenden Baukostenmehr selbst bei dem heutigen hohen Zinsfuß nach 20 Jahren das dann für die Verlegung des zweiten Rohres notwendige Anlagekapital nicht erreicht.

Auf Grund dieser praktischen und finanziellen Gesichtspunkte entschloß man sich zur sofortigen Verlegung der beiden Rohre in einem Baukörper.

Für die Festlegung des Spiegelgefälles und der Rohrquerschnitte sowie für die Anordnung der erforderlichen Bauwerke waren folgende Richtlinien maßgebend:

1. Gewährleisten einer möglichst gleichbleibenden Durchflußmenge.
2. Zugrundelegung einer Mindestdurchflußgeschwindigkeit des Abwassers.
3. Die Möglichkeit, alle Stoffe, die bei dieser Mindestgeschwindigkeit oder bei einer mittleren Geschwindigkeit sich auf der Dükersohle ablagern, vor Eintritt in den Düker zurückzuhalten.
4. Die Notwendigkeit einer Umsteuerung und eines Anstaus des Wassers vor dem Düker zwecks Durchspülung.
5. Die Notwendigkeit eines Abschlusses und einer Entleerung des Dükers zu Reinigungs- und Revisionszwecken bei gleichzeitiger Umleitung des ihm zufließenden Wassers.

Die erste Bedingung war in Anbetracht dessen, daß der Düker vorerst nur eine geringere, später aber eine über doppelt so große Abwassermenge zu bewältigen hat, sehr schwer zu erfüllen, zumal eine Übergangszeit kommen wird, während deren ein Rohr zu klein ist und beide zu groß sind. Die dem Düker zugeführten Brauchwassermengen betragen zur Zeit etwa 1600 bis 1700 sl, später 4125 sl. Da zunächst mit der letzteren Menge als der endgültigen zu rechnen ist, mußte für später eine möglichst weitgehende Befreiung des Brauchwassers von Regen- und

Kondenswässern in dem nach dem Mischsystem aufgebauten Kanalnetz unter Berücksichtigung des endgültigen ausgebauten Zustandes angestrebt werden. Die Hauptzuführungskanäle werden deshalb, soweit dies nicht schon vorher geschehen ist, zunächst bis auf die vierfache Brauchwassermenge entlastet. Da eine weitergehende Entlastung durch einen einfachen Überlauf nicht ohne weiteres gestattet ist, wird, um eine solche bis auf die einfache Brauchwassermenge hinunter dennoch wirksam durchführen zu können, eine Notauslaßkläranlage mit einem besonderen Auslaßkanal, der auch gleichzeitig der Umsteuerung des gesamten Abwassers bei Außerbetriebsetzen des Dükers dienen soll, vorgesehen. Diese Anordnung gibt wohl für später die Gewähr eines ungefähr gleichbleibenden Durchflusses, bringt aber für die Zwischenzeit, namentlich für die oben bereits erwähnte Übergangszeit, während deren ein Rohr zu klein ist und beide Rohre zu groß sind, keine Lösung. Man entschloß sich deshalb, zunächst die Notauslaßkläranlage noch nicht auszuführen, wohl aber den hierfür erforderlichen Raum freizuhalten und die Anordnung der Zuführungskanäle und der erforderlichen Bauwerke nebst Bausicherung so zu treffen, daß der spätere Einbau der Notauslaßkläranlage keine Schwierigkeiten bereitet, den beiden Dükerrohren aber einen verschiedenen großen Querschnitt zu geben, derart, daß das eine mit 1,85 m Durchm. den heutigen Verhältnissen und dem Zuwachs für die nächsten 10 bis 15 Jahre Rechnung trägt und dabei gestattet, die aufkommenden Regenwassermengen durch Aufstau des Wasserspiegels vorläufig durch dieses Rohr mit durchzudrücken, wobei die hierdurch erzeugte höhere Geschwindigkeit gleichzeitig für die Durchspülung des Dükers verwertet werden soll. Erst später beim Auftreten eines erheblichen Mehrs an Regenwasser wird dieses Mehr in das kleinere Rohr von 1,25 m Durchm. umgesteuert werden, das auch für die nächste Zeit dem Durchfluß der geringfügigen nächtlichen Wasser dienen soll. Diese Anordnung erschien als die zweckmäßigste, da die aus einem großen Teil des linksrheinischen Kölns aufkommenden Regenwassermengen schon zuvor durch eine andere Notauslaßkläranlage bis auf die einfache Brauchwassermenge abgelassen werden und der Düker mit Regenwasser nur aus noch nicht ausgebauten, noch in der Entwicklung begriffenen Stadtteilen belastet wird. Später wird natürlich die am Düker vorgesehene Notauslaßkläranlage eingebaut werden müssen.

Die augenblickliche Belastung des Dükers mit 1600 bis 1700 sl stellt eine mittlere dar und wird, da bekanntlich die Tagesschwankungen sehr beträchtlich sind, namentlich während der Nachtstunden erheblich unterschritten und zeitweise 500 sl und weniger betragen. Die bei einem mittleren Spiegelgefälle von 1 : 1150 für den mittleren Trockenwetterabfluß festgelegte Geschwindigkeit von 1 m/sek wird mithin zeitweise so gering sein, daß sie ohne voraufgehende Sicherung des Dükers durch Sandfang zu Ablagerungen führen muß. Diese Ablagerungen werden dann auch in schwereren Stoffen bestehen, die unter Umständen durch nachfolgende Spülwellen nicht wieder beseitigt werden. Um derartige Ablagerungen zu vermeiden, ist kurz hinter der Notauslaßkläranlage vor dem Düker-einlauf ein langgezogener Absetzraum mit maschinell betriebener Reinigung und Entleerung vorgesehen, der auf die im Düker durch die Mindestdurchflußmengen bedingte Mindestgeschwindigkeit eingestellt werden kann und alle Stoffe, die sich sonst auf der Dükersohle absetzen würden, vor Eintritt in den Düker zurückhält. Dieser Absetzraum, der natürlich schon heute vorhanden sein muß, wird so eingerichtet, daß er den heutigen und auch den späteren Bedürfnissen genügen wird. Ob und in welchem Umfange von ihm Gebrauch gemacht wird, richtet sich nach den Betriebserfahrungen, über die gelegentlich noch berichtet werden soll.

Die Spülung und Reinigung des Dükers ist ebenso wie beim Seinedüker in Paris mittels einer Holzkugel unter Anstau des Abwassers vor dem Düker gedacht. Der Spülstrom kann hierbei eine Geschwindigkeit von über 2 m/sek annehmen, ein Vorteil, der der Anlage auch noch nach dem Einbau der Notauslaßkläranlage dadurch erhalten bleiben soll, daß die letztere durch Schieber unter Umleitung des zufließenden Wassers ausgeschaltet werden kann. Die beiden hier vorgesehenen Maßnahmen für Reinigung und Spülung wurden für erforderlich gehalten, weil verschiedene ältere Düker des stadtkölnischen Kanalnetzes, bei denen derartige Vorkehrungen nicht in der vorgeschilderten ausgiebigen Weise getroffen waren, sich mit der Zeit durch Ablagerungen soweit zusetzten, daß sie nur noch einen der mittleren Durchflußmenge entsprechenden nutzbaren Querschnitt freiließen. Die Ablagerungen bildeten infolge Verflechtung untereinander durch die vom Abwasser mitgeführten Faserstoffe eine dichte Schicht, die sich durch den bei stärkerer Belastung des Dükers sich einstellenden Spülstrom nicht mehr aufwirbeln ließ und nach verhältnismäßig kurzer Zeit so hart wurde, daß sie nur mit der Spitzhacke unter erheblichem Kraftaufwand beseitigt werden konnte. Ob eine solche Verkrustung auch bei diesem Düker eintreten kann, sollen Versuche während des Betriebes und die dauernde Beobachtung von Düker und zugetriebenen Stoffen zeigen.

Die Anordnung der Kanäle und Bauwerke vor dem Düker ist aus Abb. 2 zu erkennen. Leider war es bei den gegebenen örtlichen Verhältnissen — dicht bebaute Ortschaft mit engen Straßen und wenig Freiflächen — nicht möglich, die Zuführung der Kanäle, die Anlage des Absetzbeckens und der Notauslaßkläranlage in gerader gestreckter Form auf den Düker zu vorzusehen, wie es im Interesse eines einwandfreien Arbeitens der Bauwerke erwünscht gewesen wäre, da Kurven erfahrungsgemäß immer unangenehme Nebenerscheinungen zeitigen und zudem den maschinellen Reinigungsbetrieb für das Absetzbecken sehr erschweren.

Bei Rheinhochwässern muß der Düker außer Betrieb gesetzt werden, da unter Umständen ein Rücklauf des Wassers eintreten kann, der zu einer starken Verschlammung des Dükers während der Dauer der Hochwasserperiode führen würde. Zu diesem Zwecke sind am Dükereinlauf und -auslauf für jedes der beiden Rohre Doppelkettenrollenzugschieber eingebaut. Diese Absperrvorrichtungen dienen gleichzeitig dazu, eines oder beide Rohre abzuschließen, wenn dies zur Reinigung oder Revision erforderlich sein sollte. Das nicht abgeschlossene Rohr kann in diesem Falle weiter in Betrieb gehalten werden, da die Zugänglichkeit durch einen besonderen Schacht, durch den das zu reinigende und zu untersuchende Rohr auch entleert wird, gewährleistet ist. Dieser Schacht (Abb. 3) enthält für jedes der beiden Rohre zwei Leerlaufschieber, die stets geschlossen und nur nach Bedarf geöffnet werden, so daß er mit dem Dükerwasser nicht in offener Verbindung steht und infolgedessen wasserfrei ist. Durch Öffnen der Leerlaufschieber wird das in dem ab-

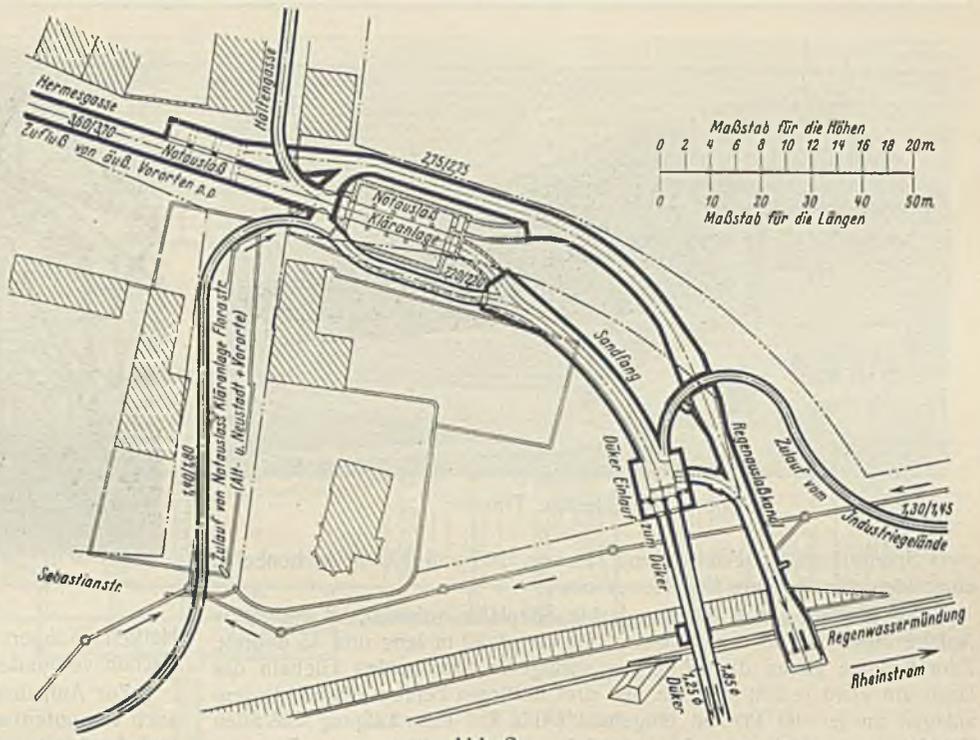


Abb. 2.

stationären Pumpe wurde aus betriebstechnischen Gründen abgesehen, weil eine derartige Pumpe durch die im Schacht vorhandene ständige Feuchtigkeit empfindlich leiden würde. Sollen beide Rohre außer Betrieb

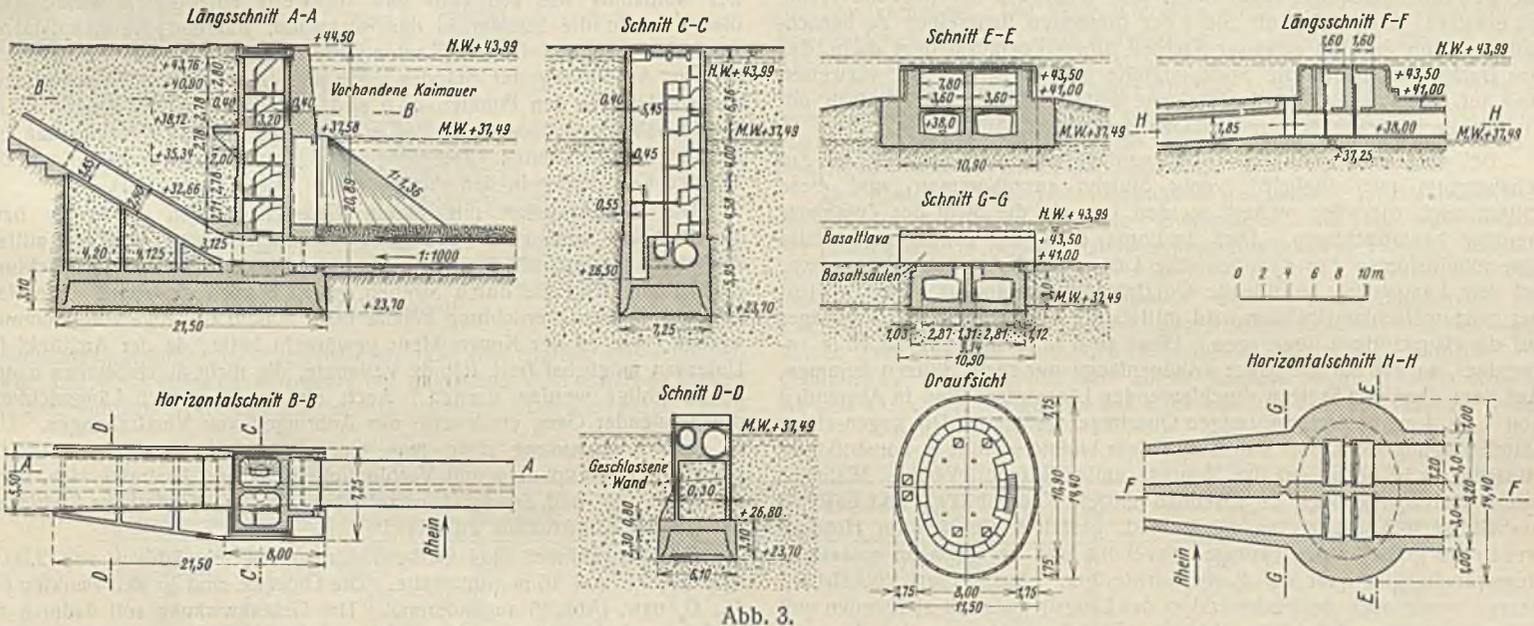


Abb. 3.

geschlossenen Dükerrohre vorhandene Wasser in diesen Schacht abgelassen und mittels einer absenkbaren Pumpe abgesogen, während der sich ansammelnde Schlamm durch ein Baggerwerk gehoben wird. Von einer

gesetzten Pumpe wird das während dieser Zeit dem Düker zuströmende Wasser durch den aus Abb. 2 ersichtlichen, bereits erwähnten Notauslaßkanal umgeleitet. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Eine neuzeitliche Tribünenanlage in Holzbau.

Von Dipl.-Ing. Hans Kaegi der Firma Locher & Cie., Zürich.

Die große Beliebtheit, die der Fußballsport allgemein genießt, bewirkt, daß fortwährend neue Sportplatzanlagen erstellt werden. Auch in der Schweiz hat diese Bewegung stark eingesetzt. Umfangreichere Anlagen mit eigentlichen Tribünenbauten kommen allerdings nur für größere und finanziell gut gestellte Klubs in Frage. Wegen seiner Wirtschaftlichkeit gegenüber den anderen Baustoffen ist Holz das gegebene Material für Tribünenbauten. Für seine Verwendung spricht auch die kurze Bauzeit. Erfahrungsgemäß geht bei solchen Anlagen für Vorstudien, Planbearbeitung, Beratungen u. dgl. immer viel Zeit verloren. Das führt dann dazu, daß dem Unternehmer die Termine gekürzt werden, um möglichst rasch eine betriebsbereite Anlage zu erhalten und dem Bauherrn eine Verzinsung der Anlagekosten zu sichern. Ein weiterer Grund für die Wahl des Holzes liegt darin, daß der Bau einer solchen Anlage ein gewisses Risiko darstellt. Der Sport ist heute in seiner vollen Entwicklung begriffen, und

es kann nicht vorausbestimmt werden, was für Anforderungen die Zukunft an solche Bauten stellen wird. Jedenfalls aber wird eine Anlage, die heute als „modern“ und „großzügig“ gilt, rasch veraltet und überlebt sein und deshalb eine Anpassung an die geänderten Verhältnisse erfordern. Für solche Fälle bietet aber Holz die größten Vorteile. Wegen der großen Bodenflächen, die die Sportplatzanlagen erfordern, kommen meist nur Grundstücke in unmittelbarer Nähe der Stadt in Frage. Die ungeklärten Verhältnisse bezüglich der Geländeaufschließung können deshalb die Behörden oft veranlassen, für solche Zwecke nur behelfsmäßige Bauten mit beschränkter Bestehungsdauer zu bewilligen, so daß auch aus diesem Grunde eine rasche Abschreibung der Anlagekosten nötig ist.

Alle diese Gründe haben seinerzeit mitgewirkt, daß für die Zuschauertribüne des Fußballklubs Grauhopper in Zürich ein Holzbau gewählt wurde. Sie bildet nur einen Teil der großen Anlage mit Stehplatzrampen, je

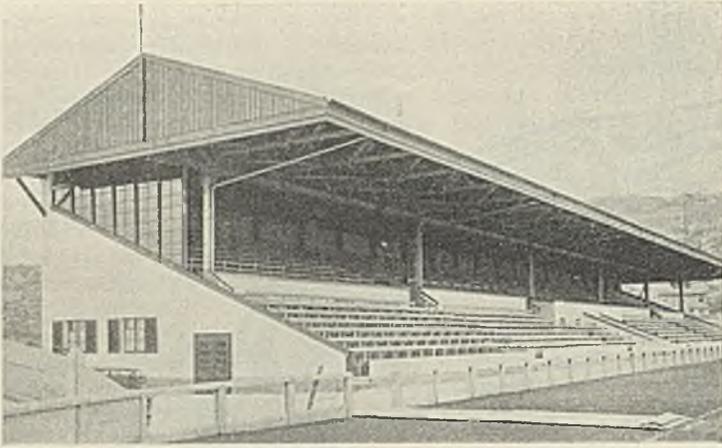


Abb. 1. Die fertige Tribüne.

zwei Spielfeldern für Fußball und Hockey, 100 und 400 m Aschenbahn, einer kleineren Tribüne für Hockey usw.

Die Tribüne, die rd. 2300 gedeckte Sitzplätze aufweist, ist die größte Anlage dieser Art in der Schweiz. Sie ist rd. 82 m lang und 15 m breit. Zum Schutze gegen die Witterung springt in den beiden Giebeln das Dach um etwa je 2 m vor. In den drei mittleren Feldern sind 31 Logenanlagen zu je vier Plätzen eingebaut (Abb. 5). Der Ausgang zu allen Sitzplätzen geschieht von der Spielplatzseite her mittels sechs Treppenaufgänge. Die Rückseite der Tribüne entspricht der vorherrschenden Windrichtung (Nordwest), von der auch der meiste Regen kommt. Sie ist ganz geschlossen. Gegen das Spielfeld zu war ein völliger Schutz gegen den anfallenden Regen nicht möglich. Immerhin suchte man durch die gewählte Dachform (Satteldach) eine möglichst tief liegende Traufe zu erhalten, ohne dabei die Sicht der hintersten Bankreihen zu benachteiligen (Abb. 7). Ein gewisser Nachteil dieser Dachform liegt darin, daß das Dachwasser gegen die Spielplatzseite geleitet wird. Wir verweisen hier auf eine Lösung, bei der für eine andere Tribüne ein Pultdach mit Gefälle nach rückwärts vorgeschlagen worden ist (Abb. 10).

Bei dem Entwerfen der Tribünenanlage war man bestrebt, im Zuschauerraum mit möglichst wenig Stützen auszukommen, und diese sollten nach rückwärts verlegt werden, wo sie die Sicht der Zuschauer weniger beeinträchtigen. Dies bedingte dann die etwas ungewohnte Querschnittsform. Für symmetrische Lasten ist der auf der Stütze bzw. auf dem Längsträger aufruhende Querträger ausbalanciert. Das Gewicht der ganzen Dachkonstruktion wird mittels der durchlaufenden Längsträger auf die Hauptstützen übertragen. Diese sind in Abständen von 16 m angeordnet, so daß auf die ganze Tribünenlänge nur sechs Stützen kommen. Auf dem über den Stützen durchlaufenden Längsträger sind in Abständen von 4 zu 4 m die dreieckförmigen Querträger gelagert. Die gegenseitige Durchdringung der Quer- und Längsträger bildete sowohl in konstruktiver Hinsicht als in bezug auf die Montage einige Schwierigkeiten. Während solche Durchdringungen im Eisenbau mittels Knotenbleche und Laschen verhältnismäßig einfach zu lösen sind, gestalten sie sich im Holzbau wegen der größeren Abmessungen der Stäbe und der geringen zulässigen Beanspruchungen quer zur Faser schwieriger. Aus diesen Rücksichten heraus wurde auch der Fachwerktyp des Längsträgers mit steigenden und fallenden Streben gewählt (Abb. 9). Die Querträger wurden in zwei

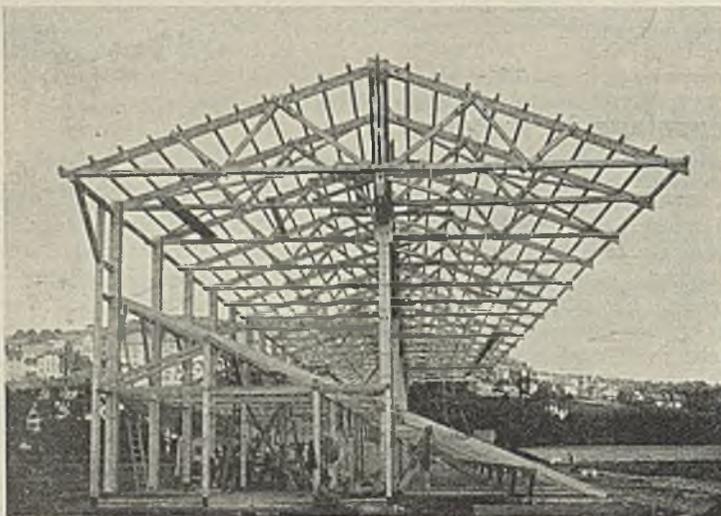


Abb. 2. Queransicht der Tribüne.

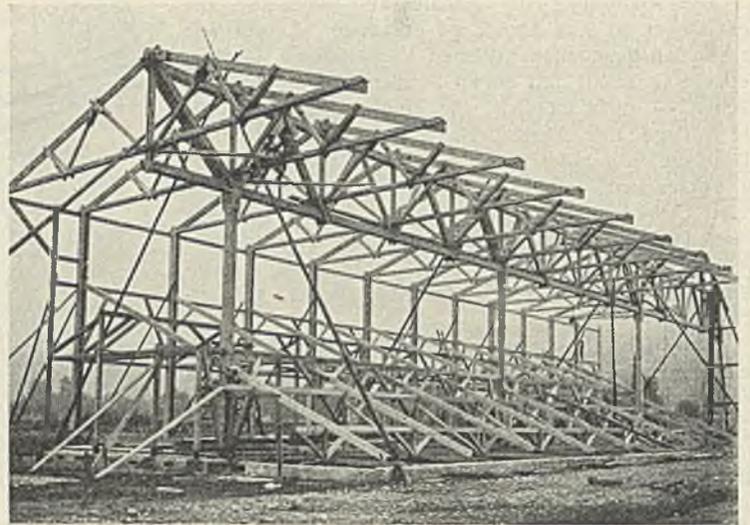


Abb. 3. Montage.

Halften montiert und am Auflager über dem Längsträger durch Holzlaschen verbunden.

Zur Aufnahme von unsymmetrischen Dachlasten (Schnee, Winddruck, auch von unten) sind die Querträger mit den Ständern der Rückwand zug- und druckfest verbunden.

Wegen dieser verschiedenen Belastungsfälle mußten auch sämtliche Streben der Querträger zug- und druckfest angeschlossen werden, was sich mit Ringdübelverbindungen leicht ausführen ließ. Zur Druckaussteifung der Querträger-Untergurte dient ein waagerechter Windverband. Der Aufnahme des von vorn und rückwärts anfallenden Winddruckes dienen allein die Ständer in der Rückwand, während die Hauptstützen zur Aufnahme von lotrechten Lasten vorgesehen sind. Dies bedingte eine kräftige Ausbildung der Ständer. Sie sind alle 4 m als Doppelpfosten ausgebildet. In den Punkten *a*, *b* und *d* sind sie mittels Ringdübel an das Gebälk angeschlossen, so daß sie als eingespannte Konsolbalken betrachtet werden können. Der Einspannungsgrad hängt vor allem von der Art der Verbindung in den Punkten *a*, *b* und *d* ab (Abb. 7).

Die Hauptständer mit einem Querschnitt von 30/30 cm bzw. $3 \times 10/30$ cm sind verschraubt und verdübelt, unten sind sie mittels starker Flacheisen mit den Fundamenten verankert. In der Längsrichtung der Tribüne sind sie durch Streben gegen Kippen gesichert. Die Verstrebung in der Querrichtung konnte nicht in dem Umfange vorgenommen werden, wie es der Konstrukteur gewünscht hätte, da der Architekt im Unterbau möglichst freie Räume verlangte, die nicht durch Streben u. dgl. beeinträchtigt werden durften. Auch ein in der ganzen Längsrichtung durchlaufender Gang erschwerte das Anbringen von Verstrebrungen. Um so größere Bedeutung legte man einer einwandfreien Ausbildung der einzelnen Knotenpunkte und Verbindungen bei und bestrebt sich, diese möglichst zug- und druckfest auszubilden, um die erforderliche Steifigkeit der ganzen Konstruktion zu erreichen.

Die Längsbinder sind Gerberträger mit Mittelgelenken von 2,80 m Systemhöhe und 16 m Stützweite. Die Gelenke sind in den Punkten G_1 , G_2 , G_3 usw. (Abb. 9) angenommen. Die Gelenkwirkung soll dadurch erreicht werden, daß der Untergurt an den Auflagerpunkten über den

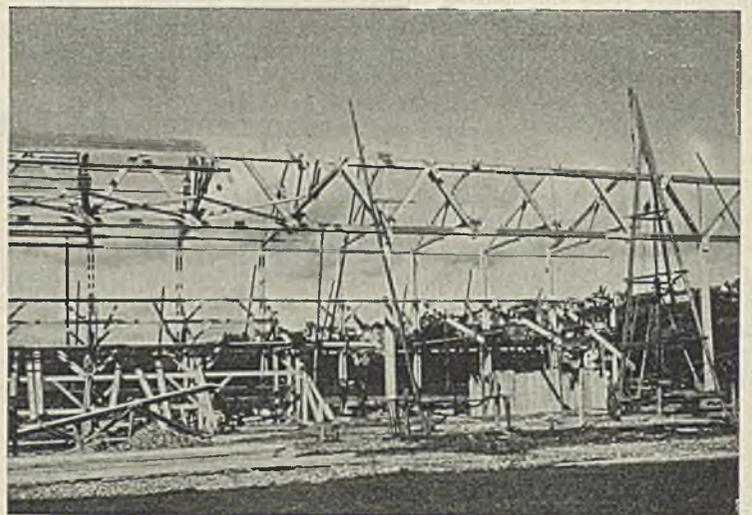


Abb. 4. Montage.

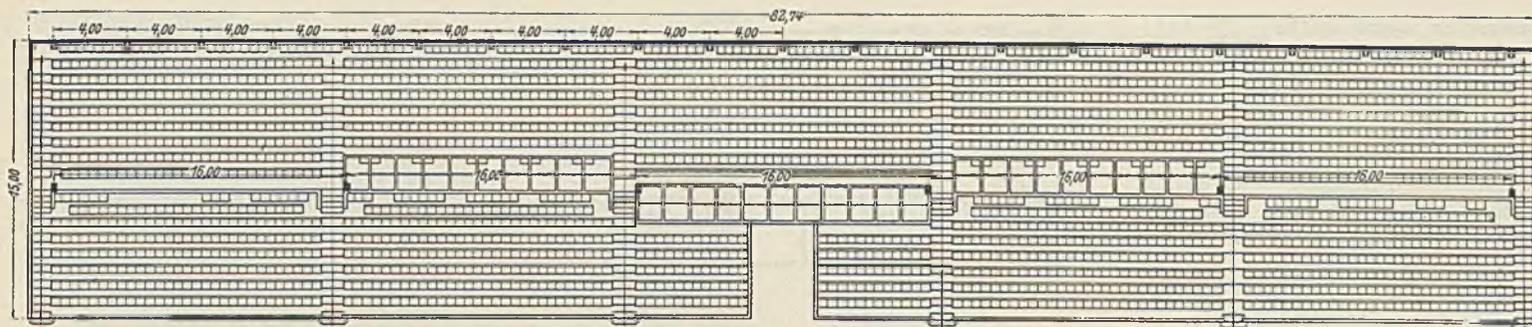


Abb. 5. Grundriß der Bestuhlung.

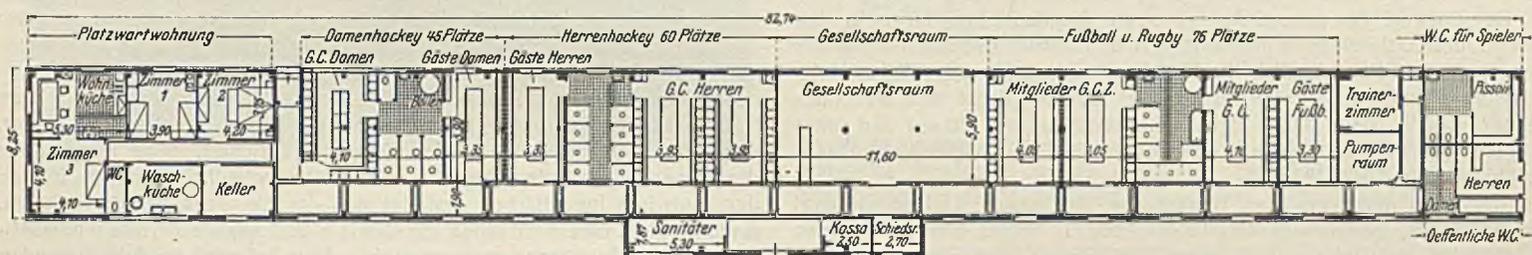


Abb. 6. Grundriß des Unterbaues.

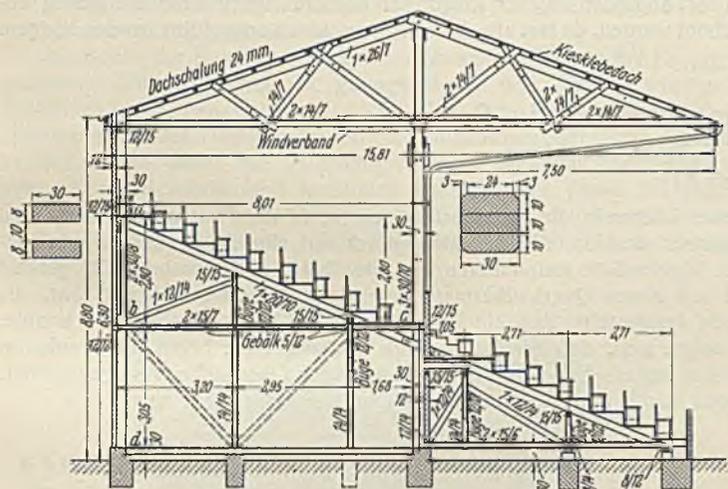


Abb. 7. Querschnitt.

Hauptstützen gestoßen und nur druckfest, nicht aber zugfest, angeschlossen wird. Die Wahl eines Gerberträgers bot gegenüber dem einfachen Balken auf zwei Stützen eine beträchtliche Holzersparnis. Die Gurtungen haben

verband auf Höhe der Querträger-Untergurte. Außerdem bildet die 24 mm starke gespundete Dachschalung eine solide Aussteifung der Dachhaut. Das Tribünengebälk ist in Abständen von 1 m verlegt und mit den Doppelständern der Rückwand und dem Unterbau mittels Ringdübel gegen Abutschen verankert. Die Längsunterzüge unter dem Gebälk sind durch Kopfbänder ausgesteift. Die Berechnung des Unterbaues geschah unter Annahme einer Nutzlast durch Menschengedrange von 500 kg/m², worin ein Stoßzuschlag für Erschütterungen bereits inbegriffen ist. Der Berechnung der übrigen Konstruktion wurde ein Schneedruck von 100 kg/m² sowie ein Winddruck von 100 kg/m² zugrunde gelegt. Die Dacheindeckung besteht in einem Pappdach mit Kiesbelag.

Die Abstützung der Holzkonstruktion geschah auf Einzelfundamente, die bis auf den festen Kiesboden hinabgeführt sind. Die Außenwände der Tribüne sind in Schlackensteinen ausgeführt, außen verputzt und mit weißer Mineralfarbe gestrichen. Abgesehen von den Fenster- und Türeinfassungen sowie den Dachgesimsen, die mit rotbrauner Ölfarbe gestrichen sind, ist alles Holzwerk ungestrichen belassen. Schon nach kurzer Zeit hat das Holz den natürlichen hellbraunen Naturton angenommen, wie er selbst mit einem Anstrich nicht schöner erreicht werden kann. Im übrigen ist auf alles unnütze Beiwerk verzichtet, die

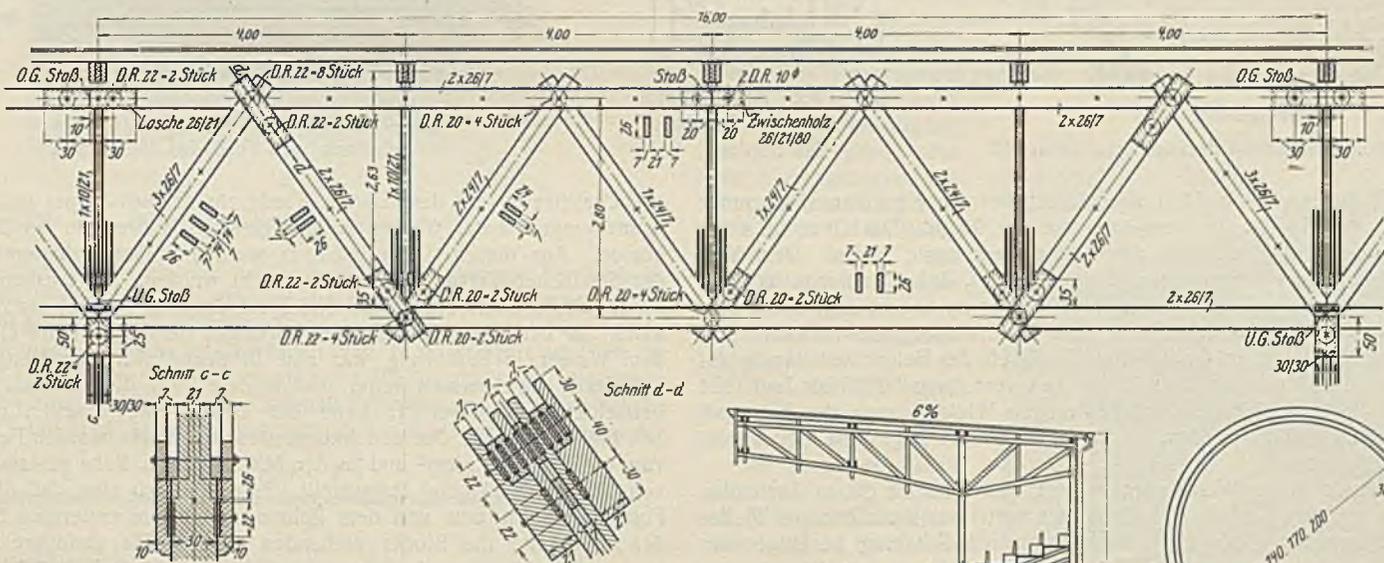


Abb. 9. Längsträger mit Einzelheit.

zweifachen, die Streben ein-, zwei- bis dreifachen Querschnitt. Für sämtliche Binder und Stützen wurde nur trockenens, markfreies Fichtenholz verwendet. Einzelne Gurtungen wiesen Längen bis zu 19 m auf, was an die Auswahl des Holzes beträchtliche Anforderungen stellte.

In der Längsrichtung der Tribüne sind folgende Windverbände vorgesehen: In je sechs Feldern ein Diagonalverband aus Bohlen, die unmittelbar unter die Sparrenpfetten geschraubt werden, ferner ein Diagonal-

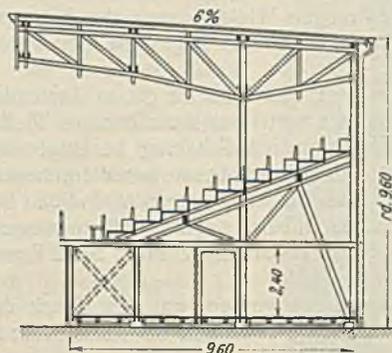


Abb. 10. Variante für Tribünenquerschnitt.

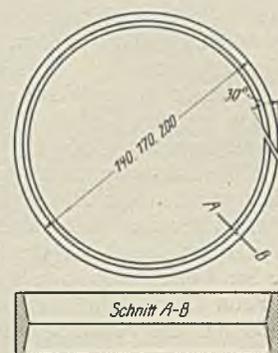


Abb. 11. Grundriß und Querschnitt eines Dübelringes.

Konstruktion bleibt sichtbar. Die architektonische Wirkung wird durch die einfache, deutlich kennbare Konstruktion, sowie durch die großen Abmessungen des Baues erreicht. Im Unterbau sind die erforderlichen Räume, wie Garderoben, Duschen, Gesellschaftszimmer, Sanität, Aborte usw., sowie eine Abartwohnung untergebracht.

Mitte August 1928 wurde mit dem Abbinden der Holzkonstruktion, am 24. September mit den Arbeiten für das Aufrichten begonnen, Mitte Oktober war die Tribüne zum Eindecken bereit. Die Eröffnung der Sportplatzanlage fand im Frühling 1929 statt.

Der Entwurf der ganzen Anlage sowie die Bauleitung lagen in den Händen der Architekten Witzig & Begert in Zürich. Die Ausführung der Zimmerarbeiten einschließlich der Dachkonstruktion in neuzeitlicher Holzbauweise geschah durch Locher & Cie., Zivilingenieure und Bauunternehmer, Zürich, nach deren eigenen Vorschlägen und Plänen und unter weitgehender Verwendung von Ringdübelverbindungen (Schweiz. Patent Nr. 126739 und DRP. 482883).

Wir erwähnen kurz das Wesentliche der neuen Holzverbindung: Ein einteiliger, geschlitzter Ringdübel (Abb. 11) besitzt eine zylindrische Außenfläche und innen zwei gegen die Stirnen des Ringes sich erweiternde Kegelflächen. Der Ring wird in entsprechende maschinell hergestellte Nuten der zu verbindenden Hölzer eingelegt. Diese Nuten

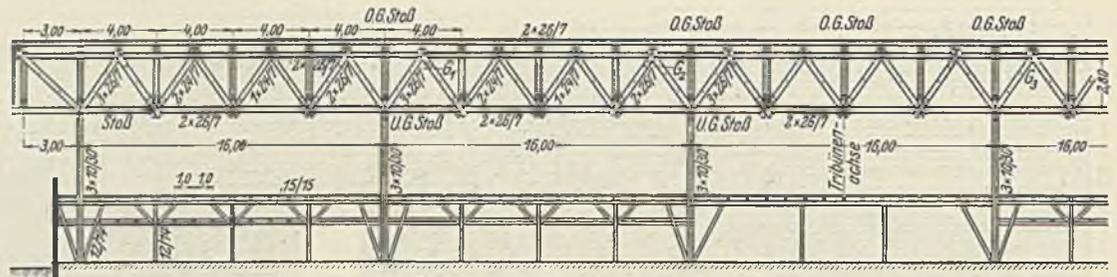


Abb. 8. Längsschnitt.

werden mit einem etwas größeren Durchmesser als der des Dübelringes ausgeführt. Beim Einlegen in die Nuten wird deshalb der Ring leicht gesprengt und der Schlitz im Ring geöffnet. Tritt Schwinden des Holzes quer zur Faser ein, so wird dadurch der Ring selbsttätig wieder zusammengedrückt, der Schlitz schließt sich, ohne daß im Holze Spannungen ausgelöst werden. Die Durchmesserdifférenz wird dem zu erwartenden Schwinden der Hölzer angepaßt. Das Schwinden und Wachsen der Hölzer, einer der größten Nachteile der Holzkonstruktionen, wird also mittels dieser neuartigen Holzverbindung selbsttätig unschädlich gemacht. Infolge der konischen Innenflächen gestaltet sich das Einsetzen der Ringe leicht. Auch entsteht eine nach innen gerichtete Kraftkomponente, die einem Abscheren des Holzkerne entgegenwirkt. Der Aufwand an Arbeitsstunden für das Abbinden solcher Ringdübel-Konstruktionen kann als gering bezeichnet werden, da fast alle Arbeiten maschinell ausgeführt werden können.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Verwendung von Unterwassergußbeton in Schweden.

Von Oberregierungs- u. -baurat F. Trier, Magdeburg.
(Schluß aus Heft 8.)

Einen verblüffenden Erfolg hat das Contractor-Verfahren bei der Herstellung eines Fangdammes für das neue Trockendock in Beckholmen gehabt. Diese Bauausführung ist von K. Holmgren ausführlich veröffentlicht worden⁴⁾. Einige Angaben daraus sind in dieser Zeitschrift schon gemacht worden⁵⁾. Die Konstruktion ist nach dem Muster eines unter ähnlichen Verhältnissen von der Firma Hoyer & Ellefsen in Christiania gebauten Trockendocks für Rosenbergs Mechanische Werkstätten in Stavanger entworfen. Der Damm (Abb. 18) ist als Gewölbedamm mit

Stellen Löcher in die Betonform gemacht, in die Platten aus Paragummi eingesetzt wurden, die den Betondruck auf eine in einer Röhre befindliche Wassersäule fortpflanzten, die bis über die Wasseroberfläche geführt und mit einem Quecksilbermanometer in Verbindung gebracht war. Es wurde festgestellt, daß ein Druck bis zu 0,35 kg/cm² entstehen konnte. Es zeigte sich, daß der Druck stark von der Tiefe beeinflußt wurde, in der das untere Ende des Rohres unter der Oberfläche des gegossenen Betons stand, und zwar nahm der Druck mit der Tiefe zu.

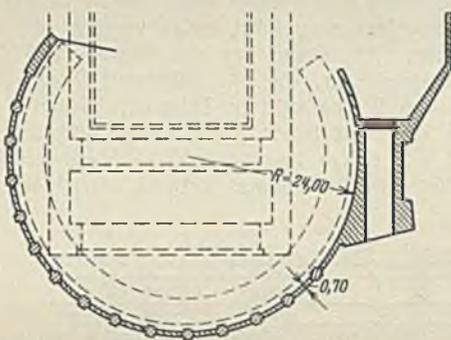


Abb. 18. Fangdamm Beckholmen. Grundriß.

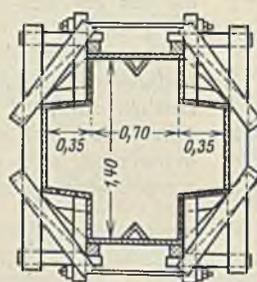


Abb. 19. Fangdamm Beckholmen. Schalung der Pfeiler.

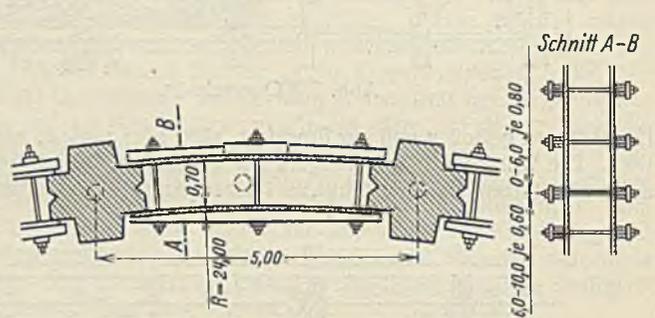


Abb. 20. Fangdamm Beckholmen. Schalung und Guß des Gewölbes.

einem Halbmesser von 24 m ausgeführt; bei einer großen Höhe unter Wasser von 9,5 m ist die Gewölbstärke nur 0,7 m. Das Gewölbe stützt sich an den Kämpfern auf in den Fels eingesprengte Stufen. Dem Verfasser Holmgren ist zuzustimmen, wenn er sagt, daß, wenn man es wagt, einen Damm dieser Konstruktion unter Wasser zu bauen, man sicher sein muß, daß das Verfahren, das man beim Unterwassergießen anwendet, in bezug auf die Gleichmäßigkeit und Festigkeit des Betons vollständig zuverlässig ist. Der Bau wurde in der Zeit vom August 1923 bis Juni 1924 ausgeführt. In dem ungewöhnlich strengen Winter konnte der Betonguß ungestört fortgeführt werden, da der unter Wasser gegossene Beton nicht gefrieren konnte.

Es wurde in der Weise vorgegangen, daß zunächst die in Abständen von 5 m auf den Umfang des Gewölbes verteilten kreuzförmigen Pfeiler gegossen wurden (Abb. 19). Nachdem deren Schalung beseitigt war, wurde die Schalung für die Gewölbeplatten an diesen heruntergelassen; alsdann wurden die Platten mit je einem Rohr gegossen (Abb. 20). Die Stelle, an der die Rohre standen, ist durch einen Kreis kenntlich gemacht. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 Raumteil Zement auf 2 Raumteile Sand und 2,5 Raumteile Naturkies.

Beim Gießen sind Versuche angestellt worden, um den Druck des Betons auf die Schalung zu ermitteln. Es wurden an verschiedenen

Gleichzeitig mit dem Damm wurde ein Versuchskörper mit größeren Abmessungen unter Wasser in der gleichen Weise wie der Damm gegossen. Aus diesem Versuchskörper wurden Proben entnommen, die in der Staatlichen Versuchsanstalt untersucht wurden. Sie ergaben, daß der Beton aus der Mitte des Blocks eine Druckfestigkeit von 251 bis 276 kg/cm² hatte. In den obersten Schichten, in denen der Beton beim Gießen mit dem Wasser in Berührung war und in denen sich eine Menge kleiner Luftblasen angesammelt hatte, und in dem Teil, den man als Schlamm betrachtet und beseitigt, hatte der Beton eine Druckfestigkeit von 184 bis 188 kg/cm². An den Außenseiten des Blocks wurden Festigkeiten von 418 bis 488 kg/cm² und in der Mitte, wo das Rohr gestanden hatte, von 255 bis 266 kg/cm² festgestellt. Es ergibt sich also, daß die größten Festigkeiten an den von dem Rohr am weitesten entfernten Stellen an der Außenseite des Blocks vorhanden waren. Die geringere Festigkeit in der Mitte beruht nach Meinung von Holmgren darauf, daß sich während des Gießens eine Menge von Luftblasen an dem Rohr ansammelt. Das Lichtbild (Abb. 21), das von der trockengelegten Baugrube nach Entfernung der Schalung aufgenommen ist und das mir von der Firma Contractor zur Verfügung gestellt wurde, läßt die vorzügliche Beschaffenheit des des Betons erkennen. Er war beim Auspumpen wasserdicht, nur an einzelnen der auf dem Bilde erkennbaren Bolzen, die zur Befestigung der Schalung dienten, sickerte in ganz unbedeutendem Maße Wasser durch. Auch die Anschlußstellen der Gewölbeplatten an die vorher gegossenen Pfeiler, die in der oben beschriebenen Weise durch Dreieckfalze her-

⁴⁾ Teknisk Tidskrift, Stockholm, Jahrgang 1925, Heft 4.

⁵⁾ „Bautechn.“. 1925, Heft 55, S. 781 u. „Bautechn.“. 1929, Heft 3, S. 36.

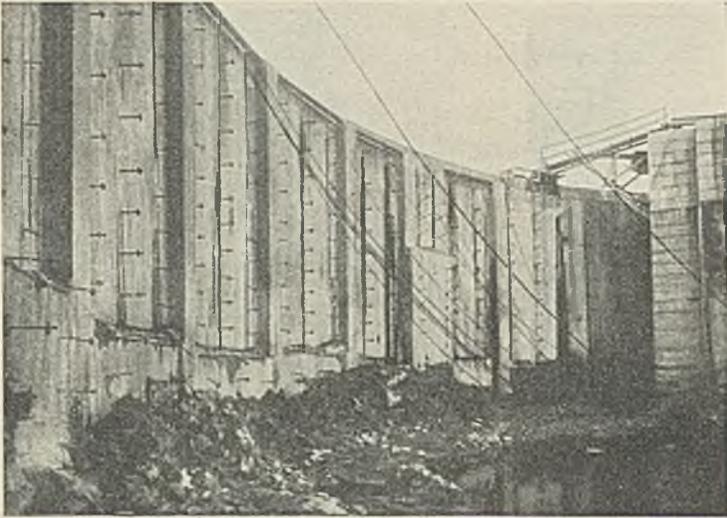


Abb. 21. Ansicht des ausgeschalteten Fangdammes bei Beckholmen.

gestellt waren, erwiesen sich als vollständig dicht, ebenso der Anschluß an den Fels. Erwähnt sei noch, daß der auf dem Bilde oben erkennbare 70 cm hohe und 30 cm dicke Betonschirm nach Fertigstellung des Dammes im Zusammenhang gegossen wurde.

Nachdem der Bau des Trockendocks beendet war, ist der Fangdamm gesprengt worden. Durch die geringe Masse des Dammes wurden die Forträumarbeiten sehr erleichtert. Ich habe eine große Zahl von Sprengstücken des Dammes in den Geschäftsräumen der Firma Contractor besichtigt und dabei die vollständige Gleichmäßigkeit des Betons und seine dichte Beschaffenheit feststellen können. Die Firma hat mir ein Sprengstück, das auf zwei Seiten geschliffen und auf einer Seite poliert ist, zur Verfügung gestellt. Sein Lichtbild (Abb. 22) läßt die tadellose Beschaffenheit des Betons erkennen.



Abb. 22. Beton vom Fangdamm bei Beckholmen.

Schließlich soll noch die Ausführung einer Kaianlage bei Wallvik beschrieben werden, die ich während des Baues besichtigen konnte. Der Kai besteht aus einer 13,5 m breiten Eisenbetonplatte, die auf $1,10 \times 1,50$ m starken Eisenbetonpfeilern in Abständen von 14 m gelagert ist (Abb. 23 bis 25). In Abständen von 42 m sind die Pfeiler durch auf die ganze Breite des Kais durchgehende Eisenbetonscheiben von 1,10 m Stärke ersetzt. Pfeiler und Scheiben sind nach dem Contractor-Verfahren unter

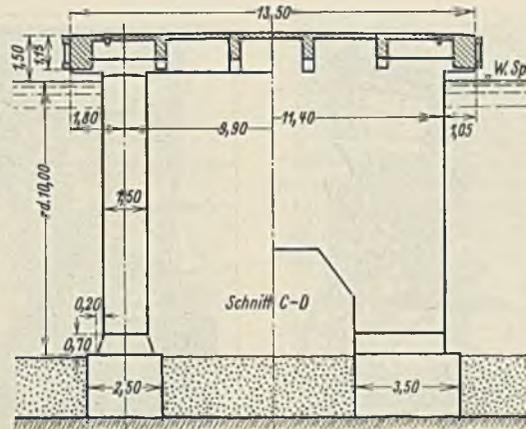


Abb. 25. Kaianlage bei Wallvik. Querschnitt C-D.

Wasser gegossen. Nachdem die Fundamente der Pfeiler bis auf den tragfähigen Grund ausgehoben waren, wurden die Schalungskasten abgesenkt und in der oben beschriebenen Weise von Tauchern mit Säcken gedichtet. Die Schalung bestand aus $1\frac{1}{2}$ zolligen gespundeten und gehobelten Brettern, die Ecken waren durch eingelegte dreieckförmige Hölzer von 16 cm Seitenlänge besonders verstärkt und durch von außen zickzackförmig übergenagelte Bandisen weiter gesichert. Die Pfeiler haben eine Eisenbewehrung an den Schmalseiten von acht senkrechten Rundeisen von 32 mm Durchm., an den Breitseiten von zwei Rundeisen gleichen Durchmessers. Um die Bewehrungsseisen während des Gießens in dem vorgeschriebenen Abstände von der Außenkante zu halten, waren sie durch umgelegte Bandisen im richtigen Abstände von der Schalung befestigt. Die Eisen reichten über Wasser soweit hinaus, daß die Verbindung mit dem nach Beendigung des Gusses über Wasser auszuführenden Beton hergestellt wird.

Die Betonmaschine von 4 m³ Stundenleistung war auf einem an dem Arbeitsgerüst festgelegten Schiffgefäß aufgestellt (Abb. 26 u. 27). Der Beton wurde durch einen Aufzug in den auf dem Bilde sichtbaren Silo befördert, von wo er in die offene Gießrinne und in den links sichtbaren Trichter des in der Pfeilerschalung hängenden Rohres gelangte. Der links auf der Rüstung stehende Mann (Abb. 26) handhabt die Winde zum Heben und Wiedersinken des Rohres. Die Aufhängung des Rohres mit dem aufgesetzten Trichter und die Winkelführungen des letzteren sind auf Abb. 27 gut zu sehen. Abb. 28 läßt die Bewehrung des Pfeilers erkennen. Abb. 29 zeigt die Schalung für eine der in 42 m Abstand angeordneten Scheiben, die zum Versenken annähernd fertiggestellt ist. Sie hat 11,4 m lichte Breite und 1,10 m lichte Stärke. Die Höhe wechselt je nach der Lage der Gründungssohle zwischen 7 und 10 m. Das Ausgießen der Form sollte gleichzeitig mit zwei Rohren geschehen. Der Beton wurde in der Mischung 1 Raumteil Zement zu 3 Raumteilen Sand zu 3 Raumteilen Splitt hergestellt. Der an sich für die Bauweise nicht günstige Splitt wurde an Stelle von Kies verwendet, weil letzterer nur mit außerordentlich hohen Kosten heranzuschaffen gewesen wäre.

Der Guß eines Pfeilers, den ich von Anfang bis zu Ende beobachten konnte, dauerte etwa $3\frac{1}{2}$ Stunden. Sein Beginn machte sich durch das Ausströmen des Wassers aus dem Innern des Schalungskastens durch das in die Schalung gehauene Loch bemerkbar. Der Beton wurde bis etwa 30 cm über Wasserspiegel gegossen. Es war zu beobachten, wie er beim Gießen gleichmäßig hoch quoll. Nach Beendigung des Gusses wurde das Rohr herausgezogen und festgestellt, daß die Unterkante 3,3 m tief im Beton gestanden hatte. Die Oberfläche des Betons war leicht gewölbt und zeigte keinerlei Schlammbildung.

Abb. 30 gibt eine Gesamtansicht der Kaianlage.

Ich erwähne noch eine Ausführung, die mir von der Staatlichen Hafenverwaltung in Stockholm mitgeteilt wurde. Bei der Liljeholmsbrücke bei Stockholm lag der tragfähige Fels 30 m unter dem Wasserspiegel. Es wurden zwischen Spundwänden Pfähle gerammt, deren Köpfe über die unter Wasser ausgebagerte Sohle der Bau-

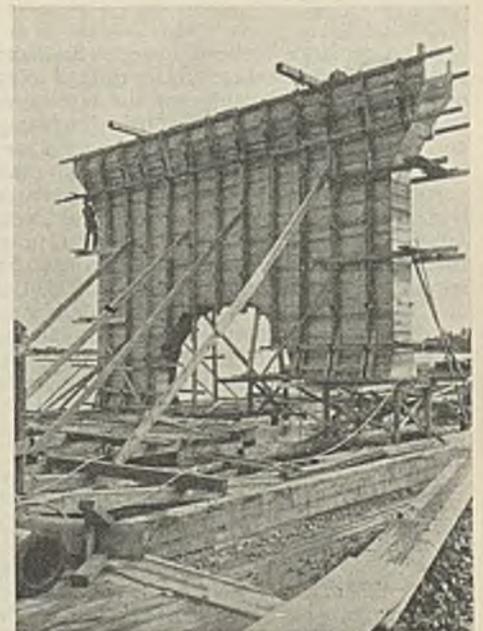


Abb. 29. Kaianlage bei Wallvik. Schalung einer Scheibe.

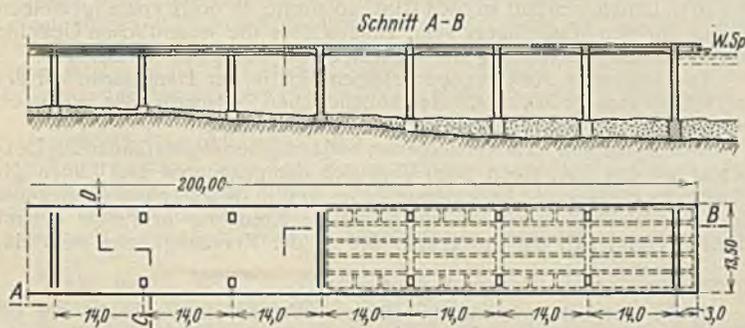


Abb. 23 u. 24. Kaianlage bei Wallvik.



Abb. 26.
Kaianlage bei Wallvik. Guß eines Pfeilers.

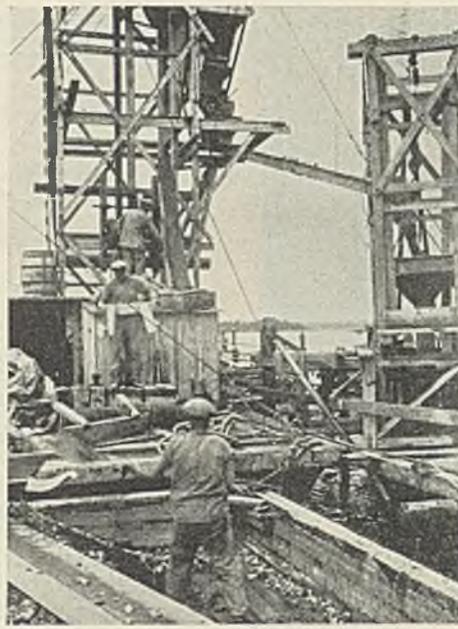


Abb. 27.

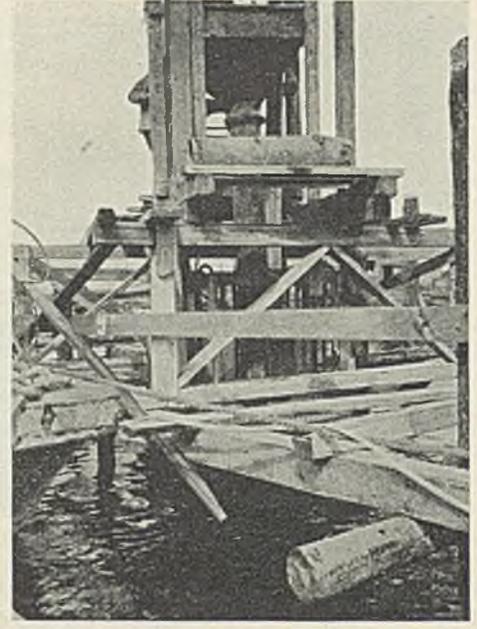


Abb. 28. Kaianlage bei Wallvik.
Bewehrung des Pfeilers.

grube etwa 4 m hinausragten. Als dann wurde der Beton nach dem Contractor-Verfahren in 2,5 m Stärke eingebracht und die Baugrube zwischen den Spundwänden ausgepumpt. Es zeigte sich, daß der Beton dicht war und an die Spundwände und an die Pfähle dicht angeschlossen.

Es unterliegt keinem Zweifel, daß die Anwendung des Contractor-Verfahrens in vielen Fällen erhebliche wirtschaftliche Vorteile bieten kann. Seine Einführung in Deutschland ist deshalb zu wünschen. Beim Bau des Mittelkanals wird sich voraussichtlich in diesem Jahre Gelegenheit bieten, an einer geeigneten Stelle das Verfahren zum ersten Male anzuwenden.



Abb. 30. Gesamtansicht der Kaianlage bei Wallvik.

Auch beim Gießen über Wasser, namentlich bei stark bewehrten Baukörpern, ist bei der bisher üblichen Weise des Einbringens des Gußbetons in die Schalung eine Entmischung vielfach nicht zu vermeiden. Namentlich tritt eine Trennung der größeren Zuschlagstoffe vom Mörtel leicht ein, und es bilden sich Kiesnester, durch die die Wasserdichtigkeit des Betons in Frage gestellt wird. Auch in diesen Fällen könnten vielleicht beim Gießen mit einem im Beton steckenden Rohr diese Nachteile vermieden werden und ein gleichmäßiger Beton von höherer Festigkeit und Wasserdichtigkeit erreicht werden. Es wird sich empfehlen, nach dieser Richtung Versuche anzustellen.

Die holländischen Kanalpläne für eine Verbesserung der Verbindung zwischen Amsterdam und dem Oberrhein.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Möhlmann, Berlin.

Die geplante Verbesserung der Schifffahrtsstraße zwischen Amsterdam und dem Rhein ist bereits Gegenstand eingehender Erörterungen unter den holländischen Ingenieuren und interessierten Kreisen gewesen. Schon im Jahre 1915 hat die holländische Regierung einen besonderen Ausschuß mit der Erstattung eines Gutachtens hierüber beauftragt. Da dieses wenig befriedigte, wurde im Jahre 1921 ein zweiter Ausschuß, die „Staatskommission Limburg“ berufen, um die Frage aufs neue zu prüfen. Der Bericht dieser Kommission wurde im Dezember 1924 erstattet und im Jahre 1925 von Ingenieur Witteveen in einem Vortrage erläutert. — Näheres hierüber ist von Ministerialrat R. Schmidt, Berlin, in der Zeitschrift „Deutsche Wasserwirtschaft“ 1926, Heft 10 mitgeteilt, wo auch auf die Bedeutung dieser Pläne für Deutschland hingewiesen ist. —

Nach eingehendem Vergleich der fünf auf engere Wahl genommenen Entwürfe hat die Staatskommission Limburg die Linie über „Wijk bij Duurstede“ (Abb. 1) zur Ausführung empfohlen; durch diese Entscheidung aber bei verschiedenen Interessenten, namentlich bei dem Kanalverein „Geldersche Vallei“ (Gebiet bei Amersfort östlich von Utrecht) heftigen Widerspruch hervorgerufen.

Inzwischen haben sich die Verhältnisse insofern geändert, als nunmehr nach der Inangriffnahme und dem planmäßigen Fortschreiten der Arbeiten zur teilweisen Trockenlegung der Zuider-See auch der Zeitpunkt für die Abschließung und Trockenlegung des südlichen Teiles in absehbarer Nähe rückt. Das ist für einen der Konkurrenzpläne, die Linie durch die „Geldersche Vallei“, die auf einer Strecke von etwa 27 km durch die nach Trockenlegung des S. W.-Polders im Schutze der Polderdeiche verbleibenden Binnenmeere, Eem-Meer und Jj-Meer, führt, von großer Wichtigkeit. Die Anhänger dieser Linie haben sich daher erneut für die Ausführung ihres Entwurfs eingesetzt. Daneben scheinen noch die Verfechter einer anderen

Linie, nämlich derjenigen über „Vreeswijk“, an Einfluß gewonnen zu haben, so daß jetzt die drei Linien: Wijk bij Duurstede, Geldersche Vallei, Vreeswijk in Wettbewerb stehen. In einer Versammlung, die die Abteilung für Bau- und Wasserbaukunde des „Königlijk Instituut van Ingenieurs“ am 14. Februar 1929 im Haag einberufen hatte, wurden von Anhängern der einzelnen Pläne Vorträge gehalten, und zwar in der oben angegebenen Reihenfolge von Ir.!) Jongheer van Lidth de Jeude, Ir. Verhey und Ir. Dr. Wentholt. Anschließend fand eine allgemeine Aussprache statt.

Wenn auch die Frage, ob eine neue Verbindung für große Binnenschiffe zwischen Amsterdam und dem Rhein zustande kommt oder nicht, uns in Deutschland an sich weit mehr interessiert als die Frage, welche der drei Linien gewählt werden wird, so dürfte es doch von allgemeinem Belang für den Wasserbauer sein, einiges über die wesentlichen Gesichtspunkte für die Beurteilung der verschiedenen Lösungen zu erfahren.

Die folgenden Ausführungen stützen sich in der Hauptsache auf den in Heft 10 vom 9. März 1929 der holländischen Zeitschrift „De Ingenieur“ veröffentlichten ausführlichen Versammlungsbericht.

Wie schon von dem verstorbenen holländischen Wasserbauer Dr. Lely betont worden war, spielt beim Vergleich der genannten drei Linien die Flußkreuzung²⁾ eine bedeutende Rolle, weil in diesem niedrig gelegenen Teile von Holland nur eine spiegelgleiche Kreuzung in Frage kommt. Hieraus ergibt sich die Forderung, daß an der Kreuzungsstelle stets eine

¹⁾ Entspricht dem deutschen „Dipl.-Ing.“.

²⁾ Da der Lek wesentlich geringere Wassertiefen aufweist als der Waal, haben nur solche Linien Aussicht auf Verwirklichung, die unter Kreuzung des Lek bis zum Waal führen.

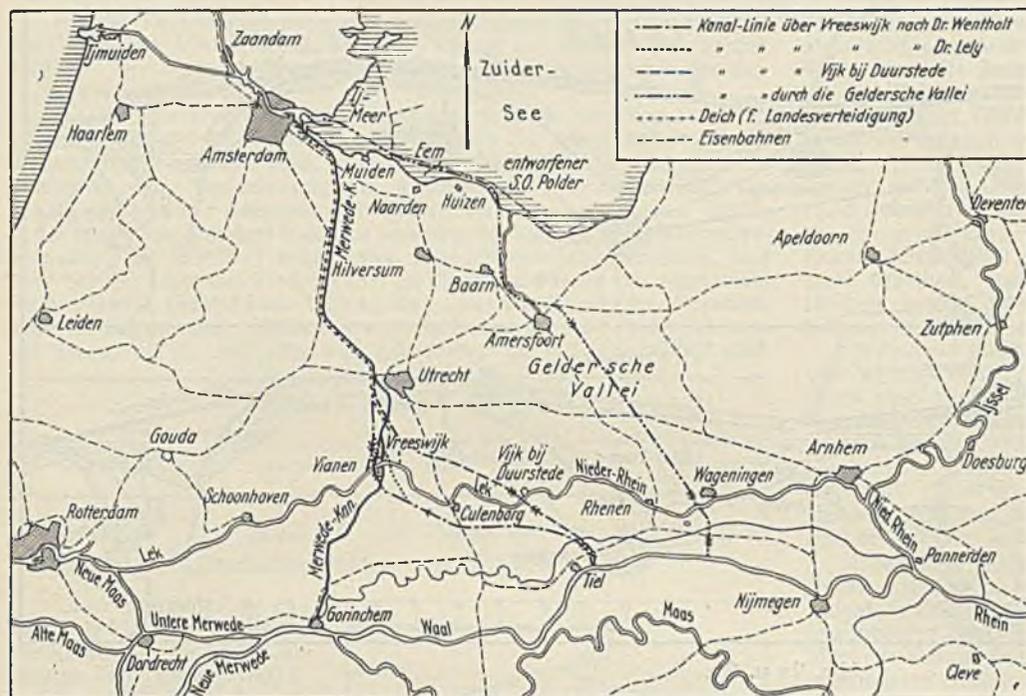


Abb. 1.

genügende Wassertiefe vorhanden sein muß, und zwar so, daß sie durch die Natur des Flusses — also ohne wesentliche Baggerungen — dauernd erhalten bleibt. Ständige Baggararbeiten würden wegen der starken Sandführung des Lek nicht nur erhebliche Mittel erfordern, sondern auch empfindliche Störungen des Verkehrs verursachen. Es erscheint nun einleuchtend, daß in dieser Hinsicht die Verhältnisse im Unterlauf am günstigsten sind, da der Fluß hier einen ganz anderen Charakter hat als im oberen und mittleren Teil (vgl. die folgende Zusammenstellung).

	Obere Mittlere Untere Flußstrecke bei		
	Wageningen	Wijk bij Duurstede	Vreeswijk
Gefälle bei mittlerer Wasserführung im Jahrzehnt 1911 bis 1920	11,6 cm/km (1 : 8600)	11,5 cm/km (1 : 8700)	5,3 cm/km (1 : 18 900)
Normalbreite	—	137 m	163 m
Mittlere Tiefe über eine Breite von	—	3,20 m 130 m	3,65 m 150 m
Mittlere Geschwindigkeit bei HHW	—	2,40 m/sek	1,60 bis 1,70 m/sek

Bei Vreeswijk ist der durchströmte Flußquerschnitt erheblich größer als bei Wijk bij Duurstede, und zwar bei Ebbe um 30% und bei Flut sogar um 50%. Die geringere Wassergeschwindigkeit und die größere Flußbreite bieten für das Manövrieren³⁾ der Schiffe, vor allem der großen Schiffe von 2000 und mehr Tonnen, nicht zu unterschätzende Vorteile. Man rechnet sogar damit, daß später Schiffe von 4000 t verkehren können, und denkt dabei an eine Vertiefung des Waal von 3,75 bis 4 m auf 4,30 m bei Gl. W.⁴⁾ durch Einschränkung der Normalbreite. Obwohl eine solche Maßnahme schon für den Verkehr mit dem holländischen Kohlengebiet in Süd-Limburg bei niedrigen Flußwasserständen gewisse Vorteile haben würde, könnte sie erst dann von wirklich großem Wert sein, wenn gleichzeitig eine entsprechende Vertiefung des Rheins unterhalb von Köln vorgenommen würde. Die Rheinstrombauverwaltung hat diese Frage schon vor längerer Zeit geprüft und ist zu dem Ergebnis gekommen, daß durch Einschränkung der Fahrwasserbreite auf 150 m von Koblenz abwärts vielleicht eine Tiefe von 3,50 m bei normalem Niedrigwasser erreicht werden könnte, d. h. von Köln abwärts eine Vertiefung von 0,50 m gegenüber dem jetzigen Zustande. Wenn schon eine solche Verringerung der Fahrwasserbreite für den starken Schiffsverkehr nicht ganz unbedenklich erscheint, muß eine weitere Einschränkung wohl als ausgeschlossen gelten.

In betriebstechnischer Hinsicht ergibt sich für die Kreuzung bei Vreeswijk ein Nachteil daraus, daß hier die beiden Hauptverbindungen nach Rotterdam und nach dem Rhein nicht weit voneinander liegen, und daß auf verhältnismäßig engem Raume ein lebhafter Verkehr entstehen würde. Dies dürfte sich besonders für das Zusammenstellen von Schleppzügen nach den verschiedenen Fahrtrichtungen ungünstig auswirken. Es

³⁾ Vgl. hierzu Abb. 5 in der eingangs erwähnten Veröffentlichung in der „Deutschen Wasserwirtschaft“ 1926, Heft 10.

⁴⁾ Der von der internationalen Schifffahrtskommission festgesetzte gleichwertige Wasserstand entspricht etwa dem normalen Niedrigwasser.

kommen hier fünf Fahrtrichtungen gegenüber vier bei den anderen Lösungen in Betracht. Dieser Nachteil ist jedoch gegenüber den zuerst erwähnten Vorteilen nicht von ausschlaggebender Bedeutung.

Für die Kreuzung bei Vreeswijk bestehen zwei Vorschläge. Dr. Wentholt sieht sie unterhalb, Dr. Lely oberhalb Vreeswijk vor (vgl. Abb. 1). Die letztere Lösung hat den Vorteil, daß die Schleuse bei mittleren Wasserständen im Lck offen stehen kann.

Daß eine Kreuzung auch bei Wageningen und bei Wijk bij Duurstede möglich ist, haben Modellversuche im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Delft ergeben. Der Zweck dieser Versuche war, festzustellen, ob der auf etwas mehr als 100 m Breite ausgebauter Fluß infolge der Unterbrechung der Leitwerke auf über 300 m Länge an der Kreuzungsstelle verwildern würde, indem sich hier zu viel Sand absetzen und die unterhalb anschließende Strecke zu wenig Sand bekommen würde. Dadurch wäre dann das Gleichgewicht zwischen Sandzufuhr und -abfuhr gestört. Es müßte eine Sohlenvertiefung eintreten, die wieder eine Absenkung des Wasserspiegels oberhalb, also an der Kreuzung, zur Folge haben würde. Als obere Grenze der zulässigen Sandablagerung wurden 15% des im Flusse mitgeführten Sandes angenommen. Die Versuche haben ergeben, daß diese Grenze nicht überschritten wird, wenn der Fluß

örtlich eingeschnürt wird und Lage und Form der beiden Schleusenvorhöfen im Kanal sorgfältig gewählt werden. Über die Form selbst ist m. W. bislang Näheres nicht veröffentlicht worden. Die Einschnürung dürfte allerdings für die Schifffahrt un bequem sein. Hinzu kommt noch, daß nach den Modellversuchen in den Vorhöfen ein Grundstrom von 0,2 bis 0,3 m/sek (stellenweise sogar 0,5 m/sek) unentbehrlich erscheint für die Erhaltung der Fahrtiefe an der Kreuzung. Alles in allem muß daher die Flußkreuzung bei Vreeswijk als die günstigste angesehen werden.

Es tritt nun weiterhin die Frage auf, ob es zweckmäßig ist, die Rheinschifffahrt über einen Kanal zu leiten, der auch von der Schifffahrt zwischen Amsterdam und Rotterdam benutzt wird. Zunächst dürfte es wohl keinem Zweifel unterliegen, daß vom schiffahrtstechnischen Standpunkte aus zwei getrennte Kanäle für diese beiden Haupttrichtungen vorzuziehen sein würden (vgl. auch die an der Kreuzung mit dem Lek bei Vreeswijk zu erwartenden Schwierigkeiten). Auch während der Bauzeit würden sich bei Verbreiterung eines bestehenden Kanals voraussichtlich größere Schwierigkeiten ergeben als bei Herstellung eines neuen. In wirtschaftlicher Hinsicht dagegen würde durch ein Zusammenfallen beider Fahrtrichtungen eine bessere Ausnutzung der Schlepper und des Kahnraumes ermöglicht werden, da die für einen Schleppzug erforderliche Anzahl von Kähnen schneller zusammenkommen würde. Im vorliegenden Falle ist noch ein weiterer wirtschaftlicher Umstand zu beachten. Die großen Reedereien haben zur Zeit ihren Sitz in Rotterdam. Nach Herstellung der Hauptverbindung Amsterdam—Rhein würden sie natürlich auch eine Abteilung nach Amsterdam legen und dann ein Interesse daran haben, je nach Bedarf auf dem schnellsten Wege Kahnraum nach Rotterdam und umgekehrt schaffen zu können. Es wäre daher ein Ausbau dieser Strecke auch für den Verkehr mit großen Schiffen erwünscht. Bei Ausführung der Linie Vreeswijk würde diese Forderung in weitgehendem Maße erfüllt werden; bei der Linie Wijk bij Duurstede dagegen würde eine hinreichend große Schifffahrtstraße nur von Amsterdam bis Utrecht vorhanden sein; bei der Linie Geldersche Vallei würde eine solche ganz fehlen. Die Verfechter der erstgenannten Linie fordern daher bei Ausführung einer der beiden anderen Linien außerdem eine entsprechende Verbreiterung des bestehenden Merwede-Kanals bis zum Lek bei Vreeswijk. Ob diese Forderung berechtigt ist, insbesondere ob die aufzuwendenden Kosten durch die wirtschaftlichen Vorteile wettgemacht werden, darüber gehen die Meinungen auseinander. Man könnte sich ja auch denken, daß Amsterdam ebenso wie Rotterdam seinen eigenen Schiffspark bekommen und daß ein Austausch von Kahnraum zwischen beiden Plätzen nicht stattfinden würde. Der Vertreter der Linie Geldersche Vallei weist auch darauf hin, daß bislang zwischen Amsterdam und Rotterdam nur die bekannten kleinen Holländer-Kähne bis etwa 170 t mittlerer Ladefähigkeit verkehren (vgl. die Zusammenstellung auf S. 146 oben).

Er schlägt dann vor, nach Erbauung des neuen Kanals die größeren Schiffe in der einen Richtung (Rotterdam—Amsterdam) über Gouda — diese Schifffahrtstraße wird zur Zeit für 2000-t-Schiffe ausgebaut — und in der anderen Richtung (Amsterdam—Rotterdam) über den Merwede-Kanal zu schicken, so daß ein Begegnen von zwei großen Schiffen vermieden würde. Dann könnte eine Verbreiterung des Merwede-Kanals unterbleiben. Auch die Handelskammer Amsterdam hält eine solche nicht für erforderlich und sieht in der Trennung des Rheinverkehrs von dem Verkehr mit Rotterdam einen technischen Vorteil.

In diesem Zusammenhange möge auch noch kurz auf die Bedeutung hingewiesen werden, die ein Kanal durch die Geldersche Vallei sowohl für diesen Landstrich um Amersfort als auch für Amsterdam haben würde.

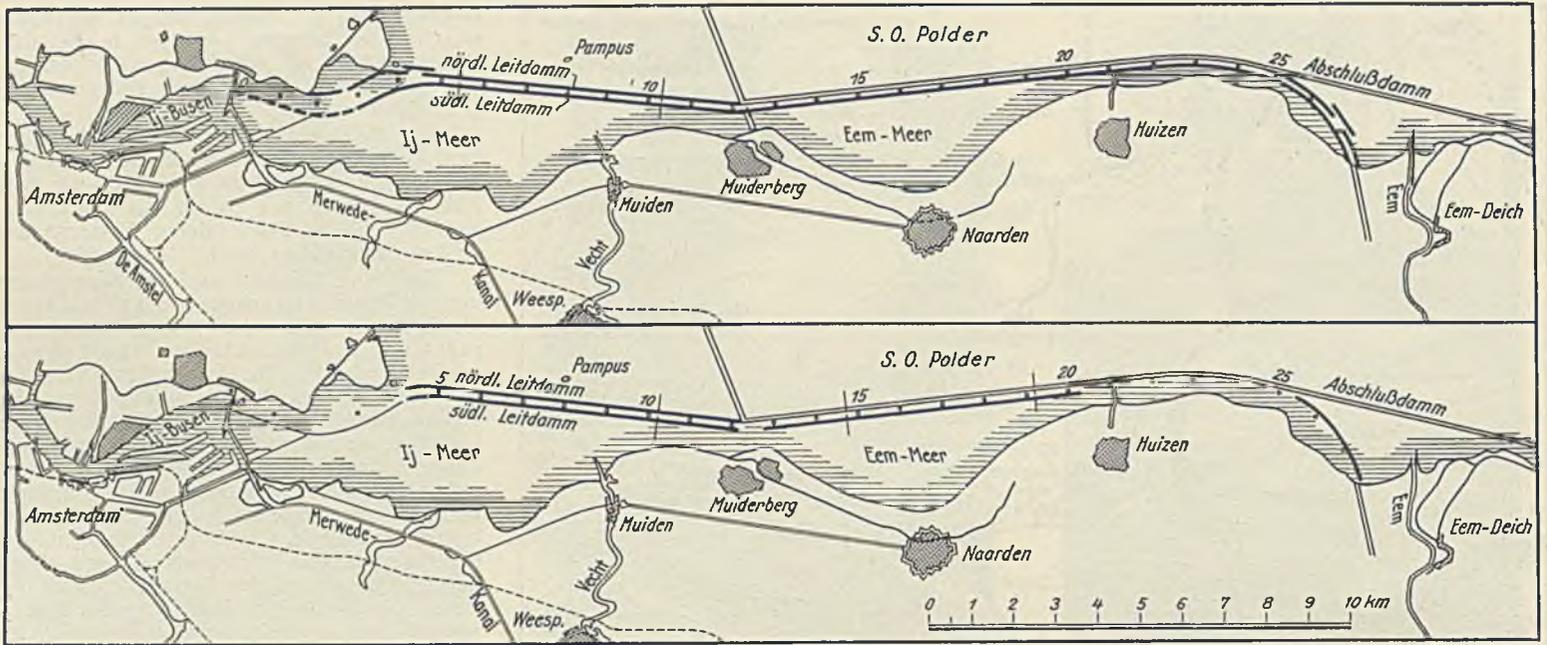


Abb. 2a u. 2b.

Verkehr im Jahre 1926 während einer Zeit von drei Monaten	Anzahl der Schiffe	Gesamte Ladefähigkeit in 1000 t	Mittlere Ladefähigkeit Je Schiff t
A. Schiffe, die nach Deutschland fahren	13 600	7540	550
B. Schiffe, die von und nach Rotterdam, dem Neuen Wasserweg, Delft und Haag über Rotterdam fahren	30 100	4964	166
C. Schiffe, die nach dem und vom Waal und auf dem Rhein zwischen Tiel und der deutschen Grenze fahren	6 100	752	123
D. Schiffe, die nach S.-O.-Holland fahren	4 200	648	154
E. Schiffe, die nach dem und vom Lek oberhalb Vreeswijk fahren	18 400	1496	82
F. Schiffe, die nach dem und vom Lek (außer Gruppe B) und auf dem Mer- wede-Kanal in Richtung Gorinchem (außer den Gruppen A, C und D) fahren	31 100	3892	125
G. Schiffe, die von und nach dem Nieder- rhein fahren (außer den Gruppen A und C)	12 500	1444	116

nur an einigen Stellen nötig (vgl. Abb. 2a). Die Stadt Amsterdam und verschiedene Schifffahrtkreise halten allerdings höhere und längere Dämme gemäß Abb. 2b für erforderlich.

Von entscheidender Bedeutung für einen Umschlaghafen kann die Fahrzeit sein, die für die Beförderung von Massengütern vom und zum Hafen erforderlich ist; denn davon hängt es ab, ob die Güter den Weg zu dem betreffenden Hafen oder zu einem Konkurrenzhafen nehmen. Dieser Punkt ist für die Linienführung des geplanten Kanals und damit für die weitere Entwicklung des Amsterdamer Hafens besonders wichtig, da ja durch den Bau des Kanals den Massengütern ein neuer Anreiz für diesen Hafen gegeben werden soll.

Die gesamte Fahrzeit ist abhängig von der Länge des Schifffahrtsweges und von der Anzahl der Schleusen und beweglichen Brücken. Die Angaben für die drei in Frage kommenden Linien des Amsterdam-Rhein-Kanals sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt, und zwar zunächst für die Fahrt über den Waal (Nijmegen) und darunter für die Fahrt über den Lek bzw. Niederrhein (Arnhem).

Strecke	Linie Vreeswijk ¹⁾ nach		Linie Wijk bij Duurstede	Linie Geldersche Vallei
	Dr. Went- holt	Dr. Lely		
	Entfernungen in km			
Amsterdam—Vreeswijk	46,6	46,2		
Vianen—Tiel	30,9	30		
Tiel—Pannerden	46	46	46 ²⁾	
Amsterdam—Wijk bij Duur- stede			60,9	
Wijk bij Duurstede—Tiel			12,1	
Amsterdam—Wageningen				72,9
Wageningen—Hien				6,5
Hien—Pannerden				32,3
Amsterdam—Pannerden über den Waal	123,5	122,2	119	111,7
Amsterdam—Pannerden über den Lek	130,5	127,8	121,8	108,7
	Anzahl der Schleusen			
Amsterdam—Pannerden (Waal)	+	+	+	+
Amsterdam—Pannerden (Lek)	+	+	+	+
	Anzahl der beweglichen Brücken			
Amsterdam—Pannerden (Waal)	6	6	6	0
	Fahrzeit Amsterdam—Pannerden (Waal)			
nach Staatskommission Limburg	25 h 30	26 h 20	22 h 40	
nach Dr. Wentholt	24 h 50	24 h 50	23 h —	

Ein neuer Landesteil würde auf etwa 50 km Länge unmittelbaren Wasseranschluß erhalten und dadurch eine Hebung des Verkehrs und der Industrie erwarten können. Außerdem würde er damit die so dringend erforderliche Verbesserung der Vorflut endlich erhalten. Für Amsterdam würde mit diesem Gebiet ein neues Hinterland erschlossen werden. Für den Fall, daß eine andere Linie zur Ausführung kommen sollte, wird daher auch fast allseits ein besonderer Kanal für mindestens 500-t-Schiffe für die Geldersche Vallei gefordert.

Der Zusammenhang mit den Zuidersee-Werken. Als die Staatskommission Limburg in ihrem Bericht vom Jahre 1924 sich für die Linie Wijk bij Duurstede aussprach, herrschte noch keine Klarheit über die Fertigstellung der Zuidersee-Werke. Diese spielt aber für einen Kanal durch die Geldersche Vallei eine wichtige Rolle, da er den südlichen Teil der Zuidersee auf etwa 27 km Länge benutzt. Inzwischen sind die Arbeiten soweit gefördert, daß der Wieringer Meerdeich im Jahre 1930, der gesamte Abschlußdeich im Jahre 1934, vielleicht auch schon 1933, fertiggestellt sein wird. Für das Schütten der Dämme zur Herstellung des S. W.-Polders werden noch etwa 3 Jahre benötigt. Wenn nun die Schleusen vorher ausgeführt würden, könnte dieser Teil des Kanals im Jahre 1937 fertig sein. Die früher gehegte Befürchtung einer Verzögerung des Kanalbaues durch die Zuidersee-Werke ist daher unbegründet; denn die Bauzeit ist für jede der 3 Linien auf etwa 10 Jahren geschätzt worden. Der Kanal könnte also frühestens im Jahre 1939 oder 1940 fertiggestellt sein.

Im Zusammenhang mit den Zuidersee-Werken sollen — unabhängig von der Frage, welcher Kanal zur Ausführung kommt — das Eem- und das IJ-See geschaffen werden, die auf der einen Seite mit dem Nordsee-Kanal und auf der anderen mit dem Eem-Fluß in offener Verbindung stehen. Zwischen beiden Meeren sollen aus militärischen Gründen eine oder mehrere Kehrschleusen gebaut werden. Im Interesse der Binnenschifffahrt soll ferner die bestehende Schifffahrtstrinne über Schellingwoude hinaus bis zum Eem-Fluß verlängert werden. Bei Herstellung eines Kanals durch die Geldersche Vallei bleibt dann nur eine entsprechende Verbreiterung der Fahrtrinne und die Herstellung von Leitdämmen auf der Südseite zum Schutze gegen Wellengang übrig. In dem tieferen IJ-See sind Dämme auf der ganzen Länge, in dem flacheren und schmaleren Eem-See dagegen nach Ansicht der Anhänger dieser Linie

¹⁾ Dr. Wentholt sieht die Flußkreuzung unterhalb, Dr. Lely oberhalb Vreeswijk vor.

²⁾ Die halbfetten Zahlen bezeichnen Flußstrecken.

³⁾ Das eingeklammerte Kreuz bezeichnet Schleusen, die im allgemeinen offen stehen können.

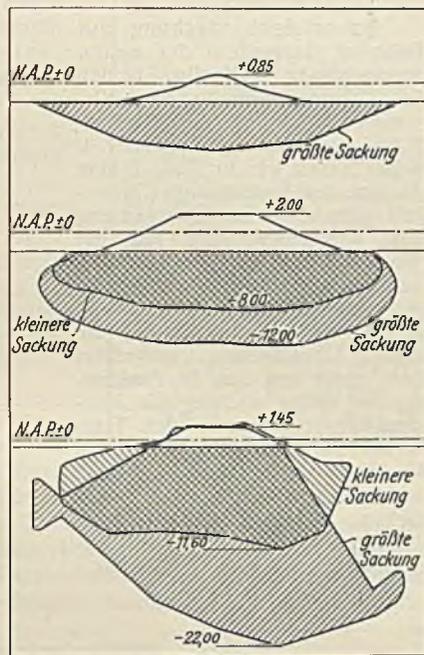
Aus der Zusammenstellung geht deutlich hervor, das der Kanal durch die Geldersche Vallei hinsichtlich der Fahrzeit bei weitem den Vorzug verdient. Die beiden anderen Linien sind in dieser Beziehung unter sich annähernd gleichwertig.

Bei der Veranschlagung der Kosten spielt die Frage, ob eine Verbreiterung des Merwede-Kanals erforderlich ist, wenn dieser von der Rheinschiffahrt entlastet wird, eine wesentliche Rolle. Obwohl die Notwendigkeit einer Verbreiterung von manchen Seiten, besonders auch von der Handelskammer Amsterdam, bestritten wird, sind die Kosten hierfür in der folgenden, von dem leitenden Ingenieur der holländischen Wasserbauverwaltung Dr. Wentholt mitgeteilten Zusammenstellung enthalten, und zwar bei der Linie Geldersche Vallei für die ganze Strecke von Amsterdam bis Vreeswijk, bei der Linie Wijk bij Duurstede von Utrecht bis Vreeswijk, während bei der Linie Vreeswijk nur die Kosten für eine zweite Schleuse bei Vreeswijk, die auf jeden Fall erforderlich ist, mit veranschlagt sind.

Kosten eines Kanals			
über Vreeswijk nach		über Wijk bij Duurstede fl.	durch die Geldersche Vallei fl.
Dr. Wentholt fl.)	Dr. Lely fl.		
54 500 000	58 250 000	59 900 000	59 600 000

) 1 fl. = 1 holländischer Gulden = rd. 1,70 R.-M.

Ohne Verbreiterung des Merwede-Kanals würden sich die Kosten für die Linie Geldersche Vallei um 8 400 000 fl. auf 51 200 000 fl. verringern. Für diese Linie sind von anderer Seite, insbesondere von Anhängern der Konkurrenzlinien, die Kosten höher veranschlagt. Der Unterschied erstreckt sich aber fast ausschließlich auf die rd. 27 km lange Strecke in der südlichen Zuider-See. Zunächst werden weitere 11 km Leitdamm außer den vorgesehenen 26 km verlangt. Dann soll die Oberkante der Dämme 2,50 m über dem Kanalspiegel liegen statt 1,35 bis 1,50 m, wie vorgesehen. Außerdem wird ein durchgehender Weg auf einem der Leitdämme gefordert, wobei die Kronenbreite erheblich größer gewählt werden muß (vgl. Abb. 3b gegenüber Abbild. 3a). Schließlich werden auch noch größere Sackungen erwartet als bei der Veranschlagung angenommen worden sind. Man nimmt dabei Bezug auf eine größte Sackung von 22 m, die während der Herstellung des Nordsee-Kanals an einem Leitdamm in dem Jj-Busen beobachtet wurde (vgl. Abb. 3c). Nach Mitteilung des Generaldirektors der Zuider-See-Werke handelt es sich hier jedoch um eine ungunstige Stelle, wo früher durch die Flutströmung eine Rinne ausgespült war, die sich dann mit weichem Boden angefüllt hatte. Solche Stellen sind bei der



a) Vorschlag Dr. Wentholt,
b) Vorschlag Amsterdam,
c) Im Ij-Busen ausgeführter Damm.
Abb. 3a bis c.

Abschließung des Eem- und Jj-Meeres nicht zu erwarten. Jedenfalls wäre es nicht richtig, mit derartigen Setzungen bei der Veranschlagung zu rechnen. — Wenn auch die übrigen Forderungen, insbesondere die dritte bezüglich der Kronenbreite, wohl als zu weitgehend angesehen werden können, so muß doch zum Teil mit längeren und höheren Dämmen gerechnet werden. Damit würden sich auch die Kosten für einen Kanal durch die Geldersche Vallei erhöhen. Demgegenüber stehen aber bei Ausführung einer der beiden anderen Linien die Kosten für einen kleinen Kanal durch die Geldersche Vallei und die Verbesserung der Vorflut dieses Gebietes, die zusammen auf etwa 9 000 000 fl. zu veranschlagen sind. Hinsichtlich der Kosten dürfte daher ein erheblicher Unterschied zwischen den drei Linien nicht bestehen, wenn man bei der Linie Vreeswijk die Lösung nach Dr. Lely wegen der geringeren Anzahl von Schleusungen für die Ausführung in Betracht zieht.

In Holland spielt ein neuer Kanal auch für die Landesverteidigung eine wichtige Rolle. Für den Fall, daß das Königreich der Niederlande durch eine fremde Macht angegriffen werden sollte, besteht eine seiner Hauptabwehrmaßnahmen bekanntlich in der Überstauung der niedrig, westlich des Merwede-Kanals sogar unter dem Meeresspiegel gelegenen Landesteile. Dadurch wird das Vordringen des Feindes außerordentlich erschwert, zumal da Vertiefungen im Gelände wie Gräben, Kanäle usw. kaum zu erkennen sind und die Überstauungshöhe streckenweise so gering gehalten werden kann, daß ein Verkehr mit Kähnen nicht möglich ist.

Über den militärischen Wert der einzelnen Linien des geplanten Kanals scheinen in Holland noch Meinungsverschiedenheiten zu bestehen. Jedenfalls dürfte bei den Linien Vreeswijk und Wijk bij Duurstede durch den größeren Querschnitt des neuen Kanals gegenüber dem des bestehenden Merwede-Kanals eine schnellere Zufuhr des Überflutungswassers nach den betreffenden Gebieten ermöglicht werden. Bei der Linie Wijk bij Duurstede hält das Kriegsamt jedoch die Herstellung eines kräftigen Deiches vom Lek oberhalb Vreeswijk bis Amsterdam für erforderlich. Von Utrecht an soll dieser Deich auf der Westseite des Kanals, und zwar auf einer langen Strecke zwischen dem Kanal und der Eisenbahnlinie Utrecht—Amsterdam verlaufen. Auf diesem schmalen Streifen werden Schwierigkeiten bei der Herstellung befürchtet. Es besteht die Gefahr, daß der weiche Untergrund die Belastung durch den hohen Deich nicht vertragen und zu Rutschungen der Kanalböschungen Anlaß geben wird.

Auch bei der Linie Vreeswijk werden noch gewisse, wenn auch weniger schwierige Bedingungen gestellt. In beiden Fällen wird dafür aber auch der militärische Wert der sogenannten „Neuen Holländischen Wasserlinie“ erhöht. Die Linie durch die Geldersche Vallei bietet in dieser Hinsicht keine Schwierigkeiten. Ihre Bedeutung für die Landesverteidigung wird verschieden beurteilt.

Zusammenfassung.

1. Die Flußkreuzung ist bei Vreeswijk bei weitem am günstigsten. Die beiden anderen Linien sind in dieser Hinsicht unter sich annähernd gleichwertig.
2. Die Fahrzeit ist bei der Linie durch die Geldersche Vallei etwa zwei Stunden kürzer als bei den anderen Linien.
3. Die Kosten sind bei der Linie Vreeswijk (Lösung Dr. Wentholt) um rd. 10% geringer als bei den anderen Linien. Falls aber bei Ausführung des Kanals durch die Geldersche Vallei die gleichzeitige Verbreiterung des Merwede-Kanals nicht erforderlich ist, wird diese Linie um rd. 14% (8 500 000 fl.) billiger.
4. In militärischer Hinsicht ist die Linie Wijk bij Duurstede den beiden anderen unterlegen, weil sie die schwierige Herstellung eines langen und hohen Deiches erfordert.
5. Durch die Linie Geldersche Vallei wird die Erschließung eines neuen Landesteiles und die Verbesserung seiner Vorflut erreicht.

Die im Jahre 1924 von der Staatskommission Limburg empfohlene Linie Wijk bij Duurstede scheint allmählich mehr in den Hintergrund getreten zu sein. Jedenfalls dürfte, so wie die Dinge jetzt stehen, ein Kanal durch die Geldersche Vallei die größte Aussicht auf Verwirklichung haben.

Vermischtes.

Einheitliche Entwurfsgrundlagen für Hauptverkehrsstraßen. Der unter dieser Überschrift in der „Bautechn.“ 1930, Heft 7, S. 87 ff., erschienenen Aufsatz von Regierungsbaurat Hermann Pickl, München, hat sich nachträglich, was wir lebhaft bedauern, als ein nur wenig abgeänderter Nachdruck des bereits in der „Verk.-T.“ 1929, Heft 31, erschienenen Aufsatzes „Vereinheitlichung der Entwurfsgrundlagen für Staatsstraßen“ desselben Verfassers erwiesen. Herr Regierungsbaurat Pickl erklärt hierzu, daß er bei Übersendung der von ihm überarbeiteten Abhandlung an uns es versehentlich unterlassen habe, in dem neuen Manuskript auf die frühere Veröffentlichung in der „Verk.-T.“ hinzuweisen. Tatsächlich hatten wir angenommen, daß uns der Aufsatz zur Erstveröffentlichung angeboten worden war.

Die Schriftleitung.

Der Eimerkettenschwimmbagger für die Hafenverwaltung von Rouen. Der Bagger, der das größte, bisher gebaute Gerät dieser Art darstellt, rd. 2100 t wiegt und zum Entleeren von Baggerschuten dient, ist kürzlich als Reparationslieferung mit einem Werte von 2,5 Mill. RM von der Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft fertiggestellt und der Hafenverwaltung von Rouen übergeben worden.

Zwischen den beiden Pontons (Abb. 1 u. 2) hängt eine Eimerkette mit 47 Eimern von je 500 l Inhalt. Der untere Teil der Eimerleiter ist auf

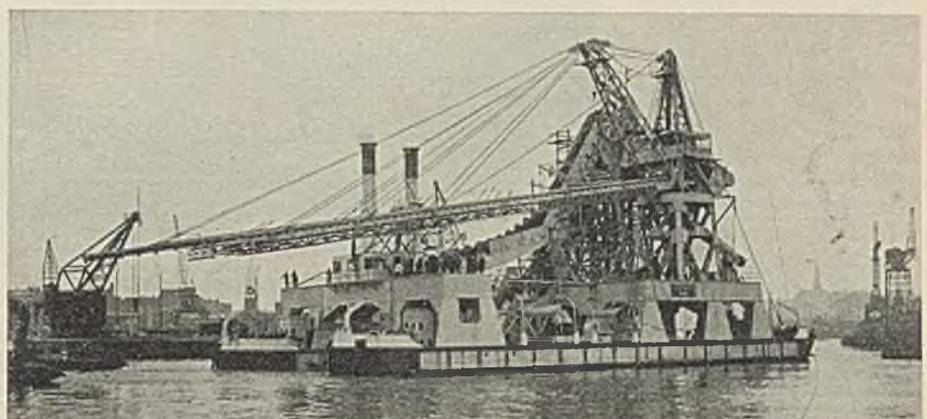


Abb. 1.

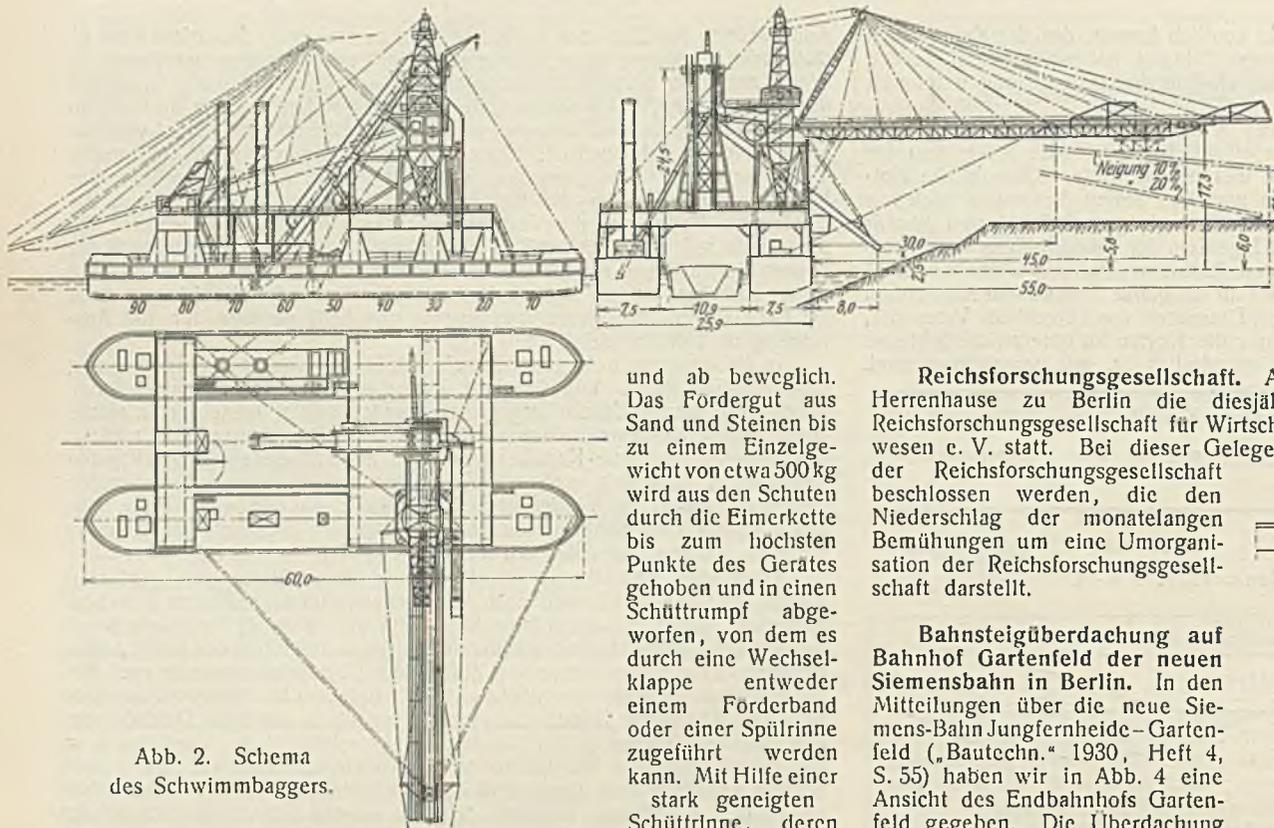


Abb. 2. Schema des Schwimmbaggers.

Beschaffenheit des Fördergutes abhängt, ist auch eine Forderung ans Ufer möglich.

Das Förderband mit einem Gummigurt hat eine Länge von 45 m. Die Spülrinne ist 55 m lang, während die steile Rinne 8 m lang ist und zum Abwurf sehr steinigen Gutes dient. Sowohl das Förderband als auch die lange Spülrinne sind waagrecht und senkrecht verstellbar. Das Gerät kann — einschließlich der Zeit zum Verholen der Schuten — bis zu 450 m³/h Boden aus den Schuten mit 400 bis 600 m³ Laderaum baggern.

Die beiden Pontons, auf denen der Bagger ruht, haben folgende Hauptabmessungen: größte Länge 60,00 m, größte Breite auf Spanten 7,5 m, Seitenhöhe 4,20 m, Tiefgang 2,45 m, Abstand zwischen den Pontons 11,00 m, größte Breite über beide Pontons 26,5 m.

Der Oberturas der Eimerleiter liegt rd. 25 m und die höchste Stelle des Drehmastes und des Förderbandes rd. 34 m über dem Wasserspiegel.

und ab beweglich. Das Fördergut aus Sand und Steinen bis zu einem Einzelgewicht von etwa 500 kg wird aus den Schuten durch die Eimerkette bis zum höchsten Punkte des Gerätes gehoben und in einen Schüttrumpf abgeworfen, von dem es durch eine Wechselklappe entweder einem Förderband oder einer Spülrinne zugeführt werden kann. Mit Hilfe einer stark geneigten Schüttrinne, deren Benutzung von der Beschaffenheit des Fördergutes abhängt, ist auch eine Forderung ans Ufer möglich.

Reichsforschungsgesellschaft. Am 8. März findet im ehemaligen Herrenhause zu Berlin die diesjährige Mitgliederversammlung der Reichsforschungsgesellschaft für Wirtschaftlichkeit im Bau- und Wohnungswesen e. V. statt. Bei dieser Gelegenheit soll über die neue Satzung der Reichsforschungsgesellschaft beschlossen werden, die den Niederschlag der monatelangen Bemühungen um eine Umorganisation der Reichsforschungsgesellschaft darstellt.

Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Gartenfeld der neuen Siemensbahn in Berlin. In den Mitteilungen über die neue Siemens-Bahn Jungfernheide-Gartenfeld („Bautechn.“ 1930, Heft 4, S. 55) haben wir in Abb. 4 eine Ansicht des Endbahnhofs Gartenfeld gegeben. Die Überdachung des Bahnsteigs dort hat auf Wunsch des Architekten ausnahmsweise ein hölzernes Tragwerk erhalten. Die Firma Christoph & Unmack AG. in Niesky, die diese Überdachung ausgeführt hat, stellt uns nun in dankenswerter Weise nachträglich Konstruktionszeichnungen des Tragwerks zur Verfügung, die wir in Abb. 1 u. 2 wiedergeben. Eine besondere Erläuterung der einfachen, recht hübsch wirkenden Holzkonstruktion dürfte sich erübrigen. Ls.

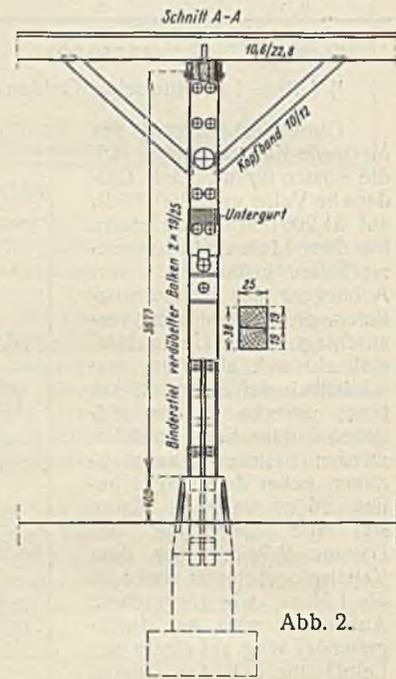


Abb. 2.

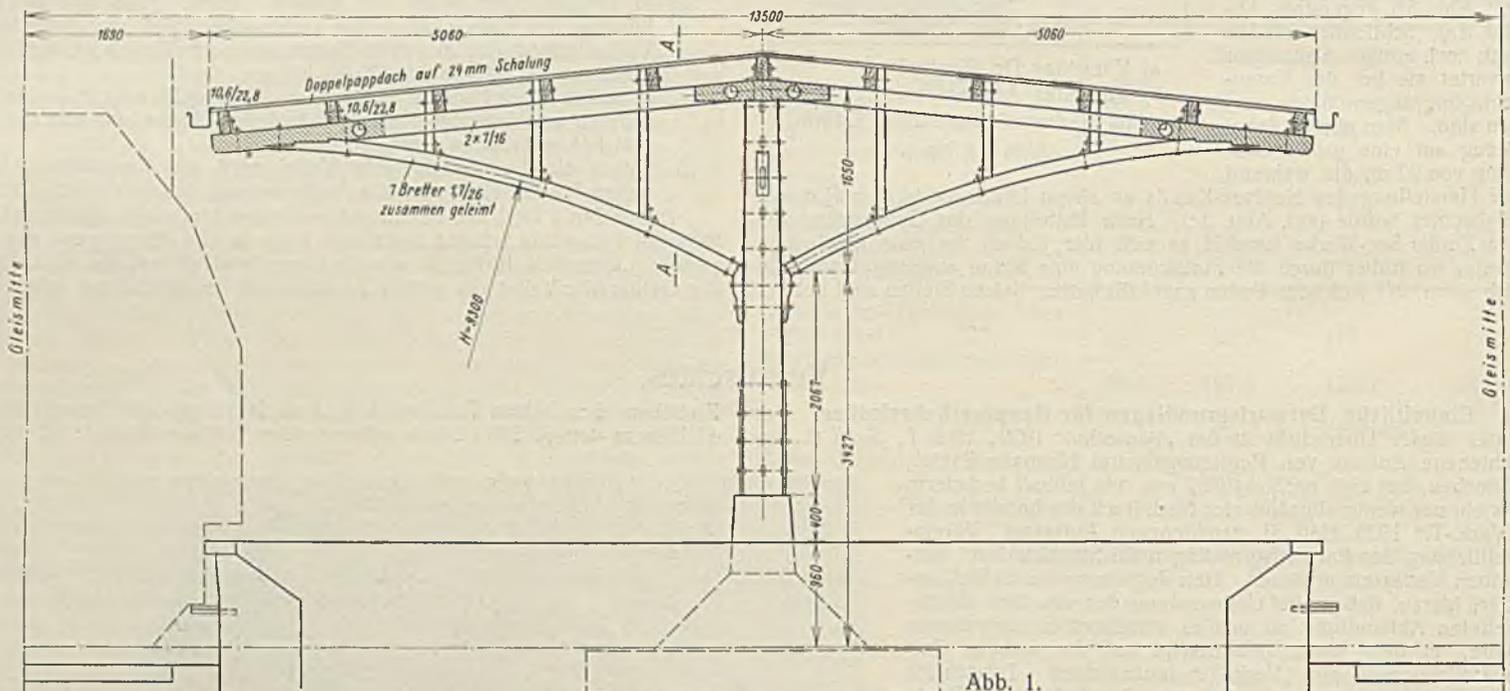


Abb. 1.

Die einzelnen Teile des Baggers werden durch Dampfmaschinen oder durch Elektromotoren angetrieben. Für den Antrieb der Eimerkette dient eine Dreifach-Expansionsmaschine von 300 PSI, des Hauptgenerators eine Dreifach-Expansionsmaschine von 520 PSI und des Hilfsgenerators eine Verbundmaschine von 220 PSI Leistung. Der Dampf für die Maschinen wird in zwei zylindrischen Schiffskesseln von je 180 m² Heizfläche und 13 atü Betriebsdruck erzeugt. — An Bord befinden sich sieben Winden mit Antrieb durch Elektromotoren von je 45 kW Leistung. Auf dem

INHALT: Der Bau eines Schmutzwasser-Doppeldükers unter dem Rhein bei Köln. — Eine neuzeitliche Tribünenanlage in Holzbau. — Die Verwendung von Unterwassergrüßbeton in Schweden. (Schluß). — Die holländischen Kanalpläne für eine Verbesserung der Verbindung zwischen Amsterdam und dem Oberheln. — Vermischtes: Einheitliche Entwurfsgrundungen für Hauptverkehrsstraßen. — Eimerkettenschwimmbagger für die Hafenverwaltung von Rouen. — Reichsforschungsgesellschaft. — Bahnsteigüberdachung auf Bahnhof Gartenfeld der neuen Siemensbahn in Berlin.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.