

DIE BAUTECHNIK

10. Jahrgang

BERLIN, 13. September 1932

Heft 40

Verteidigung der Küsten gegen das Meer an Küsten mit und ohne vorwiegender Sinkstoffführung.

Alle Rechte vorbehalten.

Uferschutzbau an ausländischen Seeküsten.

Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Heiser in Schleswig.

I.

Der erste Teil der Überschrift entspricht dem Wortlaute einer der Aufgaben, die der Ständige Verband der Schifffahrtskongresse in Brüssel zur Erörterung auf dem XV. Internationalen Schifffahrtskongresse in Venedig, September 1931, gestellt hatte und die als zweite Frage zur zweiten Abteilung „Seeschifffahrt“ gehört. Diese Frage ist in acht Ländern einschließlich Deutschlands bearbeitet worden. Den deutschen Bericht haben Ministerialrat R. Schmidt im Reichsverkehrsministerium und der Verfasser dieses Aufsatzes geliefert. Die ausländischen Berichte stammen aus Belgien, Frankreich, Spanien, Italien, Estland, Rußland und Nordamerika.

Für den mit Seeuferschutzbau befaßten deutschen Wasserbauingenieur ist es in hohem Maße lehrreich, Näheres über die Verhältnisse an verschiedenen ausländischen Seeküsten zu hören und die Ansichten der Fachmänner im Auslande über das von ihnen angewendete Verfahren bei

Weiter werden noch die Mittel angegeben, die sich als am geeignetsten für die erfolgreiche Verteidigung der deutschen Küste gegen das Meer erwiesen haben, und die im Dünenbau oder in der gleichzeitigen Anlage von quer zum Ufer gerichteten Werken, Buhnen, oder solchen, die mit dem Ufer gleichlaufen, Längswerken, bestehen.

Der zweite Teil beschreibt die für die Ostseeküste in Frage kommenden Uferschutzmaßnahmen und gibt Beispiele von ausgeführten Anlagen an.

Für diese beiden ersten Abschnitte ist die Abhandlung über „Uferschutzbau an der deutschen Ostseeküste“, Bautechn. 1927, Heft 53, verwendet worden.

Im dritten Abschnitt wird der Küstenschutz erörtert, der sich für die Nordseeinseln, insbesondere von Borkum, Norderney, Baltrum, Spiekeroog und Wangeroog, herausgebildet hat. Dazu werden Beispiele der neuesten dieser Bauwerke gebracht, die auch ihrerseits den hohen Stand der Seebautechnik in Deutschland bezeugen sollen.



Abb. 1. etwa 1:250 000.

der Verteidigung der Seeufer gegen das Meer, sowie ihre Erfahrungen auf diesem Gebiete kennen zu lernen. Die Ausführungen der ausländischen Berichte sind geeignet, die bisherige Kenntnis von den an der Meeresküste auftretenden Naturkräften und von ihrem Einflusse auf die zur Sicherung der Ufer nötigen Bauwerke zu vertiefen. Auch bieten die in diesen Berichten erläuterten Beispiele von Uferschutzmaßnahmen in den einzelnen Ländern wertvolle Gelegenheit zum Vergleich mit den an der deutschen Nord- und Ostseeküste vorhandenen Anlagen und zu der nützlichen Prüfung, inwieweit die bei den deutschen Bauten zum Ausdruck gekommene Auffassung in diesen Fragen mit der im Auslande übereinstimmt. Gleichzeitig können diese Betrachtungen zu willkommener Ergänzung der bisher über den Berichtsgegenstand, insbesondere über Uferschutzbau an der Ostseeküste, verfaßten Abhandlungen in der Bautechn. 1927, Heft 53, und 1931, Heft 36, dienen.

Im folgenden wird ein Querschnitt durch die einzelnen Berichte gegeben.

A. Der deutsche Bericht

handelt im ersten Teil von der Tätigkeit der bei der Umbildung der Ufer an sandiger Küste beteiligten Naturkräfte, die keineswegs nur zerstörender, sondern auch aufbauender Art ist, sowie von den Ursachen und Wirkungen der von ihnen hervorgerufenen Bewegungen im Küstensaume, der Brandung, der Sandwanderung und der Küstenströmung. Diese Vorgänge treten besonders deutlich an der Ostseeküste in Erscheinung. Deshalb ist diese in stark ausgeprägtem Maße eine Küste mit vorwiegender Sinkstoffführung. Längs der Küste findet, im Jahresdurchschnitt betrachtet, eine dauernde Sandwanderung von Osten nach Westen statt, die im Osten noch auf der Strecke von Memel über Libau und Windau bis zum Beginn des Rigaischen Meerbusens hin deutlich wahrnehmbar ist. Diese ständige Strandverfrachtung ist bestimmend für die Gestaltung der Küste und läßt sich mit großem Vorteile zu strandaufbauender Tätigkeit ausnutzen.

Dagegen liegen die einschlägigen Dinge an der Nordseeküste der ostfriesischen Inseln ganz anders. Hier sind die sehr starken und zum Teil sehr tiefen Strömungen in den sogenannten Seegaten zwischen den Inseln allein maßgebend. Diese Seegatströme bringen keinen Sand an die Inselküste heran. Im Gegenteil führen sie den von der Brandung aufgelockerten Sand seawärts fort. An den ostfriesischen Inseln ist somit der Strom neben der Brandung die Gefahr für den Bestand der Küste und wirkt nur zerstörend.

Auf Einzelheiten über die allgemeine Anordnung und die Bauart der Werke an den deutschen Küsten soll bei Besprechung des Generalberichts im Abschnitt II näher eingegangen werden.

B. Der belgische Bericht

ist besonders aufschlußreich. Er umfaßt die ganze belgische Küste, die auf ihrer Länge von 65 km durch ein ausgedehntes Netz von Uferschutzanlagen gesichert ist. Die Küste erstreckt sich nahezu geradlinig in der Richtung SSW zu ONO. Sie hat die Beschaffenheit einer ausgeprägten Flachküste mit sandigem Strande, hinter dem sich Dünenbildungen von verschiedener Höhe und Breite erheben. Der Strand erreicht stellenweise, z. B. vor Blankenberghe, eine Breite von über 200 m. Sein Gefälle nach See zu schwankt zwischen 1:30 und 1:100. Unter „trockenem Strande“ wird ebenso wie in Deutschland der Teil verstanden, der nur bei hohen Fluten unter Wasser kommt. Die Flutströmung läuft an der Küste von W nach O mit einer Stärke von 1,3 sm/Std. entlang. Der Ebbestrom ist schwächer. Die vorherrschende Windrichtung liegt mit 60% Häufigkeit im SW-Quadranten und stimmt genau mit dem Küstenstrich überein. Als Folge des Wellenschlages und unter Unterstützung der Flutströmung findet eine ständige Sandwanderung nach Osten statt. Die belgische Küste ist somit eine Küste mit vorwiegender Sinkstoffführung und ähnelt in hohem Maße der deutschen Ostseeküste.

Die Dünen bilden keine zusammenhängende Kette längs der Küste. Sie stehen im Besitze von Privaten oder Gesellschaften. Im Westen von der französischen Grenze an und im Osten nach der holländischen Grenze zu sind die Dünen bis 1500 m breit, auf der dazwischenliegenden Strecke dagegen schmal. Irgendwelcher Dünenbau nach der deutschen Art wird nicht betrieben. Unmittelbar am Meeresufer liegen in geringer Entfernung voneinander 17 Wohnorte. Vier davon haben Hafenanlagen mit mehr oder weniger weit in die See hinausgehenden Molen, die den Zustand der Küste, vor allem auf der windabwärtigen Seite, stark beeinflussen. Die Bebauung der Küstenorte nahm keinerlei Rücksicht auf den Bestand der Dünen, sondern dehnte sich breit auf diesen aus. Überall werden die Dünen und der Strand in großem Umfange zu Badezwecken ausgenutzt.

Da sich die Küste nicht auf ihrer ganzen Länge, vor allem nicht auf der östlichen Hälfte, im Gleichgewichtszustande befindet, waren einige der Küstenorte, wie Wenduine, Blankenberghe auf der Westseite von Zeebrügge und Heyst auf der Ostseite, schon frühzeitig gezwungen, sich

gegen die bedrohlichen Angriffe des Meeres durch Errichtung von Schutzanlagen zu wehren. Bereits 1604 war der Strand vor Wenduïne durch einige Bühnen geschützt. Die eigentlichen Uferschutzbauten begannen aber erst im 19. Jahrhundert, hauptsächlich nach 1850, und wurden mit der Zunahme des Badebetriebes immer mehr erweitert. Einheitlichkeit in der Anlage der Werke besteht nicht. Ihr Umfang richtet sich nach den jeweiligen Bedürfnissen und Wünschen des Ortes, der eines Schutzes bedurfte. In den meisten Fällen wurden zuerst Werke errichtet, die mit dem Ufer gleichlaufen. Sie heißen in Belgien kurz „Dämme“. Überall, bis auf wenige Ausnahmen, zeigte sich bald, daß diese Längsdämme ungünstig auf das Verhalten des Strandes vor ihnen einwirkten. Der Strand nahm dauernd an Breite und Höhe ab. Allmählich wurde auch der Fuß der Dämme selbst angegriffen und unterspült. Um den verloren gegangenen Strand wieder zu gewinnen, wurde dann dazu geschritten, zunächst nur unmittelbar vor besonders bedrohten Orten Gruppen von Bühnen anzulegen. Auch hier fehlte die Planmäßigkeit. Die Anzahl der Bühnen, ihre Länge und ihre Abstände voneinander sowie ihre Bauart waren ganz verschieden.

Das Verhalten der belgischen Küste ist nicht in allen Abschnitten gleich. Im westlichen Teile von der französischen Grenze an bis über Nieuport-Bad hinaus auf einer Strecke von 16 km befindet sich die Küste in einem leichten Zustande des Gleichgewichtes zwischen Anlandung und Abbruch (Abb. 1). Hier sind als Uferschutzanlagen nur Längsdämme vor den drei Orten La Panne, Coxyde und Nieuport-Bad vorhanden. Diese Werke stellen jedoch mehr Stützmauern für die durch Private oder Bädergesellschaften erbauten Fußgängerwege oben auf der Düne dar als eigentliche Schutzwerke gegen das Meer. Sie neigen übrigens zur Versandung.

Auf dem östlichen Teile von Westende bis zur niederländischen Grenze auf 50 km Länge hat das Meer dagegen eher das Bestreben, die Küste anzugreifen (Abb. 2). Diese Strandstrecke unterliegt stellenweise starkem Abbruche und wird sowohl durch Längswerke als auch durch Bühnen gemeinsam gesichert. Die Bauten in den einzelnen Abschnitten dieser Küstenstrecke zeigen recht deutlich, wie sich der Uferschutz in Belgien allmählich herausgebildet hat.

Im Abschnitt Westende bis Ostende befindet sich hinter dem Strande ein schmaler Dünenstreifen, der unter Abbruch stand. Nach und nach wurde vor dieser Strecke in einer ununterbrochenen Länge von 13 km ein Längsschutzwerk errichtet. Dieser Damm hat aber die weitere Abnahme des Strandes nicht aufhalten können. An zwei Stellen ist er sogar so stark unterspült worden, daß er zusammenstürzte und nach seinem Wiederaufbau eine kräftige Fußsicherung erhalten mußte.

Nach dem Berichte sind derartige Verkleidungen der Düne im allgemeinen nicht fähig gewesen, die Sandteile festzuhalten, die, vom Winde getrieben, ihren Weg gleichlaufend mit dem Damme nehmen und über dessen Krone hinweggehen. Beide Male hat sich der Sandvorrat am Fuße der so befestigten Vordüne nicht mehr erneuert. Das Gleichgewicht zwischen Zunahme im Sommer und Auswaschung im Winter wurde zuungunsten der letzteren gestört.

Vor dem Längsdamme von Middelkerke, das zwischen Westende und Ostende liegt (Abb. 1), wurden zur Strandverbreiterung zuerst zwei Bühnen, und weil sie nur eine leichte Erhöhung des Strandes bewirkten, zwölf Jahre später weitere zwei Bühnen nach Osten hin gebaut. Diese vier Bühnen haben die gleiche Länge, die der Breite des Strandes bei Springflut entspricht, und den gleichen Abstand von je 300 m. Die neuesten Querschnittaufnahmen zeigen eine bemerkenswerte Erhöhung des Strandes zwischen den Bühnen. Der trockene Strand, der früher nur 20 m breit war, hat jetzt eine Breite von 65 m. Der Bericht sagt hierzu, daß dieser gute Erfolg das „Gesetz vom günstigsten Abstand“ der Bühnen an der belgischen Küste bestätigte, ein Abstand, der gleich der Länge sein müsse. Dagegen hatte sich der Strand im Osten dieser Bühnenreihe bald nach dem Bau des vierten Werkes in einer Entfernung von 300 m von diesem verschlechtert. Die Abnahme des Strandes ist inzwischen weiter nach Osten bis 600 m Entfernung, gleich der doppelten Bühnengänge, vorgeschritten. Der Berichterstatter erklärt diesen Vorgang des Strandverlustes auf der Leeseite einer Bühnenreihe, den nach seiner Angabe schon der Holländer Wentholt in einer Schrift 1912 klargelegt habe, durch das Gesetz des Gewinnes bei Flut, d. h. durch die Tatsache der Fortführung der Stoffe nach Osten.

Auf der Ostseite von Ostende (Abb. 1) besteht der Schutz des Ufers aus einem 1500 m langen Längsdamme und einer Gruppe von 24 Bühnen, die bei dem Abstände von 45 m eine Länge von 100 m haben, mithin noch nicht bis zur NW-Linie reichen. Über die Wirkung der Bühnen gibt der Bericht nichts Näheres an. Er sagt nur, daß augenblicklich der Fuß des Längswerkes gegen Unterspülung besonders gesichert werden muß. Hieraus geht hervor, daß trotz der Bühnen anscheinend die Abnahme des Strandes nicht zum Stillstand gebracht worden ist. Der Angriff der See gerade auf diesen Küstenabschnitt ist besonders stark. Dieser Umstand wird damit erklärt, daß sich die beiden Hafentmolen von Ostende 150 m über die NW-Linie hinaus erstrecken, somit viel länger sind als die Bühnen, sowie daß in und vor der Fahrinne des Hafens

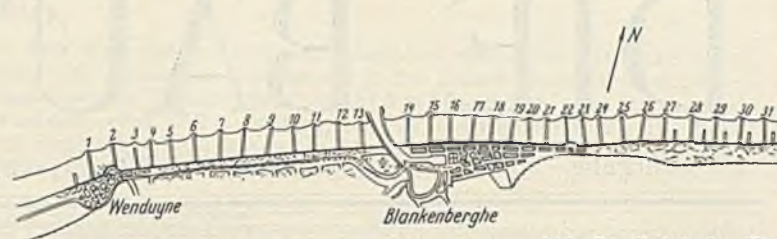


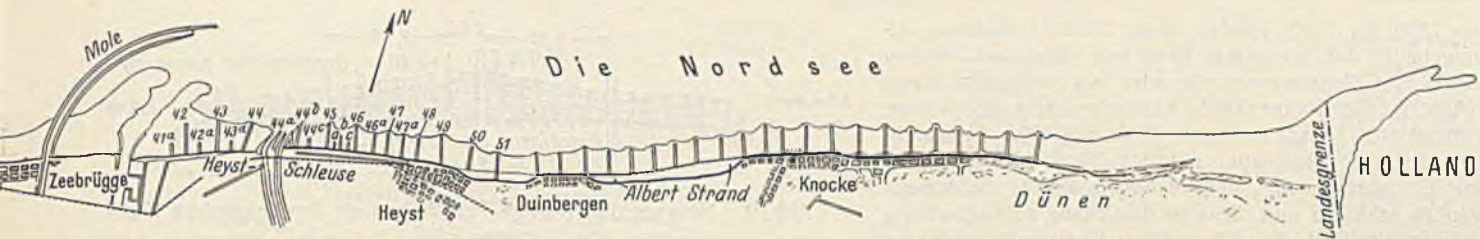
Abb. 2. Belgische Küste

Baggerungen ausgeführt seien. Hier macht sich die schädliche Wirkung von Hafentmolen auf den Bestand des Strandes bemerkbar. Ganz besonders deutlich tritt dieser Vorgang auf der Ostseite des Hafens von Zeebrügge in die Erscheinung. Hiervon wird weiter unten die Rede sein.

Im Küstenabschnitt Wenduïne-Blankenberghe (Abb. 2) bis heran an den Hafen von Zeebrügge sind nach und nach 34 Bühnen angelegt worden. Die ersten, die vor Wenduïne liegen, stammen bereits aus 1604. Später wurde der Uferschutz durch ein Längswerk vor dem Badeort Blankenberghe ergänzt. Diese Anlage hatte allerdings weniger den Zweck, das Ufer zu sichern, als vielmehr auf seiner Krone einen Weg für Fußgänger (Badegäste) zu gewinnen. Die Breite des Strandes bis zur NW-Linie, ebenso die Länge der Bühnen, betrug zuerst je 200 m, der Abstand der Bühnen untereinander 225 m. Mitte des 19. Jahrhunderts fand dann eine Verlängerung der Bühnen um 100 m statt. Dadurch gelang es, die NW-Linie um 100 m und die HW-Linie um etwa 50 m weiter nach See hinauszuschieben. Das Ergebnis ist hiernach recht günstig gewesen. Die Breite des trockenen Strandes war auf 250 m gestiegen und hat inzwischen noch weiter zugenommen. Dieser Gewinn soll besonders durch die Anlage von „Hecken aus Faschinen“ von 15 bis 20 m Länge und mit 25 bis 30 m Abstand voneinander erreicht worden sein. Damit sind wohl kleine Querwerke in der Art von Sandfangzäunen gemeint, die in einzelnen Bühnenfeldern senkrecht zum Ufer gestellt werden. Die beiden Molen des Hafens von Blankenberghe haben keinen ungünstigen Einfluß auf den Strand ausgeübt. Sie befinden sich etwa in der Mitte der Bühnengruppe und reichen nur wenig über deren Streichlinie hinaus. Auch Baggerungen in der Fahrinne zwischen den Molen sind nicht vorgenommen worden.

Viel ungünstiger hat sich dagegen der Strand auf der Ostseite des Hafens von Zeebrügge im Abschnitte der Küste von Heyst bis Knocke entwickelt. Hier liegen die Küstenorte Heyst, Duinbergen und Knocke (Abb. 2). Bis zum Jahre 1900, als der Bau der großen Außenmole von Zeebrügge begann, bestand der Küstenschutz aus einem Längswerk unmittelbar vor der Ortschaft Heyst und aus einer Reihe von neun Bühnen, die sich vom Hafen Zeebrügge an bis Heyst erstrecken. Der Strand war damals 210 m breit. Schon während des Baues der Hafentmole und vor allem nach ihrer Vollendung im Jahre 1906 ging der Strand östlich der Schutzanlagen von Jahr zu Jahr zurück. Im Jahre 1920, also 13 Jahre nach dem Bau der Mole, betrug die allgemeine Senkung des Strandes in Entfernung von 1000 m von der Mole bereits 1,60 m. In 2000 m Entfernung nahm sie auf 0,65 m ab. Dadurch war auf der ganzen Strecke der trockene Strand völlig verschwunden, so daß hier jeder Badebetrieb unmöglich wurde. Seitdem findet er in der Bucht zwischen Heyst und dem östlich davon gelegenen Duinbergen statt. Diese Bucht war dadurch entstanden, daß bei dem Anschluß des Längsdammes vor Heyst an den vor Duinbergen die bisherige Flucht verlassen wurde und das Stück des Dammes zwischen den beiden Orten um 75 m landeinwärts gelegt war.

Inzwischen griff die See auch den Fuß des Dammes von Heyst an, so daß er gesichert werden mußte. Außerdem wurde die Bühnengruppe durch Einfügen von Zwischenwerken ergänzt und soweit nach Osten erweitert, daß sie Anschluß an die drei Bühnen von Duinbergen erhielt. Erwähnung verdient, daß die Köpfe zweier Bühnen vor einer besonders dem Abbruch unterliegenden Strecke durch eine Schwelle verbunden wurden. Alle diese Mittel brachten aber keinen Erfolg und bildeten nur einen guten Schutz für den Längsdamm selbst. Der Verlust an Strand setzte sich weiter nach Osten fort. Bis 1930, in 23 Jahren, hatte sich der Strand auf über 2 km Ausdehnung durchschnittlich um 1,50 m gesenkt. Die NW-Linie war um 72 m dem Lande nähergerückt. Nach den Messungen ist die stärkste Abspülung des Strandes von Zeebrügge in einer Entfernung eingetreten, die gleich der Größe des Vorsprunges der Mole vor der NW-Linie, d. i. rd. 1000 m, ist (Wellenschatten). Der Bericht fügt noch die beachtenswerte Erläuterung hinzu, daß dieser starke Vorsprung der Mole vor der allgemeinen Küstenlinie die Flutströmung bis zu mehr als 1 km in das Meer ablenke. Diese Strömung diene teilweise zum Füllen der Reede, wo sie fast die gesamte Menge der mitgeführten Sinkstoffe ablagere. Der Rest gelange nach Umbiegen nach SO erst jenseits der Küste von Heyst an das Ufer. Es gäbe somit einen ganzen Abschnitt, wo sich die Flutströmung nicht mehr bemerkbar mache und wo Bühnen keinen Nutzen mehr bringen. Der Bericht fügt noch hinzu, daß diese



(östlicher Teil). 1:80 000.

schädlichen Wirkungen wahrscheinlich noch durch die in der Reede von Zeebrügge ausgeführten Baggerungen gesteigert worden seien.

Auch weiter östlich von Duinbergen machte sich der Abbruch des Strandes und der Düne bemerkbar. Zur Abwehr wurde der vorhandene Längsdamm in der Flucht der Düne verlängert. Durch die starken Stürme im Jahre 1920/21 brach der Damm aber an verschiedenen Stellen zusammen. Er wurde dann 100 m rückwärts wieder aufgebaut, um einen neuen Badestrand (Albert-Strand) zu gewinnen (Abb. 2). Dieser Ausbau erwies sich aber als unzulänglich. Es trat die Notwendigkeit ein, die Schutzanlage durch sieben Buhnen vor dem Damme zu ergänzen und sie gleich an die vor dem nächsten Küstenorte Knocke gelegenen Werke anzuschließen. Hier wiederholte sich dann das gleiche Spiel. Zuerst bestand vor Knocke nur ein Längswerk von 250 m Länge zum Schutze des Leuchtturms. Dieses Werk wurde später für den Badebetrieb nach Westen verlängert. Gleichzeitig mußten vor dem Längsdamm Buhnen, zuerst drei Stück, bald danach noch eine vierte angelegt werden, da der Abbruch des Strandes immer weitere Fortschritte machte. Die Buhnen hatten 230 m Abstand voneinander und zuerst eine Länge von 200 m, die nicht ganz bis zur NW-Linie reichte. Zur besseren Wirkung erhielten sie einige Jahre später die Länge von 250 m. Auch diese Maßnahme genügte aber nicht. Die See umfaßte das östliche Ende des Dammes und drohte dieses zum Einsturz zu bringen. Unterdessen hatte der Betrieb der Bäder immer größere Ausdehnung angenommen. Diese Entwicklung zwang zur Verlängerung des Dammes nach Osten. Damit verschob sich auch der Uferabbruch weiter ostwärts. So wurden allmählich und abwechselnd der Damm und die Buhnenabschnitte nach Osten verlängert. Auf diese Weise ist nach und nach ein Uferschutz vom Hafen Zeebrügge nach Osten bis nahe an die holländische Grenze entstanden, der aus einem Längsdamm von rd. 13 km Länge und aus einer Buhnen-Gruppe von über 40 Buhnen verschiedener Länge und von ungleichen Abständen besteht (Abb. 2). Der Längsdamm reicht noch mehrere hundert Meter über die letzte Buhne hinaus. Die Abnahme des Strandes vor diesen Teilen des Längsdammes ist seitdem immer schlimmer geworden.

Der Fuß mußte stark befestigt werden. Jetzt wird beabsichtigt, den unhaltbaren Zustand durch Hinzufügen von zwei weiteren Buhnen nach Osten zu verbessern.

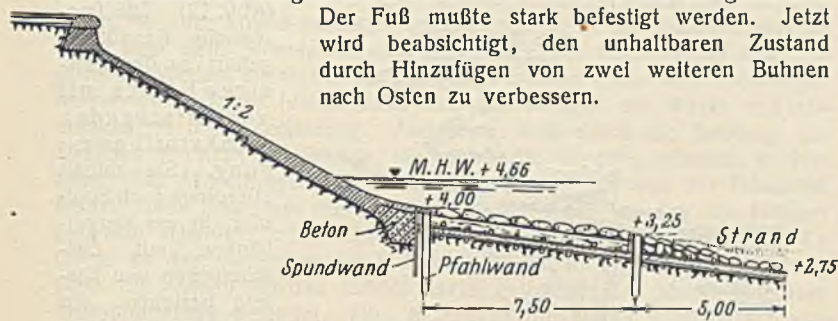


Abb. 3. Schräges Deckwerk vor Mittelkerke. etwa 1:265.

Die Längsdämme haben durchweg die Form von schrägen Deckwerken, die auf die Außenböschung der Vordüne gesetzt sind. Es gibt zwei Bauarten für diese Werke. Bei der einen besteht die Decke aus Mauerwerk auf einer Betonunterlage, bei der anderen ganz aus Beton (Abb. 3) oder Eisenbeton. Ihre Neigung beträgt 2:1. Die Krone liegt im allgemeinen 8 m, der Fuß 3 m über GN-Wasser. Auf der Krone befinden sich überall Fußgängerwege für die Badegäste. Die Standfestigkeit der vom Meere bespülten Dämme ist nach Ansicht des Berichts durch ihre Dichtigkeit bedingt. Früher wurde die Dichte des Deckwerkes dadurch erreicht, daß die Decke auf eine Schicht von Ton oder fester Poldererde (abgelagerter Schlack) gesetzt wurde. Da jetzt wegen der starken Bebauung an der belgischen Küste Poldererde nicht mehr zu beschaffen ist, wird als Ersatz das Mauerwerk oder der Beton für die Decke mit größter Sorgfalt dicht ausgeführt.

Nach den vielfachen Erfahrungen in Belgien ergab sich die Notwendigkeit, den Fuß der Deckwerke gegen Unterspülung zu sichern. Als bester Schutz hat sich die Anlage einer flachen Berme erwiesen, die aus einer steinbeschwerten Faschinenmatratze besteht.

Bei dem Bau der Deckwerke ist nicht immer die allgemeine Richtung der Düne und eine langgestreckte Flucht innegehalten worden. Da der Abbruch von Strand und Vordüne verschieden groß war, neben den Badeorten größer als unmittelbar vor ihnen, sind an diesen Stellen die

Deckwerkstrecken entsprechend dem Rückgange der Vordüne weit landwärts verlegt worden. Dadurch gewannen die Badeorte zwar für gewisse Zeit einen breiten Badestrand. Diese Unregelmäßigkeit in der Linienführung der Deckwerke erwies sich aber bald als schädlich für den Bestand des Strandes, der überall weiter zurückging. Auch die daraufhin vor den Längswerken angelegten Buhnen konnten die Abnahme des Strandes nicht überall aufhalten.

Unter Buhnen werden in Belgien alle senkrecht zum Ufer gerichteten Schutzwerke für den Strand verstanden. Dazu gehören auch die kleinen Bauwerke, deren Länge im allgemeinen nicht 20 m überschreitet und die nur auf dem trockenen Strand beschränkt sind. Diese Art Buhnen soll lediglich den Sand festhalten, den der Wind an den Fuß der Längswerke oder der Vordüne heranweht. Deshalb bestehen sie aus senkrechten Pfählen mit Nuten, in die waagerechte Bohlen geschoben werden. Dadurch sind sie undurchlässig und sollen wie große Sandfangzäune wirken. Als Baustoff wird Holz oder Eisenbeton verwendet (Abb. 4). Es kommt aber auch noch eine einfachere Bauweise vor, die „Hecken aus Faschinen“ genannt werden. Diese Hecken werden aus Flechtwerk gebildet, das durch schräge Pfähle festgehalten ist. Werke beider Arten sind vielfach als Zwischenbuhnen zwischen die eigentlichen Seebuhnen im gegenseitigen Abstände von 25 bis 30 m angelegt worden und sollen sich gut bewährt haben.

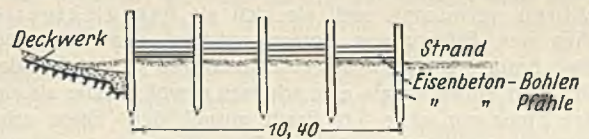


Abb. 4. Kleine undurchlässige Strandbuhne vor Wenduyne. 1:300.

Die verschiedenen Erfolge und auch Mißerfolge bei der Anlage und dem Bau der eigentlichen Seebuhnen haben schließlich zu bestimmten Regeln geführt, die jetzt für den belgischen Uferschutz maßgebend sind.

Für die Anordnung der Seebuhnen gilt, daß sie rechtwinklig zum Ufer gestellt werden und mindestens bis zur NW-Linie reichen müssen. Dadurch ist ihre Länge genau bestimmt und beträgt etwa 250 bis 300 m.

Der Abstand der Buhnen voneinander soll gleich ihrer Länge sein. Dieses Verhältnis wird im Berichte ausdrücklich als „günstigste Gesetz“ für die belgische Küste bezeichnet. An den Stellen, wo die Werke ursprünglich kürzer waren oder einen größeren Abstand als ihre Länge hatten, war die Wirkung durchweg unbefriedigend. Solche Buhnen mußten überall verlängert werden.

Alle Buhnen, die vor Längswerken liegen, sind mit ihrer Wurzel an deren Fuß angeschlossen. Wo Längswerke fehlen, haben die Buhnen einen festen Anschluß an die Vordüne erhalten. Die Folgen der Hinter-spülung von Buhnen an ihren Wurzeln sind in Belgien durchaus gewürdigt worden.

In besonders deutlichem Maße hat sich an der belgischen Küste der Abbruch des Ufers im Osten, d. i. auf der windabwärtigen Seite aller der Werke gezeigt, die aus der allgemeinen Flucht des Ufers vorspringen, wie der Buhnen und der Hafenmolen sowie auch stellenweise der Längsdämme. Diese in Belgien wohl erkannte Erscheinung ist bisher nur dadurch bekämpft worden, daß die Längswerke und die Buhnen je nach der Notwendigkeit stückweise nach Osten verlängert wurden. Ein Erfolg war solchen Erweiterungen nie beschieden. Wie bereits gesagt wurde, soll die Buhnen-Gruppe vor Knocke weiter nach der holländischen Grenze zu verlängert werden. Dabei ist geplant, die Auswaschung des Strandes, die sich nach den bisherigen Erfahrungen um ebensoweit nach Osten verschieben wird, dadurch zu verhindern, daß der Vorsprung der Buhnen über den Strand vermindert werden soll. Das kann nur heißen, daß diese neuen Buhnen im Osten weniger hoch über den Strand hinausragen werden als die vorhandenen. Anscheinend soll hiernach die Höhe der Buhnen nach dem östlichen Ende der Gruppe hin gesenkt werden.

Die ersten Buhnen hatten einen Körper, der nur aus Faschinen bestand und etwa 1 m über den Strand ragte. Die Faschinen wurden durch miteinander verbundene Stackpfähle auf dem Sande befestigt. Die Köpfe der Buhnen waren flacher und breiter ausgebildet. Nur sie wurden mit Steinen beschwert. Diese Buhnenart erwies sich aber in der Unterhaltung als sehr teuer. Die Werke mußten nach und nach auf ihre ganze Länge durch Schüttsteine beschwert werden.

In den Jahren 1880 bis 1890 wurden diese Faschinenbuhnen allmählich derart umgebaut, daß sie einen Kern von Sand und darüber eine gewölbte Decke aus Ziegelmauerwerk oder aus schwerem Steinpflaster erhielten (Abb. 5). Die Bühnenköpfe bestanden stets aus breiten, mit Bruchsteinen belasteten Faschinenlagen (Abb. 6). Diese undurchlässigen „Mauerwerk-Buhnen“ sind aber sämtlich durch die Brandung unterspült worden. Es wurde nötig, den Mauerwerkkörper beiderseits durch flache Bermen zu schützen und diese in dem Maße zu verbreitern, wie der Strand sich senkte (Abb. 5). Die mittlere Breite dieser Werke erreichte das Maß von 17 bis 18 m, ihre Höhe über dem Strande 2 m und mehr. Nach den belgischen Erfahrungen ist diese Bauweise aber nur dort brauchbar, wo der Strand keinen starken Wasserspiegelschwankungen unterworfen und unveränderlich geworden ist. Dieser Fall war vor Blankenberghe und vor Heyst eingetreten, nachdem hier die alten Faschinenbuhnen mit gutem Erfolge die Befestigung des Strandes bewirkt hatten.

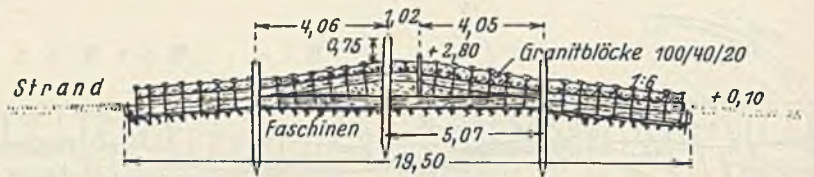


Abb. 9. Neueste durchlässige Pfahlbuhne an der belgischen Küste. etwa 1:265.

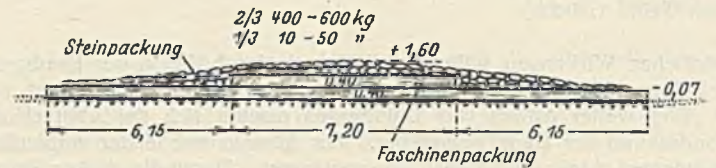


Abb. 10. Kopf der Buhne Abb. 9. 1:250.

Neuerdings sind einige Buhnen mit drei Reihen Pfählen, eine in der Mitte und die anderen je an den Seiten des Körpers, versehen worden. Der Querschnitt wurde auf 19,50 m verbreitert und als ein flaches Trapez ausgebildet, dessen Seiten eine Neigung von etwa 1:6 haben (Abb. 9). Die Kopfstrecke ist etwa 75 m lang und hat die Form Abb. 10.

Diese Art Buhnen ist aber an der belgischen Küste noch zu neu und ihre Anwendung noch zu beschränkt, so daß ein Vergleich mit der Wirkung der ohne diese drei Pfahlreihen ausgestatteten Buhnen noch nicht angestellt werden kann.

Für die ganze Länge der Buhnen wird stets derselbe Querschnitt genommen, auch für den Teil, der auf dem trockenen Strande liegt und bis zum Fuße des Längswerkes oder der Vordüne heranreicht.

C. Der französische Bericht.

Der Bericht über die französischen Küstenschutzbauten bezieht sich nur auf zwei Strecken der Küste von Frankreich. Die eine schließt sich im Westen an die belgische Küste an und umfaßt das am Armelekanal gelegene Gebiet von Dünkirchen bis Le Havre (Abb. 11). Die andere Strecke liegt auf der Halbinsel Médoc bei der Girondemündung am Atlantischen Ozean (Abb. 12). Die französische Kanalküste gehört zu den sandigen Küsten mit vorherrschender Sinkstoffbewegung. Sie enthält allerdings auch Steilufer, die aus Mergelbänken mit Zwischenlagen von Kieselstein bestehen. An der übrigen Küste von Frankreich kommen streckenweise Steilufer aus Kalkstein vor. Es wird



Abb. 11. Französische Kanalküste. etwa 1:2 250 000.

In Frankreich für unmöglich gehalten, solche Steilufer zu verteidigen. Uferschutz kann nur an steinigen und sandigen Küsten betrieben werden.

Abgesehen von einer kleinen Zahl von Stellen wird die Küstenverteidigung von örtlichen Verbänden besorgt, deren Mittel meist beschränkt sind.

An der Kanalküste von Kap Antifer (Le Havre) an bis zur belgischen Küste (Abb. 11) ist trotz der Flut- und Ebbeströmung eine regelmäßige Verschiebung der Sinkstoffe nach Osten festgestellt worden. Es findet von Le Havre an längs der französischen, belgischen und holländischen Küste eine ständige Sandwanderung am Ufer entlang von Westen nach Osten statt. Diese macht sich an der französischen Kanalküste unter anderem dadurch bemerkbar, daß an gewissen Stellen, wie bei Calais, Paris-Plage (Mündung des Canche), starke Versandungen auftreten, und daß deren Beseitigung große Kosten verursacht.

Für den Schutz der steinigen Küsten, wo der Strand von Geröllbändern begrenzt ist, und wo das Geröll unter der Wirkung der Wellen und Strömungen nach Osten bewegt wird, empfiehlt der Bericht die Anlage von Querbauten (Buhnen), die das Wandern des Kieselstein und die am Fuße des Küstenstreifens entlang gleitenden Strömungen ab-

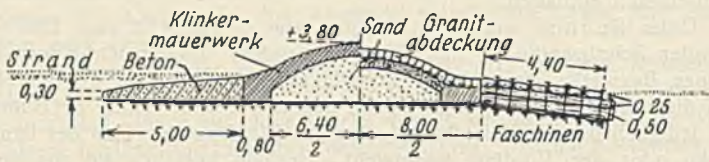


Abb. 5. Undurchlässige Buhnen aus Mauerwerk vor Blankenberghe. etwa 1:265.



Abb. 6. Kopf der Buhnen Abb. 5. etwa 1:265.

An allen anderen Küstenstellen wurden zum Bau der Buhnen weiterhin Faschinen verwendet, weil sie sich als nachgiebiger erwiesen hatten. Aus den Erfahrungen heraus entstand dann eine bestimmte gleichmäßige Form. Der Kern aus Faschinenlagen wird tief in den Strand eingebunden und entweder als eine schwach gewölbte oder als eine flache dachförmige Rippe von etwa 5 m Breite ausgebildet. Diese erhält dann eine Abdeckung aus einem kräftigen Steinpflaster in sorgfältigem Verbands. Die Höhe dieses Körpers über dem Strande beträgt in der Mitte 1,50 bis 1,0 m. Um die Wirkung des Sandfanges zu erhöhen, wurde außerdem in der Achse des Werkes auf seine ganze Länge eine Reihe Rundpfähle eingeschlagen, die um das Doppelte ihres Durchmessers voneinander entfernt sind und etwa 3/4 m über die Krone des Bühnenkörpers überstehen (Abb. 7).



Abb. 7. Durchlässige Pfahlbuhne an der belgischen Küste. etwa 1:225.

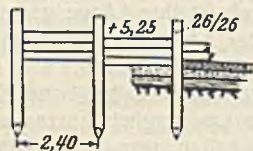


Abb. 8. Längenschnitt einer undurchlässigen Pfahlbuhne vor Wenduine. 1:250.

Im Längsschnitt beträgt das Gefälle einheitlich 1:60 bis 1:50 und entspricht damit der durchschnittlichen Neigung des Strandes. Es soll sich wiederholt gezeigt haben, daß eine Unterbrechung im Längsgefälle der Buhnen nach kurzer Zeit in ihrer Nachbarschaft eine Unregelmäßigkeit des Strandes hervorrief. Diese machte sich jeweils durch eine örtliche Senkung des Strandes bemerkbar.

An einigen Stellen, wo die Buhnen nicht den erwarteten Erfolg zu haben schienen, wurde versucht, die Wirkung noch dadurch zu verstärken, daß zwischen die dann mit etwa 2,40 m Abstand voneinander angeordneten Pfähle (26/26) waagerechte Bohlen geschoben wurden (Abb. 8). Diese dichte Wand sollte als „Wellenbrecher“ wirken. Das Urteil darüber lautet aber, daß diese Anlage zwar in der Tat „die Wellen breche“, daß diese Eigenschaft aber im Sinne des Werkes geradezu ein Fehler sei. Die an solchen Buhnen auftretende Brandung spült den Strand ab. Nur in einem Falle, bei der Bühnengruppe vor Knocke, soll dieser „Wellenbrecher“ zwar gut gewirkt haben, aber mit der Zeit zerstört worden sein. Deshalb ist er durch Pfahlreihen ohne Bohlwände ersetzt worden. Gerade diese offene Reihe von Pfählen hat nach dem Berichte ausgezeichnete Ergebnisse gezeitigt und soll auch an der holländischen Küste zahlreich mit bestem Erfolge angewendet worden sein. Dabei ist von dem wichtigen Grundgedanken ausgegangen, daß die Strömungen und die Wellen nicht mit Gewalt gebrochen werden dürften, sondern daß sie nur allmählich abgeschwächt werden müßten, ohne eine Brandung zu erzeugen.



Abb. 12. Küste vor der Halbinsel Médoc.

schwächen. Nach den Erfahrungen sind jedoch die Buhnen allein nicht imstande, alle gewünschten Ergebnisse zu erzielen. Der Küstenstreifen aus Kies liegt im allgemeinen niedriger als der HW-Spiegel. Manchmal ist er überhaupt nicht vorhanden. Die Wirkung der Buhnen muß mithin gleichzeitig durch ein Längswerk ergänzt werden. In manchen Fällen haben sich die zuständigen Zweckverbände darauf beschränkt, nur das Längswerk vorzusehen, wie z. B. an der Küste von Sangatte westlich von Calais. Die Folge war eine Schwächung des Kiesstreifens und oft sogar sein völliges Verschwinden. Dadurch nahm die Tiefe am Fuße des Längswerkes zu, und die Zerstörung an ihm begann.

Auch an den sandigen Küsten mit einer Strömung, die in einem bestimmten Sinne vorherrschend ist, müssen nach dem Berichte zuerst Buhnen vorgesehen werden, um die Geschwindigkeit der Zunahme des Strandes während der Zeit schönen Wetters zu erhöhen. Die Beobachtungen an Küstenstrecken, an denen Stürme häufig auch genau senkrecht gegen das Ufer auftreten, haben aber gezeigt, daß hier die gleichlaufend mit den Buhnen auftretenden Wellen den Strand abspülen und dann die Vordüne angreifen. Wenn die Düne, wie bei Berck, südlich von Boulogne, und bei Sangatte, unmittelbar westlich von Calais, nur eine geringe Stärke besitzt, besteht die Gefahr eines Durchbruches der See in das Hinterland. Um sich gegen diese Möglichkeit zu schützen, müssen die Wurzeln der Buhnen durch ein Werk von genügender Festigkeit verbunden werden. An solchen Stellen wird noch der Bau eines Längswerkes nötig, an das die Buhnen fest anschließen.

Anders liegen die Verhältnisse an einer sandigen Küste, wo nur eine geringe oder keine Küstenströmung herrscht, wo vielmehr überwiegend die Wellen wirksam sind. Hier dürfen Buhnen nicht angelegt werden. Durch die Wirkung der Wellen, die in gleicher Richtung mit den Buhnen auf das Ufer auflaufen, tritt eine Senkung des Strandes ein. In dem Maße, wie der Strand niedriger wird, nimmt dann der Buhnenkörper an Höhe über dem Strande zu und unterliegt damit immer mehr dem Angriffe der Wellen, die weiter auch längs der Buhnen Wirbel und Strömungen hervorrufen. Diese führen dann zu Auskolkungen der Werke und allmählich zu ihrer Zerstörung. Außerdem wird durch die Senkung des Strandes die Kraft der Wellen, die gegen die Vordüne anlaufen, so verstärkt, daß Abspülungen des Dünenkörpers eintreten und der Dünenfuß immer mehr landwärts rückt. An solchen Stellen würden die Buhnen geradezu schädlich sein. Die Erfahrungen bei Pointe-de-Grave und La Claire an der Nordspitze der Halbinsel Médoc an der Girondemündung (Abb. 12), ebenso bei den südlich davon gelegenen Les Huttes hat diese Schlußfolgerung bestätigt. Hier bestanden die ersten Schutzbauten von 1844 bis 1854 lediglich aus Buhnen. Etwa 40 Jahre später wurde ein Zurückweichen der Küste bis zu 25 m, das ist 6 m im Jahre, sowie eine sehr erhebliche Zunahme der Buhnenhöhe festgestellt. Es gelang oft nicht, die notwendigen Ausbesserungen an den Werken zwischen zwei Stürmen zu vollenden, so daß die Schäden immer größer wurden. Daraufhin entschied man sich für die Beseitigung der Buhnen und ersetzte den Uferschutz durch einen starken Wellenbrecher, dessen Linienzug mit dem Verlaufe der Vordüne übereinstimmte. Er soll seinen Zweck gut erfüllt haben.

Über die Anordnung von Buhnen sagt der Bericht, daß solche Querbauten theoretisch einen spitzen Winkel mit der Bewegungsrichtung der Sinkstoffe und Strömungen bilden müßten. In der Regel würden aber die Buhnen rechtwinklig zu den Längswerken angelegt. Diese Lage habe den Vorteil, die Länge der Bauten verringern zu können, und sei infolgedessen billiger.

Die Länge der Buhnen schwankt an den steinigen Küsten des Ärmelkanals zwischen 30 m bei St. Valéry-en-Caux (südwestlich von Dieppe) bis zu 75 m bei Dieppe selbst. An den sandigen Küsten liegt die Länge im allgemeinen zwischen 60 m und 120 m. Bei besonderen örtlichen Verhältnissen, wie sie in Berck vorliegen, kann sie 500 m erreichen.

Der Abstand der Buhnen voneinander an steinigen Küsten muß im allgemeinen von der Tiefe des Geröllstreifens, sowie von der festen Masse, die dieser Streifen bildet, abhängen. Je größer diese feste Masse

und je flacher der Streifen ist, desto größer kann der Abstand der Buhnen sein. Vor Dieppe haben die 75 m langen Buhnen einen Abstand von 100 m. Zu diesem Verhältnisse zwischen Abstand und Länge heißt es im Bericht allerdings, daß es vielleicht nicht überall befriedigen und möglicherweise an gewissen Stellen zu klein sein würde.

An den sandigen Küsten zeigt die Erfahrung, daß die Buhnen die gewünschten Ergebnisse bei einer Entfernung voneinander zeitigen, die zwischen ihrer Länge und $\frac{3}{4}$ von ihr liegt.

Die Form der Buhnen zeigt auch in Frankreich große Mannigfaltigkeit. Es werden Buhnen aus Mauerwerk, aus nebeneinander geschichteten und mit Faschinen bedeckten Steinen und solchen aus Holz unterschieden.

Für die erste Art gibt der Bericht als Beispiel eine der neuesten Buhnen bei Veules-les-Roses, westlich von Dieppe, an, die erst kürzlich ausgeführt sind. Diese undurchlässigen Buhnen sind 78 m lang. Im Längsschnitt läuft die Krone etwa in der Höhe des höchsten HW vom Lande an auf 25 m waagrecht. Dann hat sie ein Gefälle von 1:10 bis zum Kopfe. Der Querschnitt ist ein ungleich trapezförmiger mit steilen Seitenflächen (Abb. 13). Die leichte Ungleichmäßigkeit (Neigung 5:1 auf der Ostseite, 3:1 auf der Westseite) hat den Zweck, die Standfestigkeit gegen die NO-Winde zu erhöhen. Die Krone ist 1,50 m, die Sohle 4,50 m breit. Das Werk steht auf einer Mergelschicht und ist von hier aus gerechnet 4,60 m hoch. Über der Mergelschicht lagert Geröll in 1,50 m Stärke, so daß der Buhnenkörper eine freistehende Höhe über dem Strande von 3,10 m hat. Diese Buhnen sollen aber den Übelstand haben, daß sie wegen ihrer großen Höhe über der Strandfläche eine ständige Überwachung und eine teure Unterhaltung erfordern.

Der gleiche Mangel haftet der zweiten obengenannten Bauart an. Hier besteht der Kern aus Kreideblöcken, die aus den Kreidesteilküsten gewonnen und zwecks besseren Verbandes untereinander in trapezoide Formen behauen sind. Darüber ist eine Schicht Faschinen gelegt und mittels 2 m langer Pfähle, die in den Kreidekern eingeschlagen sind, am Buhnenkörper befestigt. Der Querschnitt hat auf diese Weise eine flache Trapezform mit 10 m Sohlen- und 5 m Kronenbreite sowie 1,30 m Höhe über dem Strande. Wegen des starken Wechsels von Trockenheit und Feuchtigkeit, der dem Klima von Frankreich eigentümlich ist, verrottet die Faschinenverkleidung schnell und verursacht derart hohe Unterhaltungskosten, daß sich diese Bauart nicht bewährt hat und sogar neuerdings untersagt wird. Bei den gleichartigen Buhnen von Berck ist daraufhin die Faschinenlage durch nebeneinandergelegte Kreideblöcke von größerer Widerstandsfähigkeit als diejenigen, die den Kern bilden, ersetzt worden.

Von der dritten Art, den hölzernen Buhnen, kommen dichte und durchlässige Werke vor. Bei beiden Formen bildet die eigentliche Buhne eine Reihe senkrechter Pfähle von etwa 0,30 m Durchm. und 4,5 bis 5 m Länge, die in einem mehr oder weniger großen Abstand voneinander stehen und bei der ersten Art einseitig oder doppelseitig durch ein Gerüst abgestützt sind. Die Undurchlässigkeit der ersten Art ist durch eine Verkleidung der Pfahlreihen auf beiden Seiten mittels kräftiger Bohlen erreicht worden. Diese Bohlen binden sogar noch etwas in den Strand ein (Abb. 14).

Bei der durchlässigen Art fehlt diese Verkleidung. Die Buhne besteht nur aus einer Reihe von Pfählen in einem Abstände von der Größe ihres Durchmessers (etwa 25 cm). Diese Buhnenart ist an den sandigen Küstenstrecken, z. B. vor Sangatte, Berck und Dünkirchen, an-

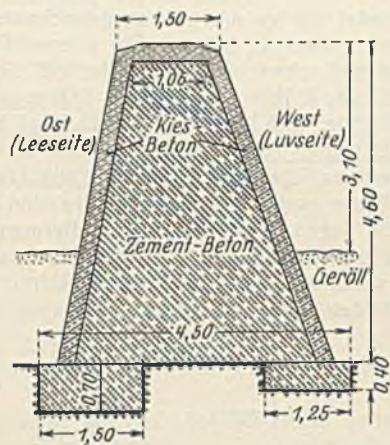


Abb. 13. Undurchlässige Buhne aus Beton vor Veules-les-Roses an der französischen Kanalküste. etwa 1:112.

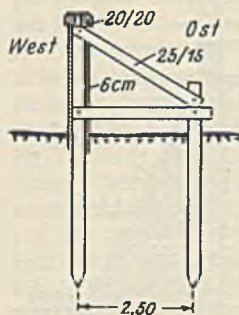


Abb. 14. Undurchlässige Pfahlbuhne. etwa 1:156.

gewendet worden und soll ausgezeichnete Wirkung auf die Erhöhung des Strandes ausgeübt haben. Die offenen Pfahlreihen lassen die Strömung durch und schwächen sie so sehr, daß sich der mitgeführte Sand ablagern kann. Die Pfähle sind 4,50 bis 5,00 m lang und stecken 2,50 bis 3,50 m im Strande. Die Linie durch ihren Kopf hat eine Neigung von etwa 1 : 40.

Bei einer Anzahl dieser Buhnen ist die untere Strecke, die durch den nassen Strand, d. i. zwischen der HW- und der NW-Linie, geht, in der Weise ausgebildet worden, wie Abb. 15 zeigt. Beiderseits der Pfahlreihen liegen schwach geneigte Bermen aus Betonsteinen über einem Kern aus Geröll. Der Fuß der Pflasterstreifen bindet in den Strand ein und stützt sich hier gegen eine Pfahlreihe, die oberhalb mit Flechtwerk verkleidet ist.

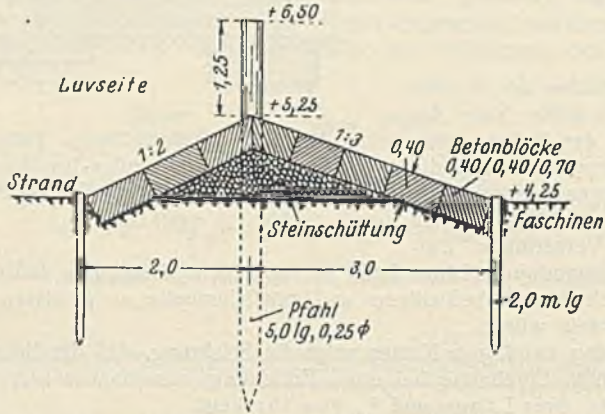


Abb. 15. Durchlässige Pfahlbuhne. 1 : 100.

Um an Kosten zu sparen, soll bei den nächsten Buhnen in Frankreich der Abstand der Pfähle in der Nähe der Wurzel auf zwei Durchmesser erweitert werden. Von der Mitte an wird er das 1 1/2-fache betragen. Dadurch soll sich eine Ersparnis von 20 % erzielen lassen.

Wie es im Berichte heißt, glauben die französischen Ingenieure die Wirkung der Buhnen dadurch verbessern zu können, daß sie künftig zur Erleichterung der Sandablagerungen zwischen und neben die Pfahlreihe der oberen Strecke Faschinen in Höhe von 50 cm über dem Strande verlegen.

Nach den Erfahrungen hat es sich als unbedingt nötig erwiesen, die Buhnen fest an die Küstendüne oder an das Längswerk anzuschließen, damit Hinterströmungen vermieden werden.

Von Längswerken gibt es an der französischen Küste solche, die nur als Verkleidung des Ufers (Deckwerke) dienen, und solche, die in gewissem Abstände vom Fuß der Vordüne freistehend angelegt sind.

Die Deckwerke an den steinigen Küstenstreifen haben in der Mehrzahl eine nach außen gekrümmte Vorderfläche. Der Zweck ist, daß sie durch diese Form am ehesten geeignet sind, den größten Teil von der lebendigen Kraft der auflaufenden Wellen zu vernichten. Nach der französischen Auffassung ist vom Standpunkt der Wellenwirkungen der Parabelquerschnitt vorteilhafter als der Kreisbogenquerschnitt. Da bei einer Höhe des Deckwerkes über 3 m die Entwicklung der Parabel übermäßig groß wird, kann das untere Ende der Parabel durch ein waagrechtes Stück ersetzt werden. Deckwerke dieser Art sind bei Dieppe (Abb. 16) und dem in dessen Nähe gelegenen Pourville und in St. Aubin ausgeführt worden. An einer Stelle ebenfalls in Nähe von Dieppe bei Veules-les-Roses ist das Deckwerk in Form eines hochstehenden Trapezes ausgebildet (Abb. 17). Die Neigung der Außenfläche beträgt bei der Mehrzahl der Beispiele an steinigen Küsten 1 : 1. Dieses Maß wird in dem Bericht als zu steil und eine Neigung von etwa 4 : 5 als günstiger bezeichnet.

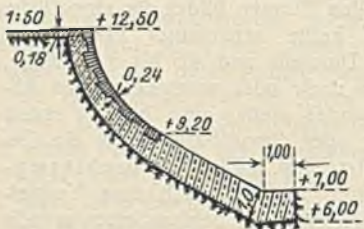


Abb. 16. Uferverkleidungsmauer bei Dieppe. 1 : 250.

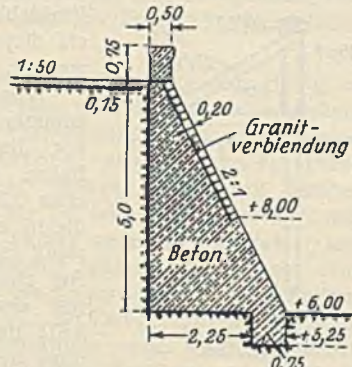


Abb. 17. Uferverkleidungsmauer bei Veules-les-Roses. etwa 1 : 175.

Beton, teilweise sogar Eisenbeton, verwendet worden. Die Stärke der Decke beträgt i. M. 0,50 m. An den Stellen, wo das Ufer aus festeren Bestandteilen besteht, wo somit Setzungen des Erdreiches nicht zu befürchten sind, liegen die Deckwerke unmittelbar ohne jede Unterbettung auf der Böschung. An den Sanddünen dagegen ist auf die entsprechend hergerichtete Böschung eine undurchlässige Schicht aus Ton oder Kies in Stärke von 0,25 bis 0,40 m aufgebracht worden. Auf dieser Schicht ruht die eigentliche Decke. Ihre Außenfläche ist in der Regel glatt gehalten (Abb. 18). Es gibt aber auch Beispiele mit rauen Außenflächen. Die Rauheit ist erreicht worden entweder durch Ausbildung von Abtreppungen (in Eisenbeton) oder durch Auflage von einem Faschinenflechtwerk, das senkrecht durch die Decke geschlagene Pfähle halten. Die letztere Bauart bezeichnet der Bericht jedoch als ungünstig.

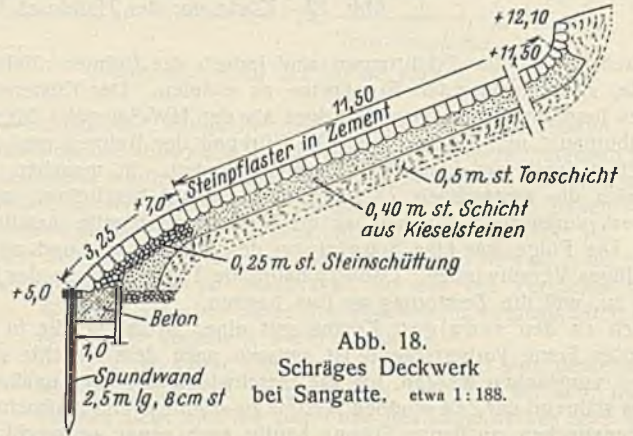


Abb. 18. Schräges Deckwerk bei Sangatte. etwa 1 : 188.

Auf eine gute Sicherung des Fußes der Deckwerke gegen Unterspülung wird besonders hingewiesen. Dieser Schutz ist entweder durch eine kleine Herdmauer oder durch Tieferlegen und Verstärkung des Fußes der Decke durchgeführt worden. Bei den schrägen Deckwerken besteht die Fußsicherung darin, daß die Werke tief in den Strand hineinreichen und daß außerdem eine Spundwand davorgeschlagen ist. Diese Art wird sehr empfohlen. Am oberen Ende der Deckwerke ist in der Regel das Ufer waagrecht ausgeglichen und mittels einer Schicht von Beton oder Mauerwerk in verschiedener Stärke und Breite befestigt. An einzelnen Stellen wurde am Rande noch eine kleine Brüstungsmauer aufgestellt. An hohen Ufern gibt es auch schräge Deckwerke, deren oberes Ende nach außen umgebogen und dann noch ein Stück senkrecht nach oben hinaufgezogen ist.

Die Oberkante der Deckwerke liegt 2 bis 4 m über dem höchsten HW-Spiegel und bis zu 5 1/2 m über der Strandfläche (Dieppe 5,50 m, Veules-les-Roses 5 m, Sangatte und Berck 4 m, St. Aubin 2,90 m).

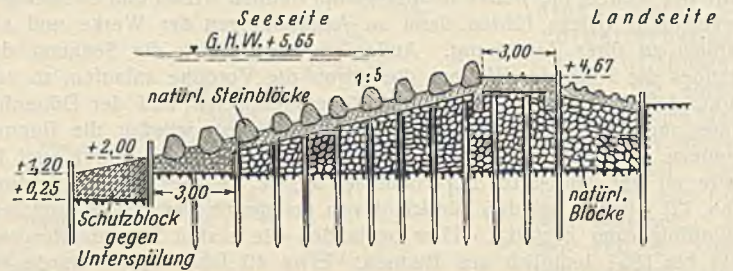


Abb. 19. Alter Wellenbrecher bei Les Huttes (Halbinsel Médoc). 1 : 300.

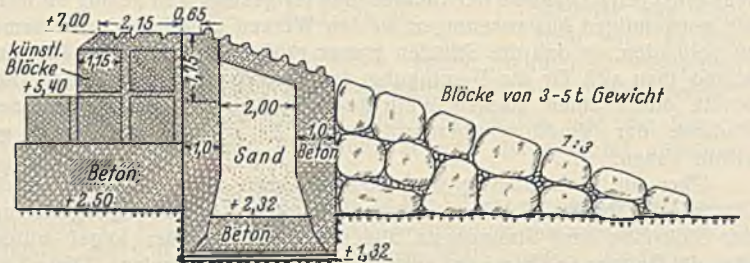


Abb. 20. Wellenbrecher bei La Claire (Halbinsel Médoc). 1 : 200.

Die freistehenden Längswerke (Wellenbrecher) sind dort angewendet worden, wo keine Strömungen längs der Küste auftreten, wo somit die Wirkung der Wellen gegen das Ufer überwiegt. Nach Ansicht des Berichtes müssen diese Wellenbrecher so fest sein, daß sie der Gewalt der Wellen widerstehen können. Die angegebenen Beispiele zeigen auch überaus kräftige Bauwerke. Beachtenswert ist, daß die Mehrzahl einen trapezförmigen Querschnitt aufweist. Dessen seawärtige Fläche ist durchweg ganz flach, im Mittel 5 : 1, geneigt. Die Breite der Krone beträgt 1,50 bis 3 m. Von der Sohle an gemessen erreichen die Wellen-

brecher Höhen von 3 bis sogar 5 m. Derartige Werke sind besonders an der Nordspitze der Halbinsel Medoc an der Girondemündung bei Les Huttes (Abb. 19) und La Claire (Abb. 20) gebaut worden. Hier besteht der Untergrund aus festem Ton. Es war deshalb möglich, die Werke durch Einbinden der Sohle in den Tonboden standsicher zu gründen. Der Kern der Wellenbrecher besteht im allgemeinen aus geschichteten Steinen von hohem Gewicht oder auch aus aufeinandergestellten schweren Blöcken, die untereinander mittels Beton verbunden sind. Die Außenböschung besteht vorwiegend aus schweren Blöcken und bildet dadurch eine raue Fläche.

Die Linienführung der Wellenbrecher an der Girondemündung ist geradlinig und entspricht dem Verlaufe des Ufers. Es ist aber geplant, den Wellenbrecher von Les Huttes nach Süden zu verlängern und hierfür eine sägeförmige Linienführung vorzusehen (Abb. 12). Diese entsteht aus einer Reihe von gleichlaufenden Werken von 250 m Länge, die leicht gegen die allgemeine Richtung des Ufers nach innen geneigt und dann durch senkrechte Stücke miteinander verbunden werden. Man hofft in Frankreich, daß sich in dem geschützten Raum zwischen den schräg gegeneinander stehenden Teilen Sand ablagern, und daß dieser dann in natürlicher Weise die übrigen Teile des Werkes schützen wird.

D. Der spanische Bericht

beschreibt die 70 km lange Mittelmeerküste von Barcelona bis zur Mündung des Flusses Tordera. Sie erstreckt sich fast in gerader Linie von SW nach NO. An dieser Küste herrschen sandige Strandstrecken mit starker Neigung vor. Die 4-m-Tiefenlinie liegt ziemlich nahe am Ufer. Mit der Küste gleich läuft in 1 bis 10 km Abstand von ihr das aus Granitgebilde bestehende Küstengebirge mit Höhen von 400 bis 700 m. Es herrscht eine schwache Wellenbewegung aus südlicher Richtung vor. Diese Wellen treffen das Ufer beinahe senkrecht und setzen die Sinkstoffe ganz langsam nach Norden in Bewegung. Dagegen sind die Stürme aus S bis SO, besonders aber die aus O, sehr viel heftiger, wenn auch weniger häufig, und verursachen ein erhebliches Verschieben des Sandes an der Küste in entgegengesetzter Richtung nach W. Unter dieser, den anderen Einflüssen weit überlegenen Wirkung der Naturkräfte aus S bis O hat der Sand das Bestreben, längs der Küste von NO nach SW in der Richtung nach Barcelona zu wandern. Außerdem wird eine Küstenströmung in der gleichen Richtung beobachtet. Dadurch ist der Hafen von Barcelona starker Versandung ausgesetzt. Diese wurde durch mehrfache Verlängerung der zum Schutze angelegten Ostmole bekämpft. An der Küste entlang läuft von Barcelona ab eine Eisenbahnlinie. Der Bahnkörper liegt ganz nahe am Ufer. Ursprünglich betrug der kürzeste Abstand zwischen ihm und dem Ufer 80 bis 100 m. Nach und nach ist diese Breite an vielen Stellen ganz verschwunden. Die Wellen berühren seitdem den Bahndamm. Deshalb ist es seit mehr als einem halben Jahrhundert notwendig geworden, das Gleis gegen die Angriffe des Meeres zu verteidigen. Diese Maßnahmen bestehen darin, daß die äußere Böschung des Bahndammes mit schweren Steinen abgedeckt wird. Die Steine rühren aus eigens für diese Schutzbauten betriebenen Brüchen her. Der ständige Schutz des Gleises ist nach Angabe des Berichtes sehr teuer und genügt öfters noch nicht einmal. Die Eisenbahnverwaltung war genötigt, kostspielige Abänderungen der Linienführung vorzunehmen.

Die Bahnlinie endet bei Barcelona in einem Kopfbahnhof. Der Güterbahnhof liegt dicht am Meere und ist zwischen den Bächen Bogatell und La Llacuna durch eine Abschlußmauer eingefast, deren Höhe 6,30 m über dem Meeresspiegel beträgt und deren Fuß mehr als 40 m von der Uferlinie entfernt ist (Abb. 21).

Im Jahre 1904 überschwemmte das Meer bei zwei kurz hintereinander aufgetretenen Oststürmen das Bahnhofsgelände und brachte die Mauer auf 100 m Breite zum Einsturz. Um das weitere Vorrücken des Meeres anzuhalten und den verloren gegangenen Strand wiederzugewinnen, wurden im ganzen acht Bühnen vor dem Ufer des Bahnhofs und senkrecht zu diesem angelegt. Die Bühnen erhielten Abstände von 70 bis 80 m voneinander. Ihre Länge schwankt zwischen 30 und 40 m. Die Bühnen bestehen aus einer Reihe unregelmäßig verlegter Betonblöcke von 20 bis 40 m³ Inhalt, die an Ort und Stelle hergestellt wurden. Außerdem sind ebensolche Blöcke längs der Abbruchkante des Strandes zwischen den Bühnenwurzeln dicht aneinandergereiht worden, damit sich die Wellen an ihnen brechen. Dieses höchst einfache Schutzverfahren hat einen derartig günstigen Erfolg gehabt, daß sich der Strand mit unerwarteter Schnelligkeit ergänzte. Bereits nach wenigen Monaten war er fast völlig wiederhergestellt. Das neue Ufer unterschied sich kaum von dem, das vor den Stürmen vorhanden war. Der größte Teil der Blöcke war versandet. Seit den Stürmen von 1904, die die geschilderten großen Schäden angerichtet hatten, sind nach dem Berichte zahlreiche ebenso heftige Stürme aufgetreten. Sie haben ebenfalls Sand weggerissen und die Blöcke mehr oder weniger bloßgelegt. Aber diese wurden stets wieder

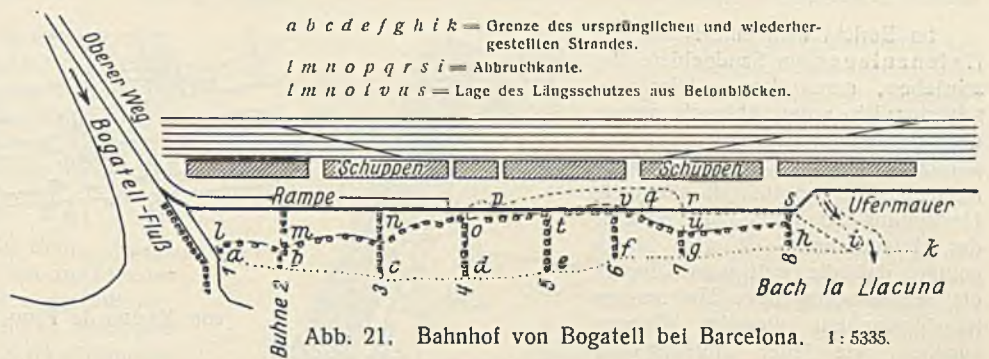


Abb. 21. Bahnhof von Bogatell bei Barcelona. 1:5335.

mit Sand überzogen, sobald die starke Einwirkung der Wellen aufgehört hatte.

Mit gleichem Erfolge ist dieselbe Art des Uferschutzes in geringem Maße zur Sicherung mehrerer großer Anlagen an der Küstenbahn angewendet worden, die durch ihre Lage ernsthaft von den Wellen bedroht waren.

E. Der italienische Bericht.

In dem italienischen Berichte wird nur das Verhalten von Sandküsten erörtert. Die Steil- und Flachküsten bleiben außer Betracht, da sie nach Ansicht der beiden Berichterstatter in Italien für den in Rede stehenden Gegenstand nur nebensächliche Bedeutung haben.

In Italien sind die Fälle sehr zahlreich, in denen die Abnagung der Sandküsten den Verlust ausgedehnter Gebiete zur Folge gehabt und wichtige Straßen-, Eisenbahn- und Hochbauten in die unmittelbare Gefahr der Zerstörung gebracht haben.

In Italien werden nicht jene Abspülungen des Ufers als bedenklich angesehen, deren Ursache in der besonderen Gewalt einzelner Sturmfluten zu suchen ist. Für viel gefährlicher hält man jene Abnagungen, die das Merkmal der Beständigkeit tragen. Diese Art des Uferverlustes erklärt der Bericht aus dem Mißverhältnis zwischen der Sinkstoffmenge, die herangeführt und von den Wellen auf dem Seegrunde vor der betreffenden Uferstrecke abgelagert wird, und jener, die hauptsächlich von den Wellen und den Winden zur Abtragung gelangt.

Um der Abnagewirkung Einhalt zu tun, kommen entweder Schutzbauten in Form einer Verkleidung des Ufers (Deckwerke) in Frage, die ein weiteres Abspülen des Sandes durch den Einfluß der See verhindern sollen, oder künstliche Einbauten vor dem Strande (Querwerke) und Längsdämme, die mit der Küste gleichlaufen (Wellenbrecher). Die beiden letzteren Arten sollen den Zweck verfolgen, die Versandung zu fördern und dadurch die Wiederherstellung des Vorstrandes zu bewirken.

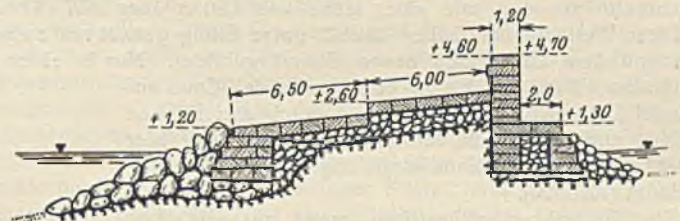


Abb. 22. Uferschutz bei Venedig (Murazzo-Typ). 1:375.

Die Verkleidung der Ufer wird dann für notwendig gehalten, wenn wichtige Bauten der Küste bedroht sind, und wenn der Abbruch auf rasche Weise aufgehalten werden muß. In solchen Fällen kann für die erste Zeit eine einfache Steinschüttung aus natürlichen Blöcken von genügender Schwere unmittelbaren Schutz gewähren. Weil diese Art der Ufersicherung aber ständiger Ergänzung bedarf, empfiehlt der Bericht, für den Schutz abbruchiger Ufer besser einen dauerhaften und stand-sicheren Mauerwerks- oder Betonkörper anzuwenden. Die angeführten Beispiele zeigen starke Mauern mit schrägen und senkrechten Vorderflächen. Ihr Fuß wird durch kräftige Steinvorlagen gesichert, die sorgfältig im Verbands mit der Neigung 2:1 verlegt sind. Eine Verbesserung dieser Uferschutzart erblickt der Bericht darin, daß vor der Verkleidung noch vorspringende Sporne angelegt werden, und bezeichnet diesen Zusatzteil als überaus wichtig. Nähere Einzelheiten über die Länge und die Entfernung dieser Sporne untereinander fehlen leider. Ein solcher Uferschutz ist auf über 20 km Ausdehnung längs der Sandbank, die das Meer von der venezianischen Lagune trennt, ausgeführt worden und wird mit „Murazzo-Typ“ bezeichnet (Abb. 22). Für empfehlenswerter und zweckmäßiger als diese Verkleidung abbruchiger Ufer hält der Bericht freistehende, mit der Küste gleichlaufende Dämme (Wellenbrecher). Diese Werke sollen nicht nur die Wellen schon seawärts brechen, sondern auch dazu beitragen, den Seegrund zwischen ihnen und der Küste allmählich zu verflachen. Die Wellenbrecher stehen sämtlich weit vor dem Ufer, das sie schützen sollen, zum Teil sogar im Wasser, also noch vor der Wasserschlaglinie.

Im Bericht wird eine Reihe von Hafenanlagen im Sandgebiete beschrieben, deren innere Ufer verschiedentlich unter Abbruch stehen und deshalb notwendigerweise geschützt werden müssen. Als Ursache für diese Uferverluste gilt allein die Herstellung der Molen zum Schutze der Hafenbecken. Es wird hinzugefügt, daß die weit vom Ufer in die See vorspringenden Hafenanlagen im Sandgebiete dieselbe Wirkung ausüben, wie jeder Ufervorsprung oder jeder künstliche Einbau vor dem Strande: Versandung auf der dem herrschenden Seegang zugekehrten Seite und Abbruch auf der anderen (Abb. 23). Zum Schutze der vom Abbruch betroffenen Uferstrecken sind durchweg langgestreckte Wellenbrecher, entweder als einzelne Werke oder zu mehreren nebeneinander, ausgeführt worden.

In Marina Grande di Capri hat die Hafencule eine starke Abnugung des ostseitigen, inneren Strandes verursacht. Dieser wird nur kärglich und hauptsächlich mit den Geschieben der anliegenden Steilhänge genährt. Als Schutz gegen den weiteren Uferabbruch, der bereits einige Bauten bedrohte, wurde ein 175 m langer Wellenbrecher aus einer Steinschüttung ausgeführt (Abb. 24). Damit ist der gefährliche Rückgang des Strandes zum Stillstand gekommen. Die bei heftigen Stürmen überschlagenden Wellen sollen sogar auf der Innenseite des Werkes Sand und Schotter abgelagert und dadurch eine kleine Strandverbreiterung bewirkt haben.

Im Hafen von Sciacca an der Südwestküste von Sizilien hat der einzige Wellenbrecher sogar die beachtliche Länge von 332 m mit einer Kronenbreite von 4 m und einer Höhe von 0,90 m über MW (Abb. 25).

Diese Wellenbrecher haben überall guten Erfolg gehabt und zwischen ihnen und dem Ufer einen neuen Strand gebildet. Nur in einem der angeführten Fälle, im Hafen von Marina del Cavo auf der Insel Elba, ist der innere Strand durch drei Buhnen gesichert und erfolgreich verbreitert worden, weil hier eine sehr ausgeprägte Sandwanderung am Ufer entlang stattfindet (Abb. 26).

Die Wellenbrecher bestehen meist aus einfachen Steinschüttungen. Das lange Werk von Sciacca ist teils aus Eisenbetonkasten, die mit Beton ausgefüllt wurden, teils aus zwischen Holzwänden unter Wasser geschüttetem Beton hergestellt worden.

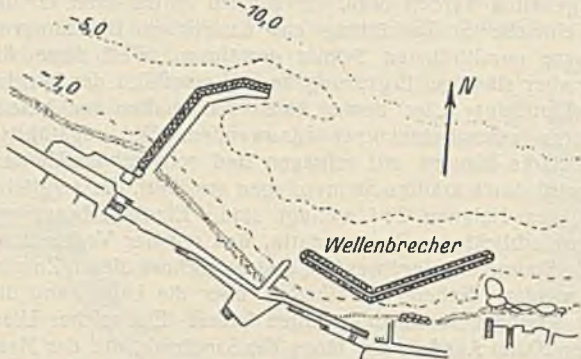


Abb. 24. Hafen von Marina di Capri. 1:6000.

Die nächste Art von Schutzwerken, die künstlichen Einbauten (Buhnen), wird dahin beurteilt, daß sie bei günstigen Verhältnissen sogar eine beträchtliche Versandung der Küste bewirken können. Ihr weiterer Vorteil liegt darin, daß sie allgemein einfach und schnell auszuführen und verhältnismäßig billiger seien als die Wellenbrecher. Es wird empfohlen, diese Werke zwar fest zu bauen, aber ihnen keine übermäßige Stärken zu geben, da meist nur ihr Kopf dem Wellenstoß unmittelbar ausgesetzt

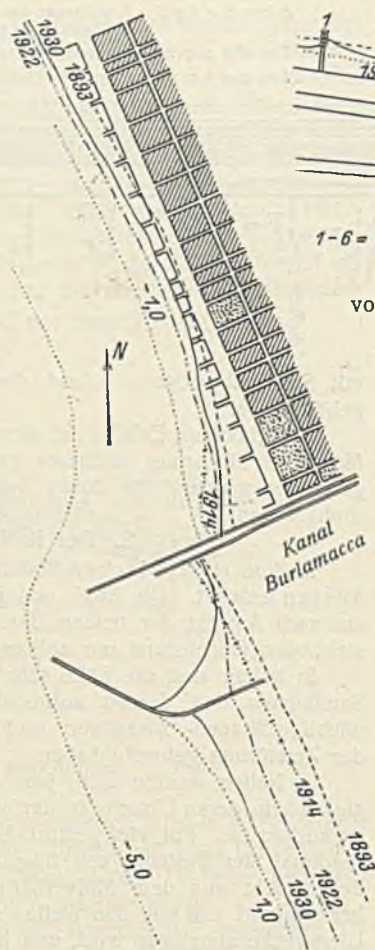


Abb. 23. Starker Uferabbruch auf der Leeseite (d. i. im Norden) des Hafens von Viareggio (nördl. der Arnomündung). 1:25000.

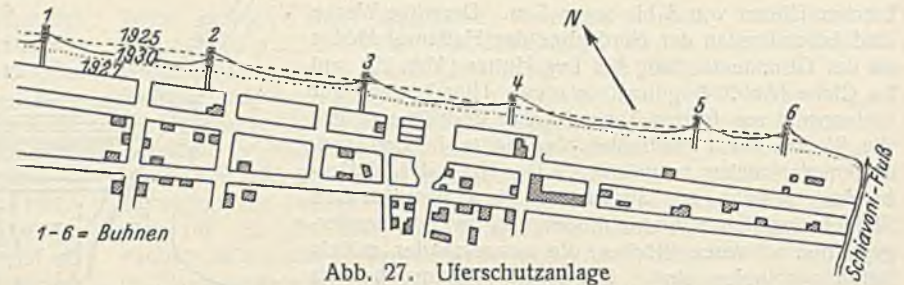


Abb. 27. Uferschutzanlage von Marina de Fano bei Ancona an der italienischen Ostküste. 1:9000.

sei. Nach den Erfahrungen in Italien eignen sich solche Querwerke nur dort, wo die Bewegung der Sinkstoffe von einer Seite, besser noch von beiden Seiten, stattfindet. Wenn dagegen nur eine geringe oder gar keine Zufuhr festzustellen ist, darf nach dem Bericht nicht erhofft werden, daß diese Einbauten irgendeine praktische Wirkung haben. Weiter wird für ratsam gehalten, den Einbauten, seien es einzelne oder ganze Gruppen, nicht zu große Längen zu geben, weil die Versandung bei einseitig gerichteter Sinkstoffzufuhr nur auf der Luvseite eintritt, während auf der anderen dagegen Abspülungen und Uferrückgang beobachtet werden. Zur Begründung führt der Bericht das Beispiel des Uferschutzes vor Ceriale in der Bucht von Genua an, der nur durch ein einzelnes Querwerk gebildet ist, und bei dem sich die eben genannten Erscheinungen gezeigt haben. Wenn die Versandung einer besonders ausgedehnten Küstenstrecke herbeigeführt werden soll, wird allerdings die Ausführung ganzer Reihen von Querwerken für vorteilhafter gehalten, vorausgesetzt, daß die Sandzufuhr jederzeit stattfindet. Zweckmäßig werden die Werke erst kürzer gehalten, da jede Verlängerung nach den Bedürfnissen und der ermittelten Wirkung jederzeit leicht möglich sei. Die Entfernung der Einbauten voneinander muß nach dem Bericht von Fall zu Fall nach den örtlichen Verhältnissen bestimmt werden. Im allgemeinen sollten die Werke kürzere Entfernung voneinander erhalten, vor allem, wenn für sie keine großen Längen beabsichtigt seien.

Zwei Beispiele für erfolgreiche Buhnenanlagen größeren Umfangs an der freien Küste führt der Bericht an. Der eine Uferschutz liegt bei Marina di Fano zwischen Rimini und Ancona am Adriatischen Meer, wo der Strand zwischen dem gleichnamigen Hafen und dem Fosso degli Schiavoni dem Abbruch ausgesetzt ist (Abb. 27). Die Sandzufuhr findet nur von einer Seite statt. Eine Tidebewegung ist im Mittelmeer nicht wahrnehmbar. Hier besteht der Uferschutz aus sechs Querwerken von beschränkter Länge (nähere Angaben fehlen), die in Entfernungen von 105 bis 220 m voneinander angelegt sind. Dadurch soll ein auffälliges Vorschreiten des Strandes bewirkt worden sein. Hierzu haben allerdings noch die Sinkstoffe beigetragen, die der 3 km südöstlich von dem Fosso degli Schiavoni fließende Fluß Metauro in beträchtlichen

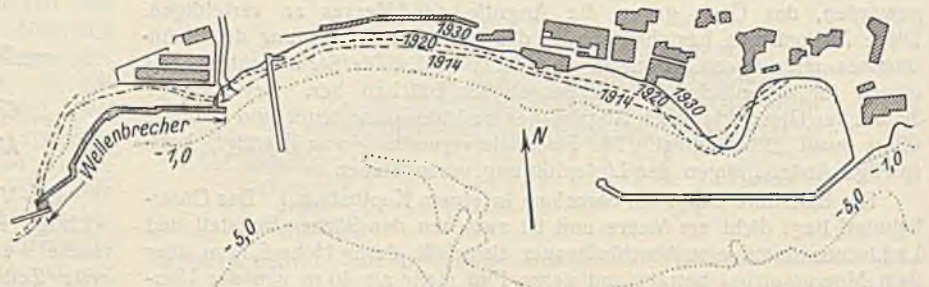


Abb. 25. Hafen von Sciacca (Südwestküste von Sizilien). etwa 1:16665.

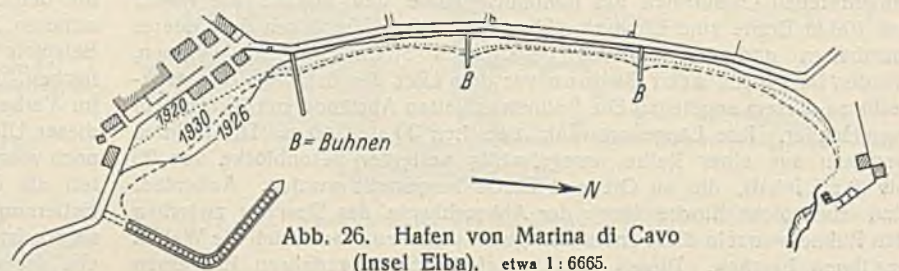


Abb. 26. Hafen von Marina di Cavo (Insel Elba). etwa 1:6665.

Mengen ins Meer führt und zwischen den Buhnen zur Ablagerung bringt.

Die andere Anlage ist die bereits 1899 hergestellte Sicherung des Strandes und der unmittelbar dahinter gelegenen Bebauung von Marina di Pisa an der Arnomündung nördlich von Livorno durch sechs Buhnen (Abb. 28). Auch hier ist eine ständige Sandwanderung vorhanden, die von S nach N entlang der Küste vor sich geht.

Besonders unterstreicht der Bericht, daß, sobald die Querwerke offenbare Wirkung erzielt haben, das Augenmerk auf ihre dauernde Unterhaltung gerichtet werden muß, damit die Wirkung ununterbrochen bewahrt bleibt. Bei der eben erwähnten Bühnenanlage bei Marina di Pisa ist nach dem ursprünglichen guten Erfolge die Unterhaltung der Werke unterlassen worden, so daß sie der Zerstörung anheimfielen. Diese Vernachlässigung hatte zur Folge, daß die erzielte Verlandung allmählich wieder verschwand.

Über die Bauart der Bühnen wird in dem Bericht wenig gesagt. Die verfallenen Einbauten vor Marina di Pisa bestanden aus zwei Reihen elingschlagener Pfähle, deren Zwischenraum mit Steinen ausgefüllt war. Es wird aber von der Verwendung von Holz abgeraten, da es leicht vom Bohrwurm angegriffen wird. Für sehr geeignet werden Steinschüttungen gehalten. Die Steine müssen aber ein hinreichendes Gewicht besitzen, um einer Verschiebung durch die Wellen zu widerstehen. Die Schüttungen können zweckmäßig durch künstliche, an Ort und Stelle hergestellte Blöcke abgedeckt werden.

Vor Marina di Pisa wurde linksseitig der Arnomündung ein befriedigendes Ergebnis durch ein einzelnes Querwerk aus Eisenbeton mit einer Steinvorlage auf der Windseite erzielt (Abb. 29). Es handelt sich aber anscheinend nicht um eine Bühne, sondern um einen der Leitdämme, die beiderseits der Arnomündung angelegt werden mußten (Abb. 28).

Erwähnung verdient die recht eigenartige Form für Bühnen, wie sie von einem der Berichterstatter vorgeschlagen ist, und die sich besonders für Bühnengruppen zur Sicherung einer Küste eignen soll, die beträchtliche Ausdehnung hat und an der die Sandwanderung verhältnismäßig gering ist. Er nennt ein solches Werk zwelarmig, weil dessen vordere Hälfte aus der senkrechten Stellung zum Ufer mit einem scharfen Knick nach der dem Winde und der Strömung abgeneigten Seite hingeführt ist. Dieses Kopfende jeder Bühne muß senkrecht zur Richtung des herrschenden Seeganges stehen und so lang sein, daß es das nächste Bühnenfeld gegen die ankommende Welle deckt. Der Hauptzweck dieser Form soll darin bestehen, daß der geknickte Teil der Bühne als Wellenbrecher wirkt; er soll verhindern, daß die volle Kraft der Wellen das Ufer angreift. Die Anwendung dieser Bühnenart wird an solchen Küsten für angebracht gehalten, wo die einfachen, senkrecht zum Ufer stehenden Bühnen nur geringe oder gar keine Wirkung haben können. Der Berichterstatter hat eine Gruppe derartiger Bühnen für den Schutz der Südküste von Marina di Pisa als Ersatz der zerstörten Werke vorgeschlagen (Abb. 28). Bisher ist aber nur eine einzelne solcher Bühnen vor dem dortigen Seehospiz ausgeführt worden und hat die Erwartungen durchaus erfüllt. An der windabwärtigen Seite der Bühne habe sich gleich ein Sandstrand gebildet, der allmählich angewachsen ist und auch den heftigsten Stürmen widerstehen konnte.

F. Der estländische Bericht

befaßt sich mit der ganzen baltischen Ostseeküste, zu der sowohl die eigentliche estländische Küste des finnischen Meerbusens, als auch die zu Lettland gehörige Küste des Rigalschen Meerbusens und die Strecke von Libau bis zur Grenze mit Litauen rechnet. Er stellt zunächst recht beachtenswerte allgemeine Betrachtungen über die Bildung der Meeresküsten unter der Wechselwirkung angreifender und erhaltender Naturkräfte sowie über ihre Einteilung in Ozean-, Randmeer- und Binnenmeerküsten an. Jede dieser Gruppen unterteilt er nach ihrem Bestande in Steil- und Flachküsten, die letzteren noch weiter in solche mit Geröllstrand, mit Sandstrand und mehr oder weniger entwickelter Dünenbildung sowie solche mit Schlemmstrand in Buchten. Er meint weiter, daß bei einer Einteilung der Küsten nur nach dem Grade ihrer Sinkstoffführung sich deren Eigenart noch nicht genügend kennzeichnen.

Über die Verteidigung der Küsten entwickelt der Berichterstatter folgende Ansicht:

Für den Entwurf von Küstenverteidigungsmaßnahmen müssen zuvor alle zur Bildung der Küste beitragenden Kräfte eingehend erforscht werden. Die Ermittlungen haben sich zu erstrecken auf die Vermessung des Küstensaumes und besonders auf Peilungen, namentlich nach außergewöhnlichen Naturerscheinungen. Zuweilen können sich im Laufe weniger Stunden größere Veränderungen ergeben als während einer Reihe von Jahren. Weiter sollen Wetterbeobachtungen sowie Feststellungen über die Wellenbewegung und die Strömungen der See vorgenommen werden. Ganz besondere Bedeutung haben für die baltische Ostseeküste die Eisbeobachtungen. Schließlich muß noch die Sinkstoff- und Geschiebebewegung untersucht werden. Zur Verfrachtung des Geschiebes trägt vorwiegend die Brandung und nur in geringem Maße die Strömung bei. Durch die Brandung entsteht eine Strandverfrachtung. Bei mäßigen Winden herrschen Anlandungserscheinungen vor. Es bilden sich Strandwälle und Dünen, während sich seawärts längs der Küste Riffe entwickeln.

Die Verteidigung an der Küste läßt sich wirtschaftlich meist nur dann rechtfertigen, wenn wertvolle Bauten oder in hoher Kultur stehende Länderellen zu schützen sind.

Die Steilküsten bedürfen meist keiner besonderen Verteidigung. Schutzmauern seien selten erforderlich. Im Bedarfsfalle müssen sie in

genügender Entfernung von der Steilküste angelegt werden, wobei der natürliche Böschungswinkel für das Steilufer zu berücksichtigen ist. Flachküsten mit beweglichem Küstensaume dagegen müssen meist in dreifacher Weise geschützt werden, durch Bühnen oder durch die Pflege der Vordünen oder schließlich

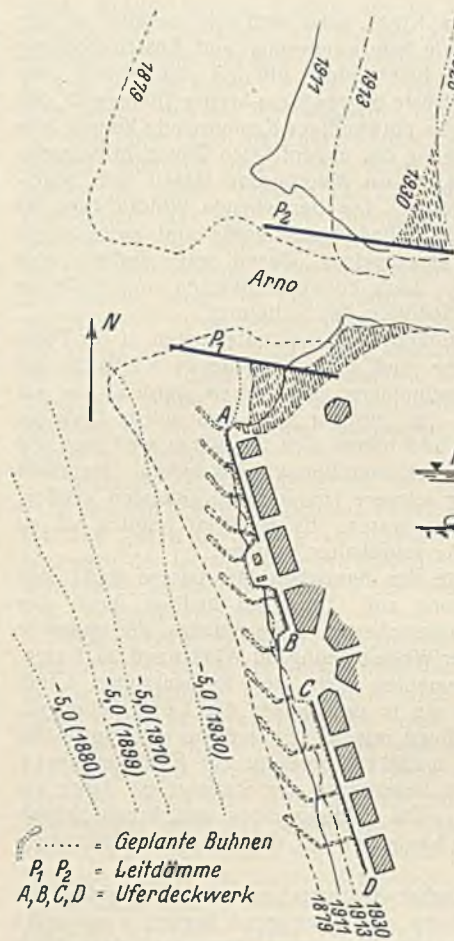


Abb. 28. Uferschutzanlage bei Marina di Pisa.
etwa 1:16 666.

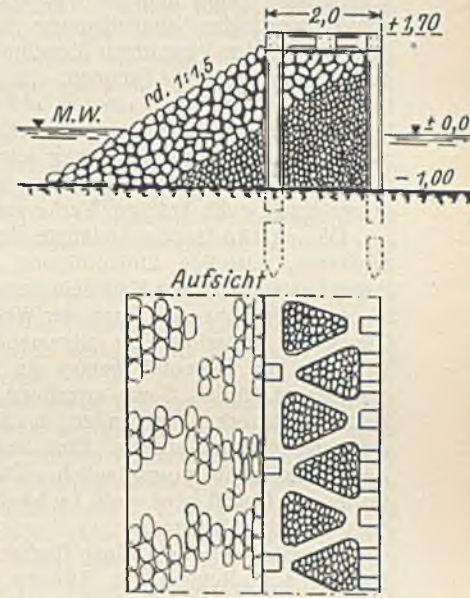


Abb. 29. Querwerk aus Eisenbeton bei Marina di Pisa (Arnomündung).
etwa 1:135.

durch die Befestigung der sich an die letzteren anschließenden höheren Böschung früher festgelegter Dünen oder Hochufer.

Durch Bühnen darf die Sandbewegung nicht zu weit seawärts abgelenkt werden. Die Bühnen sollten deshalb nicht über den Bereich der Cornaglia-Linie hinausreichen. Der Name stammt von dem Italiener Cornaglia. Dieser hat den Begriff der „neutralen Linie“ geprägt und bezeichnet damit die Linie, von der aus nach dem Lande gesehen die Wandersände dem Ufer zugetrieben und auf der Seeseite in die großen Tiefen gezogen werden. Diese neutrale Linie stellt die seeseitige Grenze des beweglichen Küstensaumes dar. In dem Aufsatz des Verfassers dieser Abhandlung: „Über die zweckmäßige Anordnung der äußeren Hafendämme von Seehäfen an sandiger Küste“, Abschnitt III, 13, 15 und 16, Zeitschr. f. Bauw. 1920, ist die neutrale Linie für ihre mittlere Lage an der deutschen Ostseeküste in einer Wassertiefe von 9 m ermittelt worden. Der Berichterstatter nimmt die Cornaglia-Linie an der Südküste des finnischen Meerbusens auf Grund von Querschnittsaufnahmen auf einer Tiefe von 7 bis 8 m an.

Von wesentlicher Bedeutung für eine Bühnenanlage ist die Entfernung der Werke untereinander. Sie hängt von den örtlichen Verhältnissen ab und läßt sich nur auf Grund von Erfahrungen bestimmen. Die Annahme, diese Entfernung gleich der 1- bis 1½fachen Länge der Bühnen zu wählen, bezeichnet der Berichterstatter als willkürlich.

Für den Bau solcher Bühnen genügt die Verwendung möglichst billiger Baustoffe und einfache Ausführung. Steindämme oder zwei Pfahlwände mit Füllung dürften ausreichend sein. Außer den Köpfen sind die Bühnen der unmittelbaren Wirkung der Wellen nicht ausgesetzt. Deshalb ist der Befestigung der Köpfe besondere Sorgfalt zuzuwenden.

Die Bühnen sind meist bis zu den Längswerken heranzuführen, durch die das höhere anliegende Ufer geschützt wird.

Wegen der Befestigung der Wanderdünen durch Bepflanzung verweist der Berichterstatter auf den deutschen Dünenbau. Anscheinend versteht er unter „Wanderdünen“ die nicht festgelegten Vordünen.

Für die Sicherung des höher anliegenden Ufers durch Längswerke kommen entweder schräge Deckwerke oder für sich standsichere Schutzmauern in Betracht. Dabei ist auf den Übergang dieser Werke in den anliegenden Strand und in das höher liegende Ufer besonders zu achten. Da an der baltischen Ostseeküste planmäßiger Uferschutzbau nicht betrieben wird, kann der Bericht keine Beispiele von ausgeführten Werken bringen, sondern er beschränkt sich auf Vorschläge für zweckmäßige Maßnahmen zur Sicherung der einzelnen Küsten gegen den Angriff der See.

Längs der lettländischen Küste setzt sich die bereits an der deutschen Ostseeküste herrschende Sandwanderung und Küstenströmung weiter nach Norden fort. Diese Erscheinung übt auf den Strand eine ausgleichende Wirkung aus. Die Küste begrenzt ein breiter Dünenwall, der andwärts zu Hügeln anwächst. Als notwendiger Küstenschutz kommt hier vor allem die regelrechte Befestigung der ungepflegten Dünen in Betracht.

Längs der Küste des Rigaischen Meerbusens lassen sich regelmäßige Strömungen nicht feststellen. Die herrschende Windrichtung ist die aus SW. Im südlichen Teile befinden sich große und ausgedehnte Dünen, die Höhen bis zu 15 m erreichen. Zuerst wäre deshalb eine Befestigung dieser Dünen nötig. Auch einige Steilküsten und Kliffe an der Westseite des Meerbusens bedürfen der Sicherung.

Für die Bauart und die Festigkeit von Uferschutzwerken in der Form von Bühnen oder Schutzdämmen muß aber weitgehende Rücksicht auf den Angriff der gewaltigen Eisschubberge genommen werden, die auf dem Südufer auftreten können. Im Frühjahr 1930 sind solche Eisberge bis zu 18 m Höhe vorgekommen und hatten sich bis 300 m weit ins Land hineinbewegt, wobei sie auch steile Küsten überwunden haben. Innerhalb der Eisschollen sind bis 1000 kg schwere Granitblöcke gefunden worden, die vom Meeresboden aufgehoben waren. Es erscheint fraglich, ob an dieser Küste auch kräftige Werke standhalten würden.

Die estländische Südküste des finnischen Meerbusens weist eine zerrissene, unstetige Linienführung auf. Diese ist bedingt durch den festen Bestand des aus Kalkstein bestehenden Untergrundes, der imstande ist, der ausgleichenden Kraft der Wellen genügend Widerstand zu bieten. Die Küste unterliegt im allgemeinen nicht den fortdauernden Landverlusten, im Gegenteil gehört sie in das Gebiet der Landerhebungen, die sich zu jährlich 5 mm errechnen lassen. Es sind nur verhältnismäßig kurze Sandstrecken vorhanden, meist im Bereiche der Flußmündungen, die unter Abbruch stehen. Eine Befestigung der Steilufer ist daher zur Zeit noch nicht unumgänglich. Die Bildung eines natürlichen Schutzwalles aus Geröll wird wohl im Laufe der Zeit die Abbrucherscheinungen zum Stillstand bringen.

Zur Sicherung einzelner flacher Sandstrecken wären vorspringende Bauten, d. h. Bühnen, zur Bildung eines genügend breiten Vorstrandes erforderlich. Außerdem soll die Sandbewegung längs der Küste durch Regelung der Flußmündungen mittels Leitdämme, deren Bau begonnen ist, aufgehalten werden. Man hofft, dadurch einen breiten Vorstrand heranzubilden. Schließlich ist noch nötig, den Fuß der landeinwärts steil ansteigenden Sandböschung zu befestigen. Näheres hierüber wird im Bericht nicht gesagt.

G. Der russische Bericht

hält die Frage des Küstenschutzes bei Geschiebeführung für die schwierigste und am wenigsten erforschte Aufgabe des Seebaus. Er untersucht die Geschiebewanderung in verschiedenen Abschnitten der Küste des Schwarzen Meeres (Abb. 30) und kommt zu dem Ergebnis, daß die Geschiebewegung an dieser Küste in der Hauptsache von dem Wellenschlage herrührt, und daß die zusätzliche, nicht immer ausgeübte Tätigkeit der dauernden und wechselnden Windströmungen ziemlich gering sei. Die Breite des Geschiebestromes ist annähernd durch die Küstenlinie und durch eine Spiegelhöhe unter Wasseroberfläche bestimmt, die von der Stärke der Wellen und der Form der Bodenteilchen am Seeegrunde innerhalb eines gegebenen Küstenabschnittes abhängt.



Abb. 30. Russische Küste am Schwarzen Meer.
1: 18 750 000.

Die Geschiebewegung als ständiger Vorgang beeinflusst sehr stark die Gestaltung der Küsten und insbesondere die Form der Buchten.

Als Beispiele führt der Bericht verschiedene an der Schwarzen-Meer-Küste gelegene Buchten an, die unter Abbruch stehen. Im Schwarzen Meer haben die Winde und Wellen aus W bis SW die größte Häufigkeit und herrschen somit bei weitem vor. Dementsprechend ist eine Strömung und Geschiebewegung von W nach O vorhanden. Die russische Küste des Schwarzen Meeres gehört hiernach zu den Küsten mit vorwiegender Sinkstofführung.

Unter der Wirkung dieser Kräfte haben die meisten Buchten an der Ostküste dieses geschlossenen Meeres trotz des im allgemeinen nordsüdlich verlaufenden Küstenstriches eine annähernde W-O-Richtung eingenommen. Die Uferabbrüche in den Buchten sind dadurch entstanden, daß die vorhandenen natürlichen Vorsprünge des Ufers an der dem Winde zugekehrten Seite der Buchten die natürliche Sandzufuhr gestört haben (z. B.: Die Bucht von Sukhum an der kaukasischen Küstenstrecke). Es gibt aber auch Fälle, wo die zum Schutze der Hafenbecken in der Mitte der Buchten gegen Versandung angelegten künstlichen Einbauten, wie Damme und Molen, auf ihrer Leeseite einen starken Rückgang der Uferlinie verursacht haben. Wie das Beispiel der Bucht von Gagry an der Kaukasusküste, etwa 50 km nördlich von Sukhum, zeigt, hat hier der Uferverlust im Osten der Mole bisher im Jahresdurchschnitt 1 m, an einer anderen Stelle der Bucht sogar 2 m betragen. Im Küstengebiet von Batum, das in der Nähe der türkischen Grenze liegt, war bereits in den Jahren 1885 bis 1890 ein 70 m langer Hafendamm aus Bruchsteinstücken mit Betonblöcken zum Schutze des in der Mitte der Bucht von Batum gelegenen Hafens gebaut worden (Abb. 31). Im Westen des Dammes auf der Seite, von der die Sandwanderung herkommt, hatte die Strandbreite so schnell zugenommen, daß 40 Jahre später der Kopf des Dammes völlig eingesandet war und der Damm um 100 m verlängert werden mußte. Dieser Landzuwachs bedeutete einen Gewinn von 4 m im Jahresdurchschnitt. Gleichzeitig war aber auf der Ostseite ein sehr starker Abtrag der Küstenlinie von durchschnittlich 5 m im Jahre entstanden, so daß der hier stehende Leuchtturm in die Gefahr kam, unterspült zu werden.

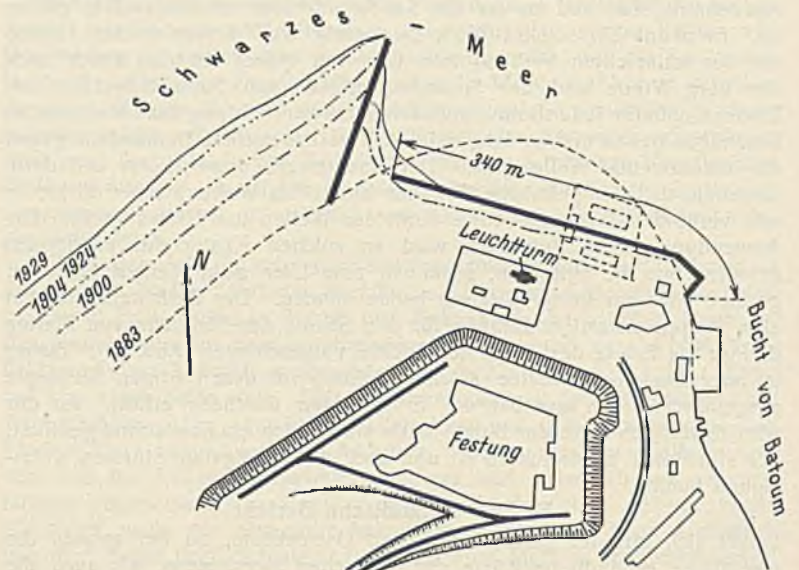


Abb. 31. Uferschutzanlage bei Batum. 1: 7500.

Der Schutz der gefährdeten Uferstrecken ist überall durch Längswerke bewirkt worden, die durchweg beträchtliche Längen erhielten, z. B. die beiden Werke in Sukhum Längen von je 600 und 700 m, in Batum von 340 m, in Gagry von 320 m.

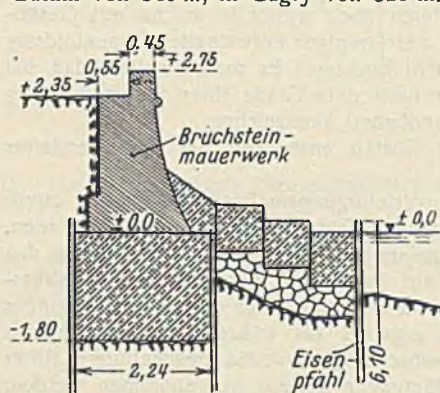


Abb. 32. Uferschutzmauer bei Sukhum.
etwa 1: 135.

Für diese Längswerke sind verschiedene Bauarten auch innerhalb der einzelnen Buchten selbst angewendet worden.

In der Bucht von Sukhum besteht der Uferschutz aus einer auf Betonunterlage gegründeten Mauer mit nahezu senkrechter Vorderfläche. Durch Unterspülung des Fußes drohte ernstlich ihr Einsturz. Deshalb erhielt das Werk eine kräftige Fußsicherung aus drei Reihen schwerer Betonwürfel, die gegeneinander abgetreppelt verlegt wurden und nach der See zu von einer Wand eiserner Pfähle gehalten werden (Abb. 32). Das Vorkommen des Bohrwurmes verhinderte die Verwendung von Holzpfählen. Eine andere Stelle dieser Bucht sowie die gefährdete Uferstrecke in der Bucht von Gagry ist durch ein schräges Deckwerk mit einer Böschung von 1:3 geschützt worden, das sich aus drei Teilen zusammensetzt (Abb. 33). Den Kern des Werkes bilden schwere Bruchsteine, die mit einer Lage von Findlingen abgedeckt sind. Der Fuß hat die eigenartige Sicherung durch etwa 3 m breite Eichenholzkasten erhalten, die mit schweren Steinen ausgefüllt sind. Außerdem wurden alle 30 m vor dieser längslaufenden Sicherung des Deckwerkfußes Eichenholzkasten von 8 bis

9 m Länge in derselben Bauart und mit der gleichen Steinfüllung wie die Längskasten aufgestellt. Jeder dieser Teile hat seine besondere Aufgabe. Der schräge Steindamm soll die Böschung des Ufers vor Abbruch durch Wellenangriffe schützen. Das Längswerk aus Steinkasten bewahrt die Steinböschung vor Unregelmäßigkeiten infolge einer Unterspülung ihres Fußes. Die Querdämme sollen den Geschlebestrom der Küste aufhalten und den Landzuwachs fördern. An anderen weniger unter Abbruch leidenden Stellen der Bucht von Gagry wurden leichtere Verteidigungswerke gebaut. An die Stelle der Längskasten trat eine Reihe von schweren Findlingen. Die Querrippen sind aus Steinschüttung gebildet worden.

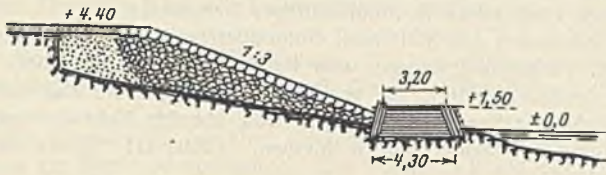


Abb. 33. Uferschutzwerk bei Gagry. etwa 1:417.

Bei diesen Arten des Uferschutzes handelt es sich somit um die Vereinigung eines Längswerkes mit kurzen Bühnen. Nach dem Berichte hat sich diese Art bereits im Verlaufe der ersten fünf Monate ihres Bestehens als außerordentlich zweckmäßig erwiesen.

Über Dünenbau wird in dem Berichte nichts gesagt.

H. Der nordamerikanische Bericht

beginnt mit dem Leitspruch: „Die Kunst des Küstenschutzes ist noch nicht auf der Höhe“ und fügt hinzu, es sei niemandem gelungen, mit vollem Erfolge die wirkliche Ursache festzustellen und anzugeben, welche Mittel anzuwenden sind, um eine bestimmte Küstenlinie gegen die Kräfte der See zu schützen oder den Sand zu verhindern, in einer oder der anderen Richtung zu treiben.

Seit die Seeküsten mittels Kraftwagen leicht zu erreichen sind, ist die Küstenschutzfrage in den Vereinigten Staaten stark in den Vordergrund getreten und hat Anlaß zur Gründung des amerikanischen Küsten- und Strandschutzverbandes gegeben. Als dessen Vorsitzender entwickelt der Berichtersteller die in Amerika herrschende Ansicht über diesen Gegenstand folgendermaßen:

Auf der Seite der angreifenden Kräfte kann der Wind wegen seiner sehr geringen Wirkung bei der gesamten Sandbewegung unbeachtet bleiben. Die Art des Angriffes auf eine Küste rührt hauptsächlich von der Bewegung des Wassers her, die zweierlei Art sein kann, Bewegung in Strömungen und Bewegung in Wellen.

Untersuchungen längs der Küste des Atlantischen Ozeans der USA. zeigen, daß Strömungen eine geringe Rolle bei der Veränderung der Ufer spielen, ausgenommen in der Nähe der Ausmündungen von Flüssen. Wichtiger ist die Bewegung des Wassers in Wellen. Die Geschwindigkeit der Wasserteilchen in einer größeren Welle ist nicht genügend stark, um Sand zu bewegen. Bei einer Welle von gegebener Größe steht diese Kraft, Sand längs dem Boden zu bewegen, im umgekehrten Verhältnis zur Tiefe. Der Bericht nennt den Bezirk zwischen Strand und der äußersten Linie der Brandung: die wirksame Wellenkraft.

Die Welle ist ein Ergebnis des Wetters. Dieses ermöglicht daher, rohe Angaben über die Art des Wellenangriffes für eine erhebliche Zeitspanne im voraus zu machen. An der Küste von New Jersey ist gefunden worden, daß jede der verschiedenen Wetterarten ihre besondere Art Wellenangriffe hat. In Zeiten ruhigen Wetters sind die einzigen größten Wellen, die den Strand erreichen, die Grunddünen. Diese langen, niedrigen und regelmäßigen Wellen kommen gewöhnlich im rechten Winkel zum Strande heran und haben allgemein die Neigung, Sinkstoffe vom Grunde an die Küste zu führen und so den Strand aufzubauen. Die von örtlichen Winden erzeugten Wellen haben entweder dieselbe senkrechte Richtung zum Strande oder treffen schräg auf. Im ersten Falle gleicht ihre Wirkung nicht ganz der der Grunddünen, da sie viel kürzer im Verhältnis zu ihrer Höhe sind als diese. Infolgedessen findet auch ihre Wirkung auf den Grund in mäßigen Tiefen und nur in geringem Maße statt. Sie haben nicht das gleiche Bestreben, Stoffe landwärts zu führen, zumal sie schneller aufeinander folgen. Der sie erzeugende Wind drückt das Wasser gegen das Land. Es entsteht eine Grundströmung, die den losgerissenen Sand seawärts führt. Solche Verhältnisse bringen im ganzen eine geringe Auswaschung des Strandes hervor. Der Verlust ist jedoch nur ein zeitweiliger. Der fortgerissene Sand wird dort abgelagert, wo die Geschwindigkeit der Grundströmung nachläßt, und kehrt dann später, wenn die richtige Art des Wetters eintritt, wieder zum Strande zurück. Wenn die Wellen in schräger Richtung auf den Strand auftreffen, sind die Verhältnisse erheblich ungünstiger. Diese Art Wellen wirkt wie ein Messer und schneidet wie Sensen. Außerdem erzeugen diese Wellen eine Strömung, die leewärts längs des Ufers verläuft und schwer mit schwebendem Sand beladen ist. Es besteht die Wahrscheinlichkeit, daß der aufgewühlte Sand fortgeführt oder die Möglichkeit, daß er ersetzt

wird. Solche Wellen werden an der Küste von New Jersey als die schlechtesten betrachtet, die auf den Strand auftreffen. Vom Lande her wehende Winde dagegen begünstigen die Heranbeförderung von Sinkstoffen an die Küste. Es ist ein feststehender Satz an der Küste von New Jersey, daß ein Westwind (d. i. Landwind) den Strand „aufbläst“.

Die Form und die Zusammensetzung der Teile, aus dem das Ufer besteht, sind von großer Bedeutung. Grober Sand wird weniger leicht bewegt als feiner. Manche das Ufer bildende Stoffe enthalten eine Art Bindemittel, das eine feste Oberfläche erzeugt. Diese Eigentümlichkeit besteht z. B. bei dem breiten Strande von Dayton in Florida, der durch die hier stattfindenden Schnellheitsfahrten von Kraftwagen berühmt ist. Die Wellen haben auf ein derartiges Ufer weniger Wirkung als auf ein aus lockerem Sande bestehendes. Sanddünen sind ebenfalls sehr wichtig. Ihr Vorrat von Sand trägt häufig dazu bei, Verluste durch Abspülungen zu ersetzen. Längs des Atlantischen Ozeans herrscht, wie der Bericht besonders betont, überall die bedauerliche Neigung, im Anfang jeder Entwicklung die Sanddünen abzutragen und somit den natürlichen Uferschutz zu schädigen.

Mangels der Kenntnisse von der Art und Wirkung der den Strand verändernden Kräfte hat sich das Verfahren der amerikanischen Ingenieure, die Ufer gegen Umbildung zu schützen, empirisch zögernd entwickelt. Innerhalb der letzten Jahre hat aber die schnell zunehmende soziale und wirtschaftliche Bedeutung der Küste deutliche Fortschritte in der Frage des Küstenschutzes gebracht.

Das in USA. heute übliche Verfahren bei der Verteidigung der Küsten besteht entweder in der Verwendung von Bühnen oder Längswerken oder in der Verbindung beider Arten. Der Bericht hält die Verbindung beider Mittel für unzweifelhaft besser.

Vor stark abfallenden Ufern sind meist Bühnen bevorzugt worden, im ganzen mit gutem Erfolge. Diese wurden bis über die NW-Linie gestreckt, da sie dann noch keine übermäßige Wassertiefe erreichen. Vor Stellen, die unter der zerstörenden Wirkung selten auftretender Stürme stehen, sind Längswerke angelegt worden, wie z. B. längs der Küste von Harrison County im Staate Mississippi. Hier hat das Längswerk eine Ausdehnung von 26 Meilen und die Form von Stufen aus Zement. Auch dort, wo wertvoller Besitz vor weiteren Angriffen des Ozeans geschützt werden sollte, sind Längswerke zur Anwendung gekommen. Im nördlichen Teil der Küste von New Jersey schützt ein Längswerk aus massiven Bruchsteinen die Gleise und Wege einer Eisenbahngesellschaft.

Der Bericht schlägt vor, Bühnen dort vorzuziehen, wo erhebliche Mengen von Sand längs der Küste wandern. Längswerke sind dann im allgemeinen zu verwerfen, weil sie den vor ihnen liegenden Strand nicht schützen, sondern im Gegenteil die Auswaschungen beschleunigen. Bühnen haben, im richtigen Abstände angelegt, den Vorteil, dem Strande einen erheblichen Schutz gegen schräg auftreffende Wellen zu bieten und den vorüberfließenden Sand aufzutangen. Nach der besten praktischen Erfahrung gilt allgemein als Regel, daß der Abstand zwischen ihnen nicht erheblich größer sein sollte als ihre Länge.

An der atlantischen Küste ist im allgemeinen die Bühne ein langes, niedriges Bauwerk, das sich nicht mehr als 1 bis 2 Fuß, d. i. im Mittel 0,5 m, über den HW-Spiegel erhebt. Nur die Wurzel muß so hoch gelegt werden, daß sie von den Angriffen der Welle nicht mehr erreicht wird.

Die Bühnen sollen sanddicht sein und demnach aus hölzernen, stählernen oder Betonspundwänden bestehen, die tief im Boden stecken. Häufig werden große Steine um das Werk, vor allem um das äußere Ende, den Kopf, gelegt.

Für den Bau von Längswerken gilt als sehr wichtig, daß der Unterbau sanddicht ist. Er muß so tief liegen, daß die Mauer nicht unterwaschen werden kann. Die Vorderseite der Mauer soll so geformt sein, daß nicht die gesamte Kraft der Welle an einem Punkte ausgeübt wird, besonders nicht am Fuße des Werkes. Das kann durch die Herstellung der Mauer in Stufenform oder mit parabolischer Vorderfläche, an deren Fuße sich dann die natürliche Uferlinie anschließt, erreicht werden.

II.

Aus diesen acht Berichten in Abschnitt I hat der bekannte italienische Wasserbauingenieur Professor Coen Cagli von der Technischen Hochschule Rom als der von dem Kongresse bestimmte Generalberichtersteller die „Schlußfolgerungen“ gezogen und daraus einheitliche Grundregeln als Vorschlag für die wirksamste Verteidigung der Küsten gegen das Meer abgeleitet. Dieser beachtenswerte Generalbericht ist von dem Internationalen Schiffahrtskongresse uneingeschränkt angenommen worden und stellt das Ergebnis der Beratungen über die in Rede stehende Küstenschutzfrage dar. Damit haben die daran beteiligten Wasserbauingenieure aus aller Welt einmütig kundgetan, daß diese Leitsätze und die darin angegebenen Abwehrmittel nach dem gegenwärtigen Stande der Wasserbautechnik an der See sowie nach den langjährigen und vielseitigen Erfahrungen in den wichtigsten Küstenländern den allgemeinen Ansichten auf diesem Gebiete entsprechen. Mit besonderer Genugtuung sei festgestellt, daß die in dem deutschen Berichte dargelegte Auffassung voll-

ständig in die von dem Kongresse gebilligten Richtlinien übernommen worden ist. Aus den anderen Berichten haben nur vereinzelt Gedanken-gänge und Vorschläge Verwendung gefunden.

In der folgenden Zusammenstellung sollen in knapper Form die hauptsächlichsten Punkte aus diesen Schlußfolgerungen unter Beibehaltung ihrer Gliederung herausgehoben werden. Damit werden zugleich die Einzelheiten, die im deutschen Berichte enthalten sind, wiedergegeben. Auf Abweichungen davon wird besonders hingewiesen. Ebenso werden notwendig erscheinende Ergänzungen hinzugefügt.

Schlußfolgerungen des Kongresses.

I. Untersuchung der Verteidigungsarbeiten.

Vor jedem Entwurf ist eine eingehende Erforschung der Örtlichkeit und aller Umstände, die an der Küstenbildung mitwirken, vorzunehmen.

II. Verteidigung der Küsten.

A. Steilküsten.

1. Es gibt keine allgemein anwendbare Möglichkeit, hohe Steilküsten, die gleichzeitig den Angriffen des Meeres und der Witterung unterliegen, erfolgreich zu verteidigen und ihre Abbröckelung aufzuhalten oder nur zu verzögern.

Diese Ansicht besteht in Frankreich für die Kalksteinküsten am Ärmelkanal.

2. Die Bildung eines natürlichen Schutzes durch einen Wall von Steinen und Geröll am Fuße wirkt günstig (nach dem estländischen Berichte).

3. Der Schutz niedriger Steilküsten ist erreichbar durch Längswerke dicht am Fuße des Ufers in Form von zusammenhängenden Verkleidungsmauern, Dämmen aus natürlichen Steinen oder künstlichen Blöcken oder freistehenden Wellenbrechern, die unter Beachtung der natürlichen Böschung des Ufers in einem genügenden Abstände vom Fuße zu errichten sind.

B. Flachküsten.

a) Strand mit Geröll. (Strandbreite gering).

1. Der Schutz muß gleichzeitig durch Querwerke (Buhnen) und durch Längswerke im höher gelegenen Teile des Strandes stattfinden, wenn das Geröll sich dauernd in einer bestimmten Richtung verschiebt. Beim Fehlen einer solchen Geröllwanderung genügen Längswerke allein.

2. Buhnen sind im allgemeinen senkrecht zum Längswerk anzulegen. Je steiler das Gefälle des Geröllstreifens ist, desto kürzere Längen sind möglich. Im allgemeinen reichen 40 bis 50 m aus.

3. Der Abstand der Buhnen kann um so größer sein, je bedeutender die Sinkstoffführung und je schwächer die Einbuchtung des Streifens ist. Genaue Regeln lassen sich im voraus nicht feststellen. Es ist angängig, mit einem größeren Abstände, etwa dem $1\frac{1}{2}$ - bis 2fachen der Buhnenlänge, zu beginnen und dann nach den Bedürfnissen Zwischenbuhnen einzufügen.

4. Die Höhe der Buhnen über der Strandfläche ist so gering als möglich zu halten, im hohen Teile des Strandes keineswegs höher als 0,5 bis 1 m über GHW im Tidegebiete.

5. Längswerke in Form einfacher Verkleidung des Ufers sind dort am Platze, wo das Ufer festeren Bestand hat, andernfalls freistehende, in sich standsichere Werke. Die Vorderfläche der Verkleidung ist immer besser schräg als senkrecht zu wählen.

Diese Gesichtspunkte unter 1 bis 5 sind den Berichten aus Frankreich und Estland entnommen, da diese Länder Erfahrungen mit Geröllküsten haben.

b) Strand aus Sand.

1. Küsten mit vorwiegender Sinkstoffführung.

Nach dem deutschen Berichte:

- α) wenn ständig ausreichende Sandzufuhr vorhanden und Strand genügend breit ist: nur Dünenbau,
- β) wenn Strand schmal und verbreiterungsbedürftig ist, um mehr Stoff für den Aufbau der Düne zu gewinnen: Buhnen mit anschließendem Dünenbau,
- γ) wenn durch Buhnen die Sandzufuhr für die Erhaltung der Dünen nicht gefördert werden kann, und die Düne bereits unter Abbruch steht: Längswerke in Verbindung mit Buhnen.

Diese drei Fälle treffen hauptsächlich auf die deutsche Ostseeküste und auf die im Osten sich anschließende gleichartige litauische und lettländische Strecke zu. Sie sind aber auch auf die belgische Nordseeküste und auf die sandigen Strecken der französischen Kanalküste sowie auf Teile der spanischen Mittelmeerküste, auf die sandigen Gebiete an der italienischen Küste und auf die Ostküste des Schwarzen Meeres anzuwenden.

2. Küsten mit vorwiegender Strömung, die nur geringe oder überhaupt keine Sinkstoffe mit sich führt.

Nach dem Generalberichte:

- α) Buhnen als Mittel, die Strömung vom Ufer abzuhalten,
- β) nötigenfalls noch Längswerke.

Dieser Fall ist in Ziffer 3 enthalten. Er brauchte somit nicht besonders herausgehoben zu werden.

3. Küsten ohne vorwiegende Sinkstoffführung, an denen lediglich die Wirkung der Wellen auftritt.

Nach dem deutschen Berichte:

- α) wenn breiter Strand vorhanden und Voraussetzung für Dünenbau gegeben: nur Dünenbau,
- β) Buhnen als Mittel zum Auffangen von Sand zwecklos, nur zum Abhalten von schädlichen Strömungen brauchbar,
- γ) außerdem, wenn besonderer Schutz der Düne notwendig wird, noch Langswerke in Form schräger Deckwerke,
- δ) vor höheren und Steilufern, wenn überhaupt kein Strand vorhanden ist: Verkleidungsmauern oder freistehende Wellenbrecher.

Die letzteren gelten am vorteilhaftesten, weil sie das hohe Ufer jedem Stoße der See entziehen, und weil etwaige Abbröckelungen des Ufers hinter der Mauer liegen bleiben. (Beispiel: Schutz der Insel Helgoland.)

III. Anordnung der Werke.

A. Buhnen.

1. Im allgemeinen sind sie senkrecht zum Ufer zu legen und geradlinig an das Längswerk — natürliches (Vordüne) oder künstliches — anzuschließen.

Über diesen Punkt besteht nach den Berichten völlige Übereinstimmung.

2. Die vorgeschlagenen besonderen Formen in gebrochener Linie (Italien) sowie in Pfeil- oder Kreuzform (im deutschen Bericht erwähnt) haben noch nicht die Bestätigung der Bewährung erhalten.

Dieser Ansicht muß zugestimmt werden. Bei der Buhnengruppe zum Schutze der Westküste der kleinen Insel Trischen auf der nördlichen Seite der Elbmündung wurden versuchsweise sechs Buhnen mit Kreuzen in Höhe der GHW-Linie versehen. Die Kreuze haben völlig versagt und starke Auskolkungen des Strandes hervorgerufen (Abb. 34).

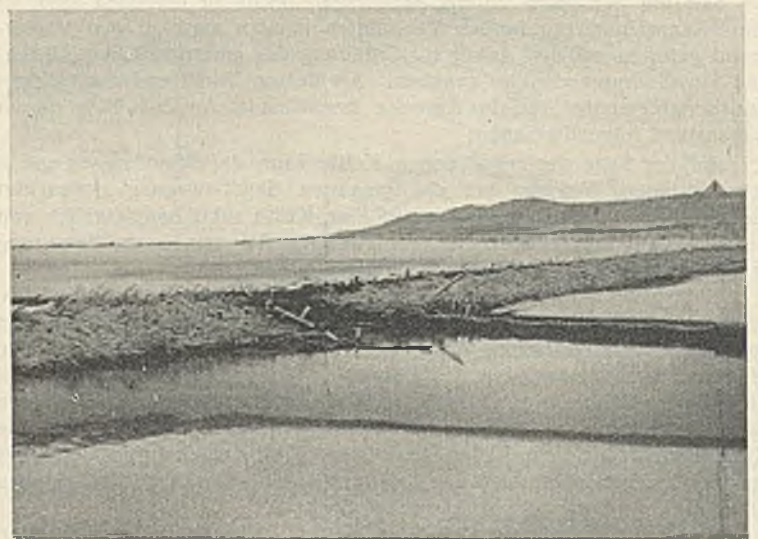


Abb. 34. Undurchlässige Spundwanubühne mit Kreuz auf der Insel Trischen (Elbmündung).

3. Grundsätzlich ist zwischen Buhnen, die Sand fangen, und solchen, die Strömungen vom Ufer abhalten sollen, zu unterscheiden. Im ersteren Falle müssen die Werke durchlässig, im anderen dicht sein, wie im deutschen Berichte ausgeführt worden ist.

4. Länge der Sandfangbuhnen.

- α) An Küsten ohne größeren Wasserstandswechsel wie in der Ostsee bis zur 2- oder 3-m-Tiefenlinie, nach dem deutschen Berichte: bis zur 2-m-Linie; Hinausführen bis zur Cornaglia-Linie, wie im estländischen Berichte (Abschnitt I F) vorgeschlagen ist, würde zu kostspielige Bauwerke nötig machen und kommt nur für Hafencanäle in Frage, um die die Versandung von Hafenbecken zu verhindern.
- β) Im Tidegebiete bis zur NW-Linie.

5. α) Abstand der Sandfangbuhnen je nach den Umständen zwischen dem einfachen und dem $1\frac{1}{2}$ fachen ihrer Länge, wie in Frankreich vertreten wird.

Nach der deutschen Auffassung, die mit der belgischen und nordamerikanischen übereinstimmt, ist das Verhältnis: Abstand = Länge im allgemeinen am vorteilhaftesten.

- β) Abstand der gegen zerstörende Strömungen bestimmten Buhnen muß um so kleiner sein, je stärker die Strömung ist und je mehr sie längs dem Ufer liegt.

Nach der deutschen Auffassung: Abstand zur Länge wie $\frac{3}{4}$ zu 1 vor starken, wie $1\frac{1}{2}$ zu 1 vor schwachen Strömungen angemessen.

6. Der Rücken des auf dem trockenen Strande stehenden Teils ist der Höhe und der Neigung des erreichbaren Strandes anzupassen.

Der seeseitige Teil soll waagrecht in Höhe von etwa 0,50 m über Wasserspiegel bei Meeren ohne Ebbe und Flut wie an der Ostseeküste liegen — wie im deutschen Berichte angegeben —.

7. Die mittlere Höhe des Bühnenkörpers über dem Strande im Tidegebiete soll 1 m bis höchstens 1,50 m nicht überschreiten, wie nach den Erfahrungen in Belgien und Frankreich vorgeschlagen wird. Für das deutsche Tidegebiet gilt neuerdings der Grundsatz, die Bühnen so tief wie möglich zu legen, d. h. so tief, daß auch bei erwarteter größter dauernder Strandabnahme die Bühnenwurzel möglichst noch vom Sande bedeckt bleibt. Dementsprechend wird die Wurzel auf + 0,50 MNW und der Kopf auf + 0,50 MNW gelegt. Hieraus ergibt sich ein gleichmäßiges Längsgefälle und damit auch die Höhe der Bühnen über dem Strande.

8. Der Kopfstrecke ist eine stärkere Neigung zu geben, um Auskolkungen am Kopfe zu vermeiden. Der vorderste Punkt der Bühne soll in Meeren ohne Tidewechsel 0,50 unter MW, im Tidegebiet 0,50 m unter MNW liegen.

Nach der deutschen Auffassung genügt die Senkung bis auf MNW, wie es bei den Bühnen an den ostfriesischen Inseln geschieht. Außerdem wird der Kopf zur Sicherung gegen Umströmung durch Sinkstücke umbettet.

9. Sandfangbühnen sind nur in Gruppen wirksam. Eine bestimmte Streichlinie ist einzuhalten. —

Aus dem deutschen Bericht entnommen. —

10. Beginn des Baues am leeseitigen Ende gegen die Richtung der Sandwanderung, wie im deutschen und auch im russischen Bericht vorgeschlagen ist.

11. Ausbildung der leeseitigen Enden von Bühnengruppen, wie im deutschen Bericht für das Ostseegebiet angegeben: Allmähliche Verkürzung der Bühnen in Richtung der Sandwanderung ist der stufenweisen Senkung ihrer Höhe bei gleichbleibenden Längen vorzuziehen.

Hierüber folgt im Abschnitt III noch Näheres.

B. Längswerke.

Bei der Linienführung sind schroffe Richtungswechsel, plötzliche Vor- und Rücksprünge sowie Veränderungen im Querschnitt zu vermeiden. Diese im deutschen Bericht aufgestellte Regel wird durch die Erfahrungen an der belgischen Küste bestätigt.

IV. Bauart der Werke.

Es ist Rücksicht zu nehmen einerseits auf die Gewalt der Kräfte, denen die Werke ausgesetzt werden sollen, und andererseits auf die Art der Baustoffe, die am leichtesten verfügbar ist.

Die Verwendung von Faschinen ist wegen ihres zu schnellen Verschleißes möglichst zu vermeiden. An der deutschen Nordseeküste, z. B. auf Borkum und auf Sylt, ist die Verwendung von Buschfaschinen über NW, wo sie dem freien Luft- und Wasserwechsel ausgesetzt sein würden, ganz aufgegeben worden.

A. Bühnen.

1. Für die Wahl des Querschnittes gilt der Grundsatz, daß der Angriff von Strömungen und Wellen nur allmählich vernichtet werden muß.

Hiernach sind die in Belgien und Frankreich entworfenen gewölbten oder dachförmigen Querschnitte, deren Fuß beiderseits gegen Unterspülung geschützt wird, recht empfehlenswert (Abb. 5, 7, 9 u. 15), nicht dagegen die in Frankreich ausgeführte Art von Bühnen mit Holzverkleidung, da sie wie eine Stützmauer wirkt. Auch der Querschnitt (Abb. 13) ist durchaus ungünstig. Die übermäßige Höhe gefährdet die Standsicherheit des Werkes.

2. α Bühnen, die ufernahe Strömungen abdrängen sollen, müssen dicht sein (Ziffer III, A, 3).

Auf Borkum ist als neueste Bauart für die Bühnen eine geschlossene Kastenbühne aus zwei Reihen von doppelt verholzten Spundwänden zur Ausführung gekommen (Abb. 35). Alle 10 m sind Querwände geschlagen. Die so erhaltenen Felder sollen eine größere Quersteifigkeit der Bühnen erzielen. Der Kasten wird mit Sand ausgefüllt und dieser oben mit Mauerwerk abgedeckt. Voraussetzung für den Bestand der Bühne ist die unbedingte Dichtigkeit der Spundwand. Diese ist dadurch gewährleistet, daß innen über die Fugen Bretter genagelt werden. Bei zwei Bühnen sind an Stelle der hölzernen Spundwände dicht schließende Larsseneisen Pr. I genommen worden (Abb. 36).

Die Kastenbühne ist im Bereich starker Strömungen 5 m breit, vor schwächeren Strömungen nur 4 m. Im Grenzbereich der Strömungen wurde auf Borkum der Ver-

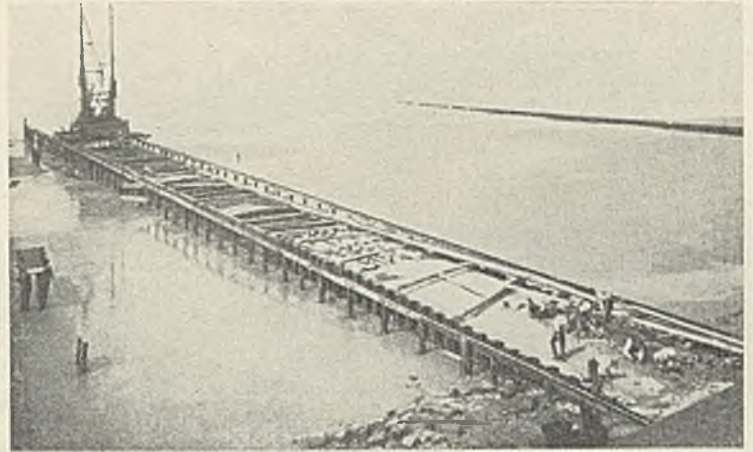


Abb. 36. Kastenbühne mit Larssen-Spundwänden auf Borkum.

such mit einer einfachen eisernen doppelt verholzten Spundwand an- gestellt. Vor dem Kopfe hat diese Bühne zur Sicherung gegen örtliche Auskolkungen eine breite Sinkstückvorlage erhalten.

Die bisherigen Erfahrungen mit diesen Kasten- und Spundwandbühnen sind recht gut.

Ähnliche einwandige, dichte Bühnen aus eisernen Spundwänden und aus Eisenbetonpfählen sind auch auf Sylt verwendet worden. Die Westküste der Insel hat genau N-S-Richtung. Die vorherrschenden Winde und Wellen aus W stehen somit genau senkrecht auf die Küste. Eine dauernde Sandwanderung längs der Küste in irgendeiner Richtung besteht nicht. Die Tideströmung ist hierfür ohne Bedeutung. Bei diesem Zustande haben die Bühnen daher nur den Zweck, die von den Wellen in nahezu gleichbleibender Weise jeweils strandauf- und strandabwärts bewegten Sinkstoffe innerhalb der einzelnen Felder festzuhalten. Diese Aufgabe erfüllen sie durchaus.



Abb. 37. Umgeänderte Spundwandbühne auf der Insel Trischen.

Weit weniger gut sind die Erfahrungen mit eisernen Spundwandbühnen auf der Insel Trischen in der Elbemündung gegenüber Cuxhaven gewesen. An der Westküste dieser Insel läuft eine leichte sandführende Küstenströmung von NW nach SO. Hier müssen die Bühnen sowohl die Strömung abhalten als auch Sand auffangen. Die Bühnenwände standen erst beinahe 1 m über dem Strande, im Vertrauen darauf, daß dieser sich entsprechend erhöhen würde. Bald stellten sich tiefe Auskolkungen längs der Wände und an ihren seeseitigen Enden ein. Deshalb wurde die Höhe der Wände über dem Strande bis auf 0,40 m verringert. Außerdem sind

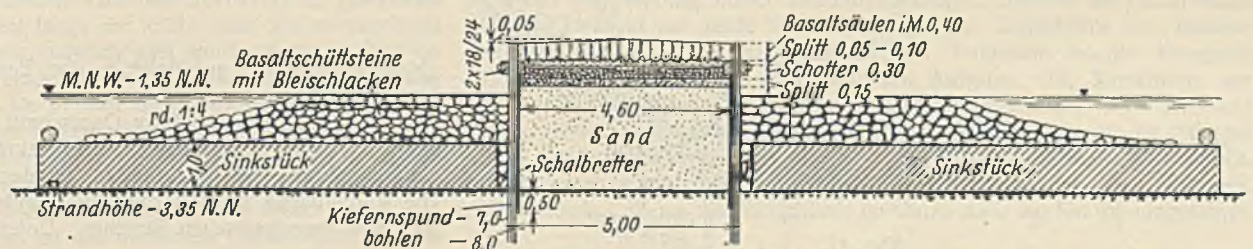


Abb. 35. Neueste Kastenbühne auf Borkum. etwa 1:165.

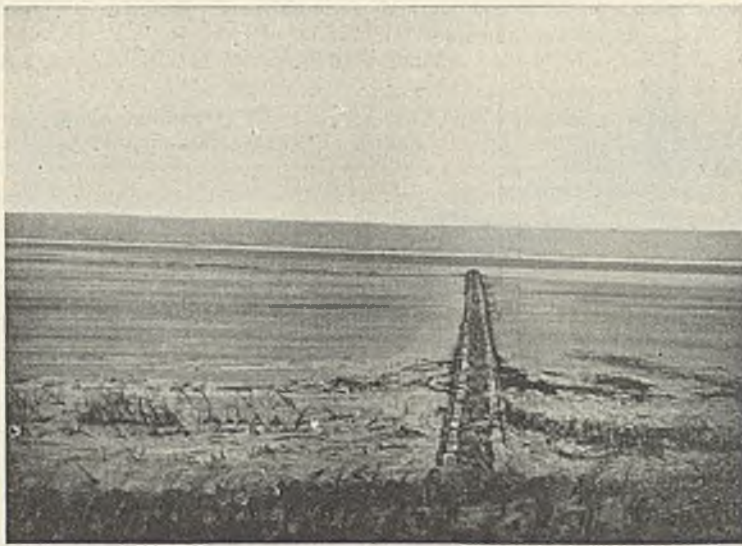


Abb. 38. Durchlässige Buhne auf der Insel Trischen.

belderseits der Wände steinbeschwerte Faschinenmatratzen verlegt worden, so daß ein dachförmiger Querschnitt entstanden ist. Die Wirkung dieser so verbesserten Werke war überraschend gut (Abb. 37). Zum Vergleich ist eine weitere Buhne nach dem in der Ostsee üblichen Muster hinzugefügt worden (Abb. 38). Ihr Verhalten war von vornherein viel günstiger als das der anderen Buhnen und bestätigt somit wiederum, daß an Küsten mit sinkstoffführender Strömung die sanddurchlässigen Buhnen den allein geeigneten Schutz bilden.

β) Buhnen, die dagegen zum Sandauffangen bestimmt sind, müssen durchlässig sein (Ziffer III, A, 3).

Im Falle der Verwendung von Holzbuhnen empfiehlt der Generalbericht die nicht verschalten besonders. Hierzu gehören die Buhnen an der belgischen (Abb. 7 u. 9) und an der französischen (Abb. 15) Kanalküste sowie auch die deutsche doppelreihige mit Faschinen- und Steinbeschwerung ausgefüllte Ostseebuhne (Abb. 39).

Das belgische und das französische Muster kann an der Ostseeküste nicht zur Anwendung kommen, weil seine Herstellung nur im Trockenem möglich ist. Im Tidegebiet geschieht die Ausführung bei NW. Im übrigen hat sich die deutsche Ostseebuhne allenthalben gut bewährt. Es sind zwar auch Versuche mit Buhnen aus dichten eisernen Spundwänden angestellt worden. Dort, wo diese Art als Einzelwerk zwischen den anderen, sanddurchlässigen Buhnen liegt, hat sie nicht nachteilig gewirkt. Dennoch ist aber abzuraten, solche dichten Spundwand-

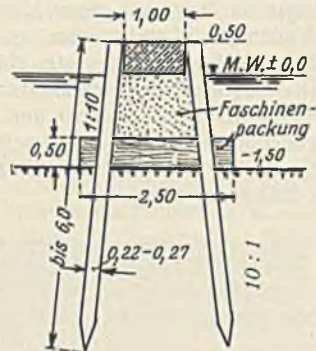


Abb. 39. Neuere Ostseebuhne an der ostpommerschen Küste.
1:125.

buhnen in größerer Zahl nebeneinander oder in ganzen Gruppen an Küsten mit vorwiegender Sinkstoffführung anzulegen.

3. Buhnen mit einem Sandkern, der von Mauerwerk verkleidet ist, sind nur an einem Strande mit gefestigten Verhältnissen anwendbar. Derartige Werke wurden an der Küste von Blankenberghe und von Heyst als Ersatz für die einfachen Anlagen aus Faschinen ausgeführt (vgl. Abschnitt I, B).

Für die deutsche Nordseeküste sind sie nicht geeignet.

4. Die Wurzel der Buhnen muß gründlich in dem Längswerk verankert sein.

Wo ein solches nicht vorhanden ist, muß die Buhne nach der deutschen Auffassung in das hohe Land, gegebenenfalls in die Vordüne, einbinden. B. Längswerke.

Hierfür kommt die Form von Verkleidungsmauern oder Deckwerken sowie von Seedeichen und Wellenbrechern in Betracht.

In Deutschland überwiegt die Ansicht, zum Schutze der Vordüne und des höheren Ufers geneigte Deckwerke zu bevorzugen, da sie auch billiger sind als Mauern.

1. Die Vorderfläche der Mauern soll besser in Parabelform (Abb. 16) anstatt nach einem Kreisbogen gekrümmt sein. Deckwerke müssen eine Form haben, die möglichst den größten Teil von der lebendigen Kraft der auflaufenden Wellen aufzehrt.

Die Querschnitte in S-Form sind in dieser Hinsicht besonders zu empfehlen. Die Kronenhöhe der Werke ist soweit als möglich zu beschränken und oben durch ein breites Sims auszugleichen. Simse mit Vorsprüngen sind zu vermeiden.

Diese Leitsätze entsprechen der im deutschen Berichte vertretenen Ansicht.

Die Höhenlage der Werke ist in der Hauptsache abhängig von dem höchsten Sturmflutwasserstande. An der deutschen Nordseeküste steigen diese Wasserstände bis auf 3,50 m über MHW, an der Ostseeküste bis etwa 2,50 m über GMW. Die Werke müssen aber auch die Spritzseen der Brandung und die hoch über Sturmfluthöhe auflaufenden Wellen unschädlich machen. Zu dem Zwecke ist die Befestigung des anschließenden Ufergeländes hinter der Krone des Werkes nötig. Dabei kommt der Breite dieser Berme weit mehr Bedeutung zu als der Höhenlage des eigentlichen Werkes. Beide stehen in einer gewissen Abhängigkeit zu einander und auch zu der Form der Vorderfläche des Werkes. Aus wirtschaftlichen Gründen ist es richtiger, breite Bermen zu wählen, als ein zu hohes Werk zu errichten. Nach diesem Grundsatz sind bereits vor 1914 Werke mit gekrümmter Vorderfläche und oben anschließender Berme auf Borkum, Norderney und Wangeroog hergestellt und in vielen Sturmfluten erprobt worden. Diese als „Borkumer Querschnitt“ bekannte Form (Abb. 40) hat dann auch an der Ostseeküste als Vorbild für den Bau der neueren Schutzmauer vor dem Streckelsberge westlich von Swinemünde nach der schweren Sturmflut Sylvester 1913/14 gedient¹⁾. Ebenso wurden damals die bei derselben Sturmflut unversehrt gebliebenen schrägen Deckwerke sinngemäß derart verbessert, daß sie eine obere breite Berme erhielten (Abb. 41). Jedoch zeigte sich später bei dem Borkumer Querschnitte selbst, daß sein oberer Teil doch noch zu steil gegen die höchsten Sturmfluten ist. Auch die 3,30 m breite Berme erwies sich an den der schwersten Brandung ausgesetzten Strecken trotz der Kronenhöhe des Werkes von 1 m über HHW als nicht ausreichend. Sie wurde an ihrem oberen rückwärtigen Ende mehrfach hinter- und umspült. Daraufhin ist hier eine kleine Abschlußmauer stell bis auf 4 m über HHW angesetzt worden. Aber auch diese Maßnahme war ohne Erfolg. Es wurde erkannt, daß anstatt dieser Erhöhung eine Verbreiterung der Berme wirkungsvoller sein würde, und darauf an anderen Stellen auf Borkum Rücksicht genommen. Schließlich ist ein hiernach verbesserter Querschnitt für solche Dünendeckwerke zustande gekommen. Abb. 42 stellt in der 1926/28 erbauten Dünenschutzmauer auf Baltrum das Endergebnis aus der Summe der bisherigen Erfahrungen dar.



Abb. 40. Ältere Strandmauer auf Borkum.
etwa 1:165.

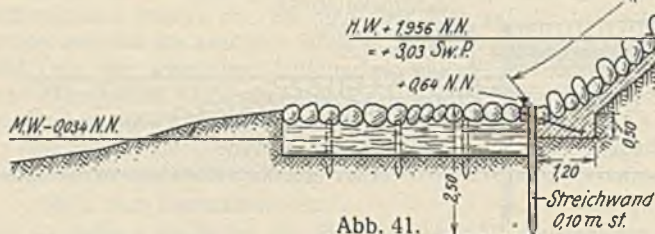


Abb. 41.

Schräges Deckwerk am Streckelsberge (westlich von Swinemünde).

1) Bautechn. 1927, Heft 53, S. 783, Abb. 71.

2. Seedeiche sind im Querschnitt derart zu gestalten, daß nicht die ganze Kraft der Wellen auf einen einzigen Punkt, besonders am Fuße, wirkt. Querschnitte mit Absätzen werden besonders empfohlen, ebenfalls die Vorderfläche stachelförmig auszubilden. Diese Vorschläge stammen aus dem amerikanischen Berichte. Unter „Seedeichen“ werden in Nord-

amerika Längswerke verstanden, die in den anderen Ländern „Wellenbrecher“ heißen.

Für Wellenbrecher ist die gleiche Form und Art anzuwenden. Die äußere Böschung der Wellenbrecher und Seedeiche muß sehr flach sein.

3. Die Werke müssen sich auf einen genügend tief gegründeten Mauerkörper stützen, der durch eine dichte Herdmauer gegen Unterspülung gesichert ist.

Nach der deutschen Auffassung muß der Fuß der Deckwerke von vornherein so tief gelegt werden, daß sich auch bei Abnahme des Strandes eine annähernd ebene Vorlage erhalten läßt. Bei den neuesten Ausführungen auf den ostfriesischen Inseln ist ihr Fußpunkt auf 0,25 m unter MHW gelegt worden (Abb. 42).

4. Vor dem Fuße der Längswerke ist eine genügend breite steinbeschwerte Berme anzulegen, wie es nach und nach in Belgien und Frankreich durchgeführt worden ist.

In Deutschland ist im allgemeinen vor jedem Längswerke eine breite Vorlage derselben Art wie in Belgien und Frankreich vorgesehen. Solche Vorlagen müssen besser eine geringe Neigung haben, die nicht steiler sein darf als das Gefälle des Strandes. Bei den neueren Bauausführungen auf den ostfriesischen Inseln wird das Pflaster der Vorlage grundsätzlich auf Schotter verlegt, der nach Art eines umgekehrten Filters eingebracht ist. Die Verwendung von Busch hierfür ist vollständig aufgegeben worden. An der Ostseeküste dagegen werden auch weiterhin Faschinen für Packwerkevorlagen verarbeitet.

III.

Die im Abschnitt II erörterten Richtlinien und die dabei zur Geltung gekommenen Ansichten in den einzelnen Ländern haben zur Genüge Klarheit darüber geschaffen, in welcher Weise am zweckmäßigsten und mit wirklicher Aussicht auf Erfolg Bauten zur Verteidigung der Küste gegen das Meer unter den verschiedensten Umständen ausgeführt werden. Wie weiter daraus hervorgeht, finden die in Deutschland vorherrschenden Gesichtspunkte, nach denen an der deutschen Nord- und Ostseeküste Uferschutzbau betrieben wird, ihre volle Bestätigung durch die einschlägigen Erfahrungen in den Ländern mit hochentwickelter Wasserbautechnik, wie namentlich in Belgien und Frankreich sowie auch in Italien.

Leider haben die Beratungen auf dem Internationalen Schifffahrtkongress in Venedig 1931 eine sehr wichtige Einzelaufgabe, die an allen Küsten mit Sinkstoffführung gleichermaßen Schwierigkeiten bereitet, einer einwandfreien Lösung nicht näher gebracht. Sie besteht in der Frage, wie der leeseitige Abschluß einer Buhnengruppe ausgebildet werden muß, damit der weitere Uferabbruch verhindert wird.

Auch im Ausland ist diese der Küstenentwicklung schädliche Erscheinung und ihre Ursache meist richtig erkannt worden und wird auf verschiedene Weise bekämpft.

Namentlich in Belgien und Frankreich haben sich die Ingenieure größte Mühe gegeben, den auf der Leeseite, d. i. hier im Osten, von Buhnengruppen jeweils eintretenden Landverlust aufzuhalten. Das bisher ausschließlich angewendete Mittel, die Buhnengruppe nach den Bedürfnissen über die gefährdete Stelle hinaus einfach zu verlängern, hat sich überall als völlig wirkungslos erwiesen, weil sich der Uferabbruch stets mit Verschiebung. Es ist auch zweifelhaft, ob die in Belgien beabsichtigte Verringerung der Höhe für die neu anzulegenden Buhnen im Osten von Knocke (Abschn. I, B) nützen wird.

Im russischen Bericht ist vorgeschlagen, von vornherein die Schutzanlage ein Stück über die Grenze des zu sichernden Uferstreifens hinauszuführen.

Der italienische Bericht empfiehlt, den Buhnen im allgemeinen nicht gleich die volle Länge zu geben, sondern sie erst kürzer zu halten und später bei guter Wirkung zu verlängern (Abschn. I, E).

In Deutschland ist die Zwecklosigkeit derartiger Maßnahmen und Ratschläge schon seit langem erkannt worden. Infolgedessen wurde gerade der Erforschung dieser Aufgabe ständig die größte Sorgfalt zugewendet. Eingehende Beobachtungen und die Mißerfolge mit verschiedenen Mitteln an anderen Stellen ließen erkennen, daß die Küstenströmung durch die weit in ihren Bereich hineinreichenden Querwerke zu gewaltsam aus ihrem bisherigen trägen Lauf längs der Küste nach See zu abgelenkt wird, und daß sie deshalb nur allmählich und sanft wieder in ihre ursprüngliche Bahn eingeleitet werden müsse. Als zweckmäßigste Lösung ergab sich dann die Form, wie sie bei der Buhnengruppe an der Ostseeküste bei Damkerort westlich von Rügenwaldermünde angewendet worden ist. Die Länge der östlichen Buhnen wurde allmählich so verkürzt, daß ihre Streichlinie eine sehr flache Neigung zum Küstenstriche erhielt. Für den deutschen Bericht (Abschn. I, A) ist die Darstellung dieser Anordnung aus dem Aufsatz „Uferschutzbau an der deutschen Ostseeküste“²⁾ über-

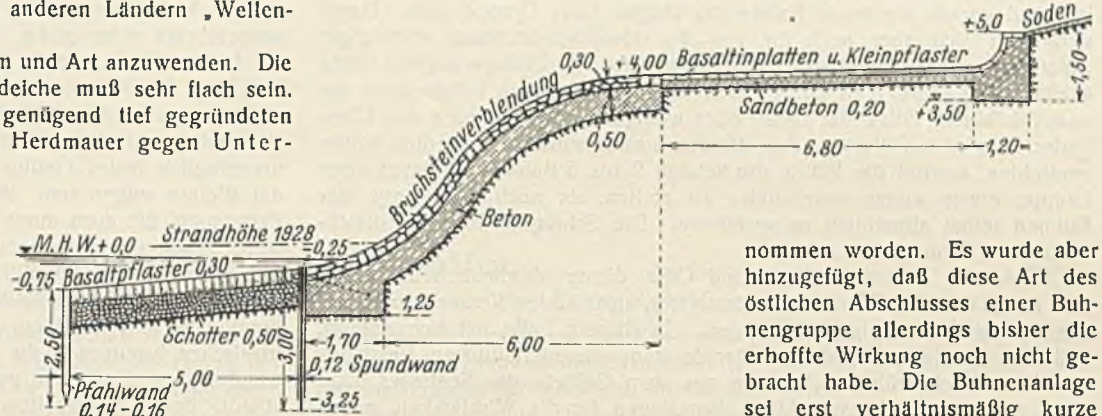


Abb. 42. Neues Uferschutzwerk auf Baltrum. etwa 1:165.

nommen worden. Es wurde aber hinzugefügt, daß diese Art des östlichen Abschlusses einer Buhnengruppe allerdings bisher die erhoffte Wirkung noch nicht gebracht habe. Die Buhnenanlage sei erst verhältnismäßig kurze Zeit fertiggestellt worden. Ihre volle Wirkung müsse erst noch abgewartet werden.

Inzwischen hat festgestellt werden müssen, daß dieser Abschluß die auf ihn gesetzten Hoffnungen nicht erfüllt hat. v. Zychlinski teilt mit³⁾, daß der Abbruch im Osten der Buhnengruppe bei Damkerort weitergegangen ist, und daß zur Abwehr dagegen Ergänzungen der Anlage erforderlich geworden seien. Diese bestanden in der Verlängerung der kürzeren Buhnen bis zur vollen Länge der übrigen. Außerdem wurden noch einige Werke nach Osten hinzugefügt. Die Buhnen haben die an der Ostseeküste übliche Form von zwei Reihen Pfählen. Der Zwischenraum wurde absichtlich nicht mit Faschinen ausgepackt, sondern blieb leer. Zu dieser Maßnahme gab ein glücklicher Zufall die Veranlassung. Bei einigen Buhnen an anderer Stelle war beobachtet worden, daß die gegen den ursprünglichen Plan längere Zeit ohne die Ausfüllung mit Faschinen stehengebliebenen Pfahlreihen eine bessere Versandung bewirkten als die fertig ausgebauten Werke. Daraufhin wurde die Ausfüllung überhaupt unterlassen. Derselbe gute Erfolg wiederholte sich dann bei den Buhnen im Osten der Damkerorter Anlage.

Dieser Wink der Natur ist außerordentlich beachtenswert. Wie aus Abschn. I, B und C ersichtlich, entsprechen diese unausgefüllten deutschen Ostseebuhnen in ihrer grundsätzlichen Form den in Belgien und Frankreich ausgeführten strom- und sanddurchlässigen Holzbuhnen mit einer oder mehreren Pfahlreihen. Auch diese haben günstigsten Einfluß auf die Versandung des von ihnen zu schützenden Strandes ausgeübt. Ihr Vorzug liegt darin, daß die Lücken zwischen den Pfählen die Strömung längs der Küste leicht hindurchlassen, und daß andererseits die Pfähle selbst die mitgeführten Sinkstoffe zur Ablagerung zwingen.

Infolgedessen ist es durchaus geboten, diese Erfahrungen planmäßig in Deutschland auszunutzen und die Buhnen mit offenen Pfahlreihen dort anzuwenden, wo die anderen Arten versagt haben. Hierfür kommt zuerst der leeseitige Abschluß von Buhnengruppen in Betracht. Es ist anerkennenswert, daß Versuche mit dieser Bauart gleich bei mehreren Buhnenanlagen an der Ostseeküste angestellt worden sind.

Bei künftigen Gelegenheiten ist indes zu erwägen, den Querschnitt und den Grundriß dieser „stromdurchlässigen Pfahlbuhnen“ — wie sie im Gegensatz zu den sanddurchlässigen Querwerken genannt werden könnten — in einer für ihre Zweckbestimmung geeigneteren Form auszubilden. Anstatt der schrägen Pfähle würden senkrechte zu wählen sein. Die Pfähle der beiden Reihen werden besser gegeneinander versetzt gestellt, so daß die Pfähle der zweiten Reihe auf Lücke derjenigen der ersten stehen. Durch diese engere Stellung der Pfähle läßt sich mit großer Wahrscheinlichkeit das Niederschlagen der Sinkstoffe steigern, ohne daß der freie Durchfluß des Küstenstromes durch die Pfahlücken wesentlich behindert wird. Weiter erscheint es ratsam, für die letzten Buhnen des Abschlusses anstatt zweier Reihen Pfähle nur eine solche Reihe zu nehmen und außerdem die Zwischenräume zwischen den Pfählen zu vergrößern, um die glatte Überleitung der Strömung in die Küstenlinie noch mehr zu erleichtern. Sollten Auskolkungen des Seegrundes eintreten, so müssen Faschinen zwischen die Pfähle eingebracht werden. Solche Faschinenanlagen sind erfahrungsgemäß ohnehin imstande, die Versandung kräftig zu fördern, was z. B. auch in Frankreich berücksichtigt wird.

Bei Verwendung dieser stromdurchlässigen Buhnen im Osten einer Gruppe braucht auf eine bestimmte Lage der Streichlinie der Buhnen weniger Rücksicht genommen zu werden. Immerhin ist die Anregung v. Zychlinski in seinem obengenannten Aufsatz, die Streichlinie am Ende einer Gruppe aus ihrem mit der Küste gleichem Lauf sogar seewärts umzubiegen, bedenklich. Auch diese Buhnen bilden durch die Summe ihrer Pfähle ein gewisses Hemmnis für die Bewegung des Küstenstromes. Dieser zeigt sich für jeden gewaltsamen Eingriff in seinen Lauf besonders empfindlich. Wenn die Streichlinie im Osten nach der See zu umgebogen

²⁾ Bautechn. 1927, Heft 53, S. 778.

³⁾ Bautechn. 1931, Heft 36; Uferschutzbau an der deutschen Ostseeküste.

ist, wird gerade die letzte Buhne die längste ihrer Gruppe sein. Damit vergrößert sich aber auch ihr von der Hauptwindrichtung abhängiger „Wellenschatten“, innerhalb dessen bekanntlich die Umlagerung der Küste stockt. Tritt dieser Fall ein, so ist nach den bisherigen Erfahrungen die unausbleibliche Folge der mehr oder weniger starke Abbruch des Ufers hinter dem letzten Werke. Aus diesem Grunde wird der Sicherheit halber empfohlen, sowohl die Pfähle der letzten 2 bis 3 Buhnen im Osten einer Gruppe etwas weiter auseinander zu stellen, als auch die Länge der Buhnen selbst allmählich zu verkürzen. Die Schrägföhrung der Streichlinie kann dann steiler sein.

Über die Zweckmäßigkeit und Güte dieser Möglichkeiten können aber nur planmäßige Versuche in der Natur, nicht in den Versuchsanstalten, den erwünschten Aufschluß bringen. In diesem Falle hat sich gezeigt, daß die günstigen Ergebnisse der in den wissenschaftlichen Versuchsanstalten durchgeführten Arbeiten aus dem Gebiete des Seebaues nicht ohne weiteres als beweiskräftige Unterlagen für die Wirklichkeit gelten können. Die gewaltigen Naturkräfte, mit denen an der Meeresküste zu rechnen ist, und ihre Einflüsse auf die Strandbildung, lassen sich bei dem stark verkleinerten Maßstabe in den Versuchsanstalten leider nicht deutlich genug darstellen. Deshalb wäre zu wünschen, daß sich bald Gelegenheit bietet, Versuche mit der Ausgestaltung des östlichen Abschlusses einer Buhnengruppe an der Ostseeküste in der vorgeschlagenen Art zu veranstalten. Nur so ist die Lösung dieser noch offenstehenden Frage möglich.

Es gibt auch noch andere Einzelheiten, deren Durchbildung weiterer Erforschung bedarf. Ebenso werden hier und da Abweichungen von den Richtlinien durchaus möglich sein. Hierzu gehört u. a., die beste Form für die sogenannten Landanschlüsse der Seebuhnen zu finden. In den Küstenländern, deren Berichte in Abschnitt I erörtert sind, herrscht durchaus Übereinstimmung darüber, daß die Seebuhnen fest an ein vorhandenes Längswerk oder an das natürliche hohe Ufer (Dünen) angeschlossen werden müssen. Unter „fest“ wird allgemein verstanden, daß dieser Anschluß dicht, d. i. wasserundurchlässig gegen Umspülungen, sein soll. Überall ist richtig erkannt worden, daß die Wurzeln der Buhne nicht umspült werden dürfen, weil dadurch nicht nur ihr eigener Bestand, sondern auch die Standsicherheit des Längswerkes, vor allem aber die der viel weniger widerstandsfähigen Vordüne gefährdet wird. Leider haben die ausländischen Ingenieure ihren Berichten keine Skizzen über die von ihnen ausgeführten Anschlüsse der Buhnenwurzeln beigegeben. Für den deutschen Bericht wurde die Beschreibung der Form und der Bauweise für die Landanschlüsse von Buhnen im Sandgebiete dem Aufsätze in Bautechn. 1927, Heft 53, S. 772 u. f. entnommen. Als Vorbild hat die an der ostpommerschen Küste angewendete Bauart gedient, die in einer Reihe dicht an dicht gestellter Pfähle besteht. Diese Pfahlreihe steigt, ehe sie in den Dünenkörper einbindet, so hoch an, daß der Kopf der letzten Pfähle bis 2,50 m über MW liegt. Jetzt berichtet v. Zychlinski in seinem Aufsätze Bautechn. 1931, Heft 36, daß sich diese Art des Landanschlusses nicht an allen Stellen bewährt hat. Ihr Mangel liegt darin, daß die Pfahlreihe nicht völlig dicht ist. Infolgedessen strömt beim Lauf der Brandungswellen strandauf- und strandabwärts Wasser durch die Pfahlücken und verursacht längs der Pfahlreihe Auskolkungen des Strandes. Diese fördern den Auf- und Rücklauf der nächsten Wellen. Dadurch wird bald der Dünenkörper angegriffen und die Buhnenwurzel umspült. Nach v. Zychlinskis Angabe ist diese Art der Landanschlüsse dahin geändert worden, daß das letzte Ende der Pfahlreihe um 1 m gekürzt und die ganze Reihe zwischen Strand und Düne beiderseits dicht mit tief in den Strand einbindenden Brettern verkleidet wurde. Damit haben diese Landanschlüsse ihrem Sinne nach eine gewisse Ähnlichkeit mit den in Belgien ausgeführten kurzen Strandbuhnen, die vollständig dicht sind und dadurch gute Wirkung erzielt haben sollen (Abb. 4).

Ein noch besserer Erfolg wird aber von den als flache Faschinenrippen mit Steinbeschwerung ausgebildeten landseitigen Buhnen erhofft,

die den in den letzten Jahren an der nördlichen Samlandküste in Ostpreußen ausgeführten entsprechen. Diese Bauart ist allerdings nicht ganz neu; sie wurde bereits vor dem Kriege für die Landbuhnen der Anlagen vor Kölpinsee bis Koserow im Westen von Swinemünde angewendet. Gegen sie ist einzuwenden, daß die über dem Strande liegenden Faschinen trotz Versandung allmählich verrotten. Der Faschinenkörper verliert dann sein ursprünglich festes Gefüge und wird allmählich durch das Wechselspiel der Wellen aufgerissen. Solche wunden Stellen bilden den Anfang der Zerstörung, die auch durch die Steinbeschwerung nicht wlrld aufgehalten werden können. Ein derartiges Schicksal haben seiner Zeit die eben genannten Werke vor Kölpinsee gehabt, die durch die große Sturmflut um die Jahreswende 1913/14 zerstört wurden⁴⁾. Auch im Auslande, in Frankreich und in Belgien, sowie auch bei den Anlagen auf den ostfriesischen Inseln sind die gleichen schlechten Erfahrungen mit der Verwendung von Faschinen gemacht worden. Dort, wo die Faschinen nicht ständig unter Wasser liegen, werden sie seitdem nicht mehr gebraucht. Andererseits trifft allerdings zu, daß Faschinenkörper infolge ihrer Nachgiebigkeit und Durchlässigkeit große Vorteile bei Seebauten bieten. Das endgültige Urteil darüber, welche Bauart für die Landanschlüsse am empfehlenswertesten ist, wird besser noch einige Zeit zurückgestellt.

Die gleiche Zurückhaltung ist auch für die weitere Beurteilung der Versuche am Platze, die, wie v. Zychlinski in seinem genannten Aufsätze schreibt, auf Grund der Forschungsergebnisse in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin an der ostpommerschen Küste östlich von Rügenwaldermünde mit kreuzförmigen Buhnen unternommen worden sind. Es ist deshalb sehr zu begrüßen, daß die weiteren Erprobungen jetzt in der Natur vorgenommen werden. Es erscheint aber angebracht, auf die Mißerfolge mit solchen kreuzförmigen Buhnen bei dem Uferschutze auf der Insel Trischen hinzuweisen.

Ein weiterer Beitrag aus dem Aufsätze v. Zychlinskis verdient Erwähnung, da er die gleichfalls wichtige Einzelheit, die Größe des Buhnenabstandes, behandelt. Im Abschnitt II wurde unter A 5 für den Abstand der Buhnen untereinander als das günstigste Maß das Verhältnis: Abstand zu Länge wie 1:1 bis $1\frac{1}{2}:1$ angegeben. Wie v. Zychlinski berichtet, haben an der ostpommerschen Küste neuerdings einzelne Buhnen einen Abstand erhalten, der das zweifache und sogar das dreifache ihrer Länge beträgt. Der Erfolg wird als recht günstig bezeichnet. Er erklärt sich einmal daraus, daß die Küstenströmung längs der in Frage kommenden Strandstrecke recht große Mengen Sinkstoffe von Westen nach Osten, namentlich in der Kösliner Bucht, bewegt. Dadurch waren die besten Bedingungen für die rasche Sättigung aller Buhnenfelder gegeben. Zum anderen haben die wenigen Buhnen mit den vergrößerten Abständen nur die geringe Ergänzung einer Buhnengruppe gebildet, die bereits längere Zeit fertiggestellt ist und in voller Wirksamkeit steht. Der gelungenen Verlandung dieser Anlage im ganzen verdanken deshalb die neuen angeschlossenen Buhnenfelder ihre auffällig gute und schnelle Ausfüllung. Infolgedessen darf dieser durchaus beachtliche Vorgang nicht nur für sich allein betrachtet, sondern muß im Zusammenhang mit dem Verhalten der gesamten Anlage bewertet werden. Immerhin gestatten diese Erfahrungen die Schlußfolgerung, daß bei einem besonders günstigen Stande aller einschlägigen Dinge an einer Küstenstrecke wie im vorliegenden Falle tatsächlich unter Abweichung von der Regel zur Erzielung von Ersparnissen der Abstand der Buhnen sehr wohl größer gewählt werden kann. Auch in dem Falle, wenn eine besonders gefährdete Küstenstelle so schnell wie möglich unter einigermaßen wirksamen Schutz gebracht werden soll, kann in Frage kommen, die Hauptbuhnen der Gruppe mit erweiterten Abständen anzulegen und ihre Wirkung abzuwarten. Nach den Bedürfnissen können dann jederzeit unschwer Zwischenbuhnen eingefügt werden⁵⁾.

⁴⁾ Vgl. Bautechn. 1927, Heft 53, S. 777, Abb. 43.

⁵⁾ Vgl. Bautechn. 1927, Heft 53, S. 774.

Alle Rechte vorbehalten.

Die französischen Seehäfen.

Von Oberbaudirektor Dr.-Ing. Lohmeyer und Baurat Dr.-Ing. Bolle, Hamburg.

Die seit einer Reihe von Jahren in den französischen Häfen zu beobachtende lebhafteste Bautätigkeit, die mit den deutschen, auf Grund des Friedensvertrages ausgeführten Sachlieferungen im Zusammenhange steht, hat die Veranlassung gegeben, daß zu Beginn des Jahres 1931 die beiden Verfasser dieses Aufsatzes beauftragt wurden, sich an Ort und Stelle auf Grund persönlicher Anschauung über Art und Umfang der neugeschaffenen Anlagen sowie über ihre Auswirkung auf die künftige Entwicklung der einzelnen Plätze zu unterrichten.

Es ist eine bekannte, auch in Frankreich selbst zu-gegebene Tatsache, daß vor dem Weltkriege die großen französischen Häfen nur unvollkommen ausgebaut und ausgerüstet waren; im besonderen mangelte es an Kais für Schiffe mit großem Tiefgang und an Hebezeugen. Für diese Mängel war die vor dem Kriege bestehende Verwaltungsart, die einer Verzettelung der Mittel auf die große Zahl der vorhandenen Häfen Vorschub leistete, in hohem Maße verantwortlich. Man wird aber zugeben müssen, daß der Bau der Häfen an der französischen Nord- und Westküste wegen der hohen, bis zu 7,9 m betragenden Gezeitenunterschiede mit großen technischen Schwierigkeiten verbunden und deshalb so kostspielig war, daß die nötigen Mittel für einen großzügigen Ausbau nur sehr schwer hätten aufgebracht werden können.

Der Krieg hat zugleich mit Fortschritten in der Verwaltung auch in baulicher Beziehung erhebliche Verbesserungen gebracht, die Frankreich zu einem großen Teil den Engländern und Amerikanern zu danken hat, die zur Sicherstellung ihres Nachschubes an Truppen und Lebensmitteln notgedrungen die Leistung der von ihnen benutzten Häfen auf das äußerste steigern mußten. Wo es sich ermöglichen ließ, wurden behelfsmäßig neue Lösch- und Ladeplätze geschaffen, außerdem wurden aber überall die vorhandenen Anlagen umgebaut und ergänzt, meist durch Beschaffung neuzeitlicher Hebezeuge und immer mit dem Ziele, die Abfertigung der Schiffe zu beschleunigen. In dieser Weise sind im Laufe des Krieges besonders die Häfen Dünkirchen, Nantes, Brest und Bordeaux erheblich verbessert worden. Nach dem für Frankreich so günstigen Friedensschluß ging der Ausbau seiner Häfen weiter, da die deutschen Sachlieferungen dafür ausgenutzt werden konnten. Diese erreichten in den fünf Jahren 1925 bis 1929, während deren der Dawes-Plan in Kraft war, den Betrag von fast 160 Mill. RM. Hatte die Kriegszeit vornehmlich der Beschaffung von Hebezeugen gedient, so wird der Ausbau nach dem Kriege gekennzeichnet durch großzügige Molen- und Kaibauten, die nunmehr die französischen Häfen als vollgültige Wettbewerber in die Reihe der großen Umschlagplätze der Welt stellen. Das Geschaffene ist um so höher zu werten, als zahlreiche Anlagen an offenem Wasser im Gegensatz zu den früher üblichen Dockhafenanlagen errichtet worden sind. In Ergänzung der Kaibauten sind ferner Umschlagshuppen, Speicheranlagen aller Art, Hafenbahnhöfe, Gleisanlagen, Straßen usw. geschaffen worden; im be-

sonderen auch mehrere Trocken- und Schwimmdocks für die großen Dampfer der französischen Handelsflotte, die vor dem Kriege fast ganz auf ausländische Einrichtungen angewiesen waren.

Die Ablösung des Dawes-Planes durch den Young-Plan und die damit verbundene allmähliche Einstellung der Sachlieferungen hat in den Hafenausbau eine gewisse Stockung gebracht, doch steht seit längerer Zeit ein Gesetzentwurf „Le perfectionnement de l'outillage national“ zur Beratung, durch den staatliche Mittel im Betrage von über 800 Mill. RM, verteilt auf fünf Jahre, bereitgestellt werden sollen, um die Verkehrswirtschaft des Landes zu fördern und über wirtschaftliche Schwierigkeiten hinwegzuhelfen. Von der Gesamtbewilligung würden auf die Seehäfen, und zwar verteilt auf 15 Plätze, etwa 80 Mill. RM, auf die Wasserstraßen etwa 16 Mill. RM und auf die Handelsschifffahrt über 30 Mill. RM entfallen. Nach neueren Meldungen¹⁾ wird auch eine andere Finanzierungsart erwogen, und zwar in Form einer Anleihe, die gemeinsam von den Handelskammern und den autonomen Häfen unter Gewährleistung des Staates aufgenommen werden soll. Jedenfalls ist für die nächsten

Jahre mit einem weiteren erheblichen Ausbau der Häfen zu rechnen.

Im ganzen hat Frankreich mit Einschluß der kleinen Fischereihäfen und Umschlagplätze von nur örtlicher Bedeutung etwa 190 Häfen. Diese große Zahl erklärt sich aus den langen Küstenstrecken des Landes. Die Zahl der Plätze, die größere Seeschiffe abzufertigen vermögen, ist wesentlich geringer; neben den hauptsächlich dem Fahrgastverkehr dienenden Häfen Calais, Boulogne und Cherbourg sind als größere, dem überseeischen Güterverkehr dienende Häfen nur zu nennen: Dünkirchen, Le Havre, Rouen, Nantes, Bordeaux und Marseille; außer auf diese Häfen soll nachstehend noch auf Neubauten in St. Nazaire, dem Mittelpunkt des französischen Schiffbaues, eingegangen werden.

I. Anlagen für den Fahrgastverkehr.

Im französischen Fahrgastverkehr spielt entsprechend dem Kolonialbesitz des Landes der Verkehr von und nach den ausländischen Besitzungen eine wesentliche Rolle. Dazu treten der sehr rege Englandverkehr und der Übersee-Reiseverkehr, zur Hauptsache mit Nord- und Südamerika. Folgende Plätze haben in größerem Umfange Personenverkehr aufzuweisen: Marseille, Boulogne, Le Havre, Cherbourg, Dünkirchen, Bordeaux, Brest, Calais und Dieppe.

Hiervon zählen Cherbourg, Le Havre und Boulogne zu den bevorzugten Fahrgasthäfen des internationalen Linienverkehrs, über deren dem Personenverkehr dienende Anlagen daher eingehender gesprochen werden soll.

Ferner wird auf Bordeaux und Marseille eingegangen, da diese beiden als Vertreter des Kolonialverkehrs Fahrgastanlagen von anderer

¹⁾ Hansa 1931, S. 1265.

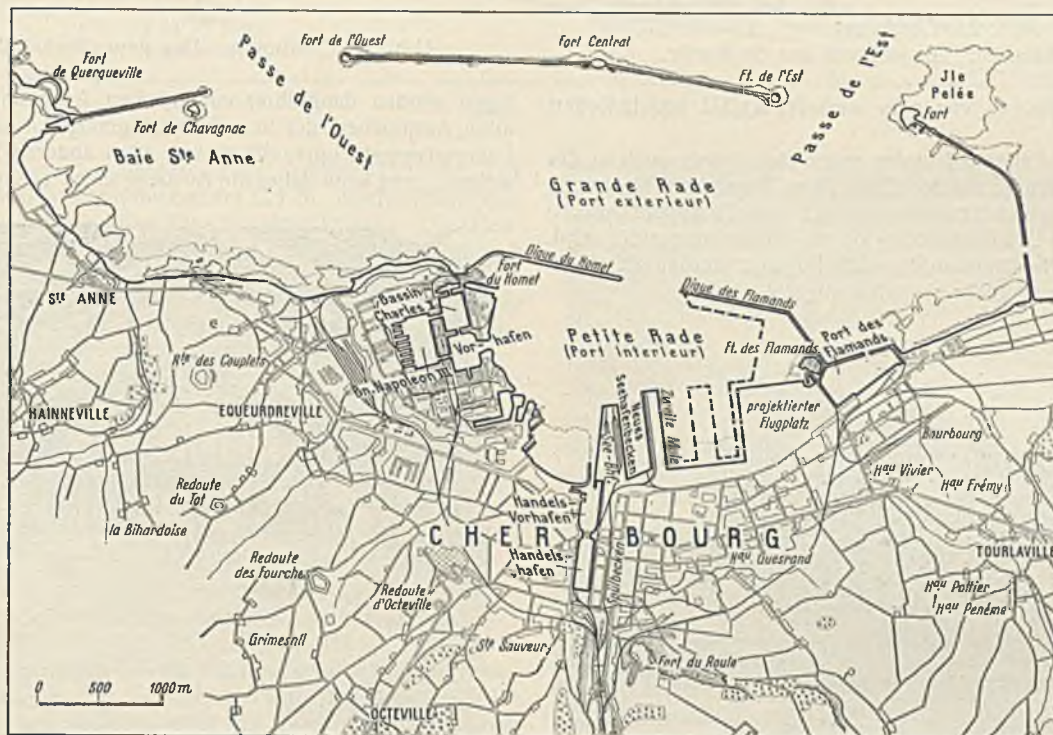


Abb. 1. Hafenplan von Cherbourg.

Bauweise aufzuweisen haben. Calais, Dünkirchen und Dieppe sind neben Boulogne als ausgesprochene Fährhäfen des Englandverkehrs zu nennen.

Der wichtigste französische Anlaufhafen ist Cherbourg, wo in der belebten Zeit an einem Tage sechs bis sieben Fahrgastdampfer abgefertigt werden; im Durchschnitt sind es drei. Einzelne dieser Dampfer, unter denen sich die größten Schiffe des Weltverkehrs (Leviathan, Bremen, Olympic, Aquitania u. a.) befinden, schiffen 1200 und mehr Reisende ein

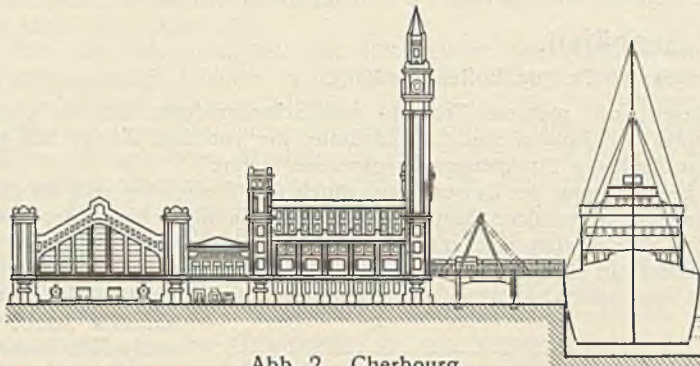


Abb. 2. Cherbourg.
Der neue Seebahnhof. Ansicht von der Stadtseite.

oder aus, die mit Sonderzügen von oder nach Paris (371 km) befördert werden.

Die Abfertigung der Fahrgastdampfer spielt sich bisher noch in der Weise ab, daß die großen Schiffe auf der 12 bis 13 m Wassertiefe bietenden, durch Wellenbrecher gut geschützten Reede (vgl. den Hafenplan Abb. 1) vor Anker gehen und die Landverbindung durch Tender hergestellt wird. Die Tender sowie auch die Fährdampfer nach England werden an einem veralteten Seebahnhof im Handels-Vorhafen abgefertigt.

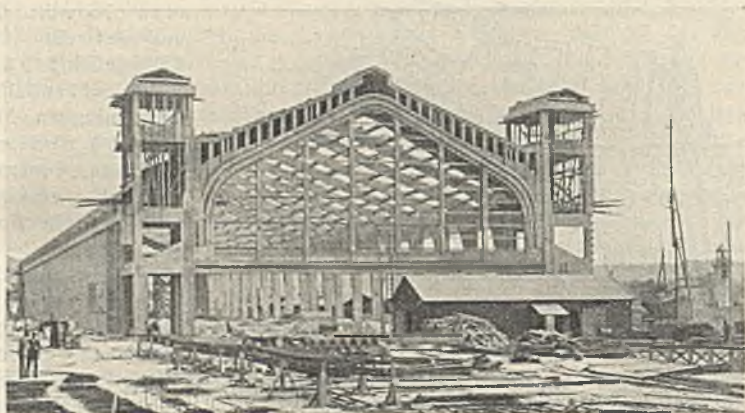


Abb. 4. Cherbourg.
Der neue Seebahnhof. Eisenbahnabfertigungshalle.

Der sich immer mehr entwickelnde Verkehr hat die Hafenverwaltung zu dem Entschluß geführt, zur Erleichterung der Reisenden einen besonderen Kai mit Seebahnhof bereitzustellen, die jederzeit ein sicheres Anlegen der größten Fahrgastdampfer und schnellste Abfertigung und Weiterbeförderung der Reisenden gewährleisten. Der 640 m lange Abfertigungskai ist fast vollendet, seine Ausführung wird im Abschnitt „Kaimauern und Molen“ beschrieben werden. Vor dem Kai wird eine Tiefe von 13 m unter NN hergestellt werden, die um so beachtlicher ist, als in Cherbourg der mittlere Tidehub 3,9 m und der mittlere Springtidehub sogar 5,22 m betragen.

Der sich hinter dem Abfertigungskai erstreckende Seebahnhof²⁾ (Abb. 2 bis 5) besteht aus einem 280 m langen und 42 m breiten Empfangsgebäude (Bâtiment principal), an das sich zwei Hallen, eine von 15 m Breite für Wagenverkehr und eine weitere von 39 m Breite (Halle des Voyageurs) für Eisenbahnverkehr, beide je 240 m lang, anschließen. Das Empfangsgebäude wird von einem Turm von 70 m Höhe überragt. Die Anlage ist übersichtlich und zeichnet sich durch klare Abmessungen aus. Sie hat ein Tragwerk aus Eisenbeton, das an den Außenflächen mit künstlichen Granit- und gelben Ziegelsteinen verblendet ist.

Die Reisenden gelangen von Bord über fahrbare Laufstege, deren Höhe dem wechselnden Wasserstand angepaßt werden kann, in das Obergeschoß des Empfangsgebäudes. Nachdem dort die Abfertigungsförmlichkeiten erledigt sind, begeben sie sich in das Obergeschoß der Eisenbahnabfertigungs-

²⁾ Gén. Civ. 1930, Heft 18. — T. d. Travaux 1929, Heft 12. — Concrete London, Dezember 1929, Januar, Februar, März 1930. — Zeitschrift des Internationalen Ständigen Verbandes der Schiffahrtkongresse 1930, Nr. 9, S. 31 bis 39.

halle, von dem aus Treppen zu den Bahnsteigen führen. Das Gepäck wird über rollende Bänder ausgeladen, und zwar gelangt das Handgepäck in das Obergeschoß, wo es zugleich mit den Reisenden abgefertigt wird, während das große Gepäck im Erdgeschoß behandelt wird. In besonders eiligen Fällen wird das große Gepäck erst in Paris verzollt. Die Eisenbahnhalle ist zweigleisig unmittelbar an die Strecke Cherbourg—Paris angeschlossen, und es ist geplant, die im Augenblick etwa 6 Std. betragende Fahrzeit nach Paris (371 km) auf weniger als 5 Std. herabzudrücken.

Die Kosten für den Seebahnhof, seine Ausrüstung und den Gleisanschluß betragen 5 Mill. RM. Die sich der Vollendung nähernden An-

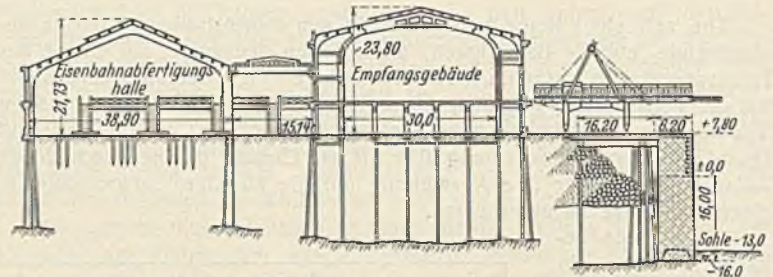


Abb. 3. Cherbourg. Der neue Seebahnhof. Querschnitt.

lagen werden dank ihrer vorzüglichen Ausgestaltung auf weite Zukunft allen Ansprüchen der Seeschifffahrt genügen. Sie werden Cherbourg im Fahrgastverkehr einen Vorsprung allen anderen Festlandhäfen gegenüber sichern; man kann daher die Anstrengungen verstehen, die von den beiden

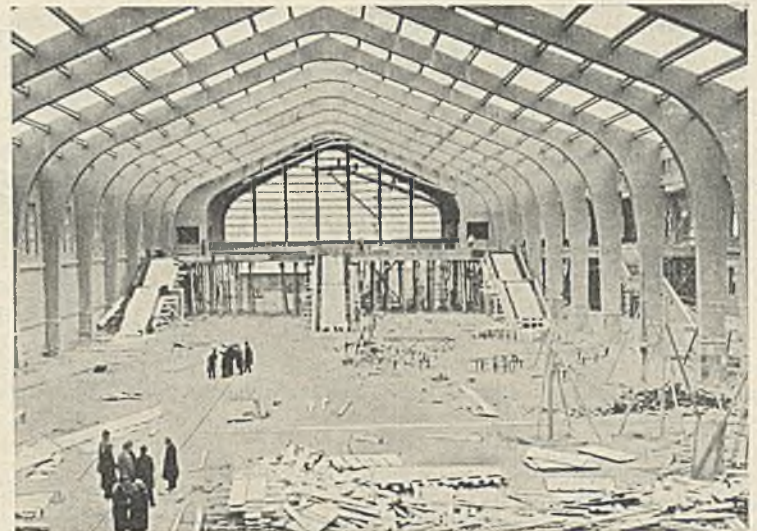


Abb. 5. Cherbourg.
Der neue Seebahnhof. Innenansicht der Eisenbahnabfertigungshalle.

Wettbewerbshäfen Le Havre und Boulogne gemacht werden, um entsprechende Anlagen zu schaffen.

Le Havre, das 228 km oder 3 Std. Schnellzugfahrt von Paris entfernt liegt, ist zu kennzeichnen als End- und Heimathafen. Das größte zur Zeit dort beheimatete Schiff ist die „Ile de France“ der Compagnie Générale Transatlantique mit 43 548 B. R. T. Der Hafen bemüht sich in jeder Weise, den Verkehr großer Überseedampfer zu fördern. Zu diesem Zwecke ist im Jahre 1927 ein Trockendock³⁾ von 312 m Länge und 38 m Breite in Betrieb genommen worden, in dem Schiffe bis zu 14 m Tiefgang gedockt werden können.

In den Jahren nach dem Kriege sind für die Abfertigung der großen Fahrgastschiffe großzügige Hafenanlagen am offenen Wasser geschaffen worden (vgl. den Hafenplan, Abb. 6). Diese Anlagen sind um so höher einzuschätzen, als man vor dem Kriege mit Rücksicht auf die in Le Havre besonders ungünstigen erheblichen Gezeitenunterschiede (mittl. Tidehub 5,5 m, Springtidehub sogar 6,8 m) offene Hafenanlagen als völlig unwirtschaftlich ablehnte, so daß heute noch fast der gesamte Güterverkehr in Dockanlagen abgewickelt werden muß. Die wichtigsten Anlagen werden im folgenden aufgezählt.

Der Seebahnhof am Qual d'Escale⁴⁾ (Abb. 7) nimmt die Nordseite einer sich zwischen altem und neuem Vorhafen erstreckenden Kaizunge ein (Abb. 8); die Wassertiefe vor dem Kai beträgt 9 m. Dieser Seebahnhof dient vornehmlich der Abfertigung von Schiffen der Cunard- und White Star-Linie. In seinem Obergeschoß befinden sich zwei Vorsäle, ein Zoll-

³⁾ Dock Harbour 1928, Januarheft.

⁴⁾ Zeitschrift des Internationalen Ständigen Verbandes der Schiffahrtkongresse 1930, Nr. 9, S. 15 u. f.

saal, Wartesäle für die 1. und 2., sowie die 3. Klasse und ein Gepäckraum. Ein Teil des Obergeschosses dient dem Umschlag und der Lagerung von Gütern. Im Untergeschoß liegen die Gleisanlagen, die die gleichzeitige Aufstellung von vier Zügen gestatten. Die gesamte Anlage wird von der Hafenverwaltung betrieben. Sie verzinst und tilgt sich selbst, wenn man die Kosten des Kais und des Geländes außer acht läßt.

Von dem eben beschriebenen Bahnhof gelangt man durch einen gedeckten Gang (vgl. Abb. 7) nach der Abfertigungsanlage der Compagnie Industrielle Maritime⁴⁾ (C. I. M.), welche die Südseite der Kaizunge, vor der 14 m Wassertiefe hergestellt ist, einnimmt (Abb. 9). Der gedeckte Gang ist erforderlich, damit die bei der C. I. M. abgefertigten Fahrgäste die am Quai d'Escale abgehenden Züge benutzen können. Die Gleisanlagen im Hafengebiet sind so ausgestattet, daß Personenzüge mit 60 km/Std. Geschwindigkeit fahren können. Eine bemerkenswerte technische Einzelheit sind die verfahrbaren Landungsbrücken verschiedener Bauart (vgl. Abb. 7), deren Höhenlage den Schiffs- und Wasserbewegungen angepaßt werden kann.

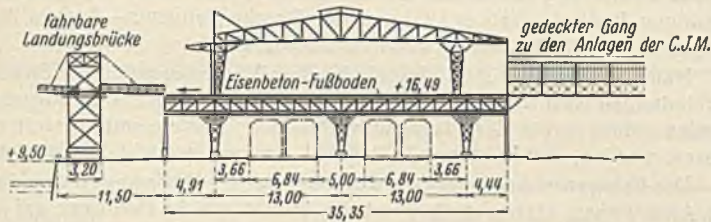


Abb. 7. Le Havre. Seebahnhof am Quai d'Escale (Querschnitt).

Die Anlagen der C. I. M. sind von der Gesellschaft auf eigene Kosten erbaut. Die Gesellschaft betreibt und unterhält sie und zahlt jährlich eine Abgabe an den Hafen, die sich nach der Höhe des abgefertigten Schiffsraumes richtet. Nach Ablauf der Pachtzeit fallen die Anlagen an die Hafenverwaltung.

Die Gesellschaft plant in dem neuen Gezeitenbecken den Bau einer weiteren Kaizunge mit zwei Kais von je 300 m Länge.

Die großen Dampfer der Compagnie Générale Transatlantique benutzen den Joannès-Couvert-Kai, vor dem eine Wassertiefe von 13,70 m unter MNW vorhanden ist. Zur Zeit steht hier ein großer Kaischuppen zur Verfügung, doch ist vor kurzem der Grundstein zu einem weiteren Seebahnhof, der im Anschluß an das bestehende Bauwerk mit einem Kostenaufwande von rd. 7 Mill. RM errichtet werden soll, gelegt worden. Es liegt nahe, in diesem Bau eine Rückwirkung der in Cherbourg sich der Vollendung nähernden großzügigen Fahrgastanlagen zu sehen.

In Boulogne werden die Fahrgastdampfer ebenso wie in Cherbourg durch Tender abgefertigt; die Verbindung nach Paris (254 km) ist dadurch ausgezeichnet, daß verschiedene internationale Durchgangszüge von Boulogne ihren Ausgang nehmen. Nach dem Muster von Cherbourg plant Boulogne den Bau einer Anlage, die die unmittelbare Abfertigung der großen Dampfer gestattet. Da diese Bauten in der Bautechnik⁵⁾ bereits be-

⁵⁾ Bautechn. 1930, S. 658. — Hansa 1931, S. 264. — Hamburger Fremdenblatt 20. 8. 31 (Ausbau des Hafens von Boulogne).

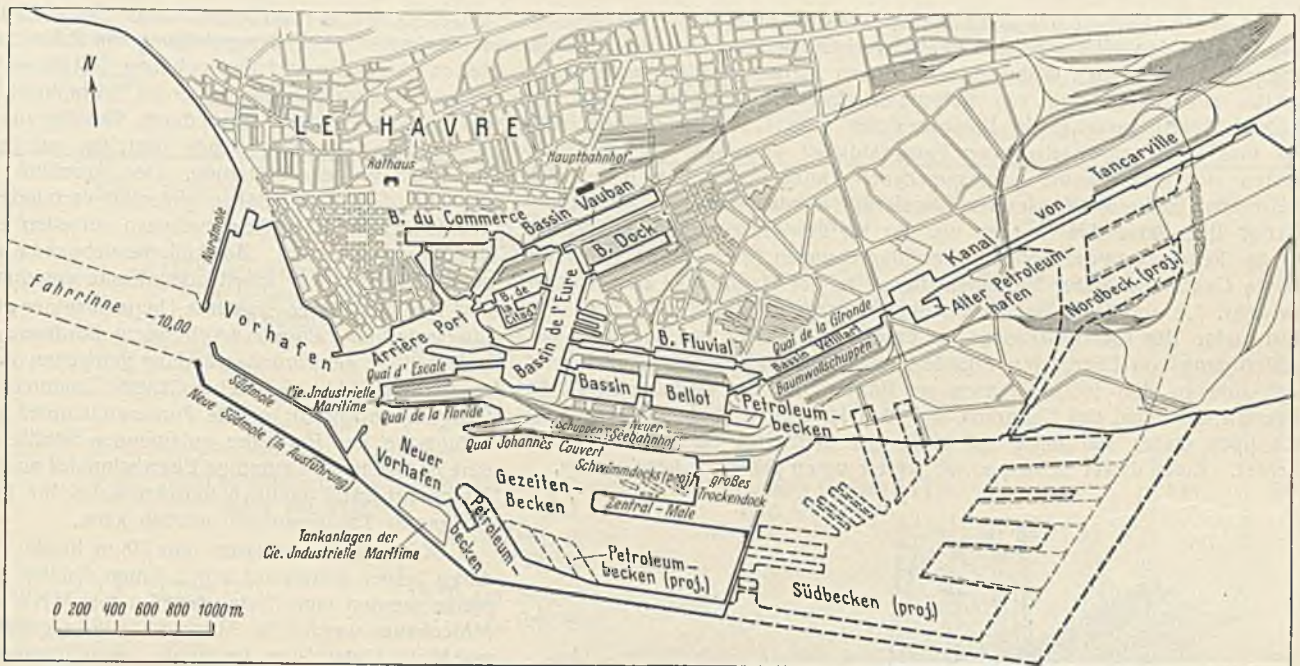


Abb. 6. Hafenplan von Le Havre.

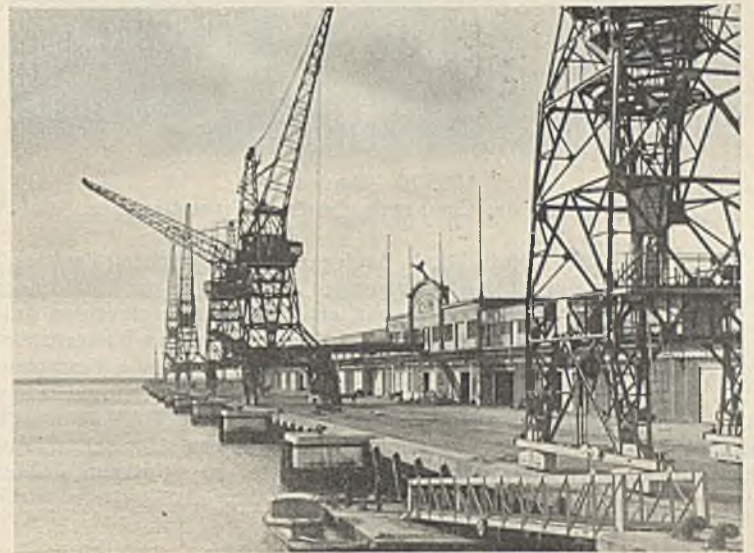


Abb. 9. Le Havre. Seebahnhof der Compagnie Industrielle Maritime am Quai de la Floride (Ansicht).

handelt worden sind, sei nur ergänzend erwähnt, daß sie ursprünglich mit Hilfe der deutschen Sachlieferungen ausgeführt werden sollten, daß dann aber nach Annahme des Young-Planes ein geänderter Finanzplan vom Parlament genehmigt worden ist, der die Durchführung der inzwischen begonnenen Bauten sicherstellt.



Abb. 8. Le Havre. Luftbildaufnahme des Seebahnhofs am Quai d'Escale und des Seebahnhofs der Compagnie Industrielle Maritime am Quai de la Floride. (Im Hintergrunde rechts Seebahnhof am Quai Joannès Couvert.)

In Bordeaux ist der überseeische Fahrgastverkehr nur gering, weil der Hafen den Weltseefahrtstraßen verhältnismäßig fern liegt. Zum Unterschiede von den bisher beschriebenen Plätzen werden keine Großschiffe zur Beförderung von Reisenden abgefertigt, sondern meist im Kolonialdienst verkehrende Frachtdampfer mittleren Raumgehaltes, die für ihre Linie gleichzeitig den Fahrgastdienst versehen. In Bordeaux finden sich daher keine ausgesprochenen Landanlagen, an denen die Reisenden mehrerer Reedereien abgefertigt werden, sondern jede Linie fertigt ihre Reisenden an den von ihr für den Güterverkehr benutzten, in der Regel zweigeschossigen Umschlagschuppen (gares maritimes)⁶⁾ ab. Beide Geschosse dieser Schuppen dienen in der Hauptsache dem Warenverkehr. Je nach der Bauart der abzufertigenden Schiffe sind Teile des Erd- oder des Obergeschosses zu Empfangs-, Warte- und sonstigen zur Abfertigung von Fahrgästen erforderlichen Räumen ausgebaut. In dieser Art sind in den letzten Jahren am linken Ufer der Garonne (Quai de Bacalan und Quai des Chartrons, vgl. den Hafenplan, Abb. 15) neun Kaischuppen (gares maritimes) mit Hilfe der deutschen Sachleistungen errichtet. Einer dieser Schuppen ist weiter unten (Abb. 34) beschrieben.

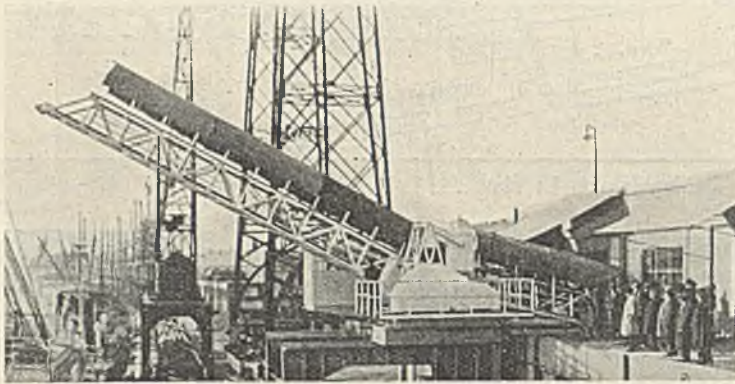


Abb. 10. Bordeaux.
Landungssteg der Compagnie Générale Transatlantique.

Wie in Le Havre wird auch in Bordeaux ein aufklappbarer Laufsteg⁷⁾ benutzt, der sich sowohl den waagerechten Bewegungen der Schiffe quer und längs zum Kai anzupassen vermag als auch ihrem senkrechten Auf- und Niedergehen, das durch den bis zu 5,50 m betragenden Wasserstandswechsel hervorgerufen wird. Dieser erst vor kurzem durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg erbaute Landungssteg (Abb. 10) ruht auf einem auf Schienen verfahrbaren Volltorgerüst, das aus zwei Vollwandrahmen mit Querversteifungen besteht und sich auf acht Laufräder stützt. Auf dem Torrahmen ist der eigentliche Landungssteg so aufgebaut, daß er

⁶⁾ T. d. Travaux 1930, Nr. 5, S. 294 u. f.

⁷⁾ WRH 1931, Heft 8.

mittels einer ineinandergreifenden Schiebebühnen- und Drehscheibenanordnung in seiner Längsrichtung um 3,5 m zurückgezogen, nach beiden Seiten ausgeschwenkt und gehoben und gesenkt werden kann. Der Steg selbst hat Holzbohlenbelag, er ist 1,5 m breit, etwa 14 m lang und ruht auf Fachwerkträgern. Das durch Rohrbogen getragene Dach und die Bespannung der Seitenwände bestehen aus Segeltuch, sie schützen die Fahrgäste vor der Witterung. Den Anschluß nach der Landseite stellt ein mit der Schiebebühne gelenkig verbundener kurzer Steg her, der ebenfalls mit einem Segeltuchdach versehen ist und sich mit Rollen auf das Mauerwerk stützt. Bei Außerbetriebnahme wird der Steg hochgeklappt, so daß die am Kai arbeitenden Krane ungehindert vorbeifahren können.

Die schon oben erwähnte Ungunst seiner geographischen Lage für den überseeischen Fahrgastverkehr sucht Bordeaux durch Ausbau des 100 km unterhalb an der Girondemündung gelegenen Vorhafens Le Verdon⁸⁾ auszugleichen (Abb. 15, Nebenpläne). Dadurch daß man dort eine Abfertigungsanlage für größte Personendampfer schafft, verkürzt man den Fahrgästen der Bordeaux anlaufenden Schiffe die Fahrzeit so weit, daß eine höchstens zweistündige Eisenbahnfahrt an die Stelle der zeitraubenden Stromfahrt tritt, wodurch beispielsweise für Reisende nach Paris häufig ein ganzer Tag gewonnen werden kann.

Die Anlagen umfassen eine 38 m breite und 300 m lange Mole, an deren beiden Seiten auf 240 m Länge Schiffe anlegen können; die Liegeplätze werden eine Tiefe von 15 m bei MNW erhalten. Einzelheiten des Molenbaues werden in Abschnitt II, 2, a gegeben werden. Den Zugang zur Mole bildet eine im Bogen heranführende Rampenbrücke von insgesamt 312 m Länge, die zwei Eisenbahngleise, zwei Fahrstraßen und eine Gehbahn aufnehmen wird. Die eigentliche Mole wird mit je einem Gleis an den Wasserseiten und zwei weiteren Gleisen in der Mitte, sowie mit einigen Volltorkranen ausgestattet werden, die die äußeren Eisenbahngleise überspannen.

Die in der Mitte angeordneten Gleise werden teilweise überdeckt von einer 17,20 m breiten Bahnhofshalle, die sich über etwa $\frac{2}{3}$ der Molenlänge erstreckt; das Obergeschoß dieser Halle wird mittels einer Rampe unmittelbar für Fuhrwerk und Kraftwagen zugänglich sein. Die Arbeiten werden sehr beschleunigt, um eine Abfertigung des etwa 40 000 B. R. T. großen Dampfers „Atlantique“ zu ermöglichen, den die Compagnie Sudatlantique Ende des Jahres 1931 auf der Strecke Bordeaux—Buenos Aires in Dienst gestellt hat.

Hand in Hand mit dem Molenbau gehen Verbesserungen der Straßenverbindungen nach Bordeaux, die für starken Kraftwagenverkehr ausgebaut werden sollen, sowie der Eisenbahnverbindung; letztere soll so weit verbessert werden, daß Bordeaux in 1 $\frac{1}{2}$ Std. Fahrzeit erreicht werden kann.

Der Fahrgastverkehr von Marseille⁹⁾, der an Umfang den der Häfen am Atlantischen Ozean noch übertrifft, beruht wie in Bordeaux auf den Kolonialverbindungen. Die Abfertigung ist deshalb in gleicher Weise auf zahlreiche Kaischuppen verteilt, deren bauliche Ausgestaltung aber auf den Personenverkehr so gut wie keine Rücksicht nimmt. Die Verbindung mit dem ziemlich entfernten Personenbahnhof wird vermittelt durch eine Kraft-

fahrlinie der Eisenbahngesellschaft P. L. M. Eine besondere Rolle spielt in Marseille der nahezu die Hälfte des Gesamtverkehrs ausmachende Reiseverkehr nach Nordafrika (Algier und Tunis), der sich vornehmlich in dem viel zu kleinen Bassin de la Joliette abspielt (vgl. den Hafenplan, Abb. 16). Da hier die Abfertigung der Fahrgäste besonders zu wünschen übrig läßt, soll dieses Becken beschleunigt durch Erweiterung und Einbau von drei Kaizungen umgestaltet werden, so daß etwa 15 Liegeplätze für Nordafrikadampfer geschaffen werden. Die Ausrüstung der Kais wird aus zweigeschossigen Schuppen bestehen, in deren

⁸⁾ Gén. Civ. 1930, Heft 11. — Dock Harbour 1929, Augustheft. — Jubiläumsschrift der Julius Berger Tiefbau AG, Berlin 1930, S. 200 bis 207.

⁹⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1930, Heft 36/37.

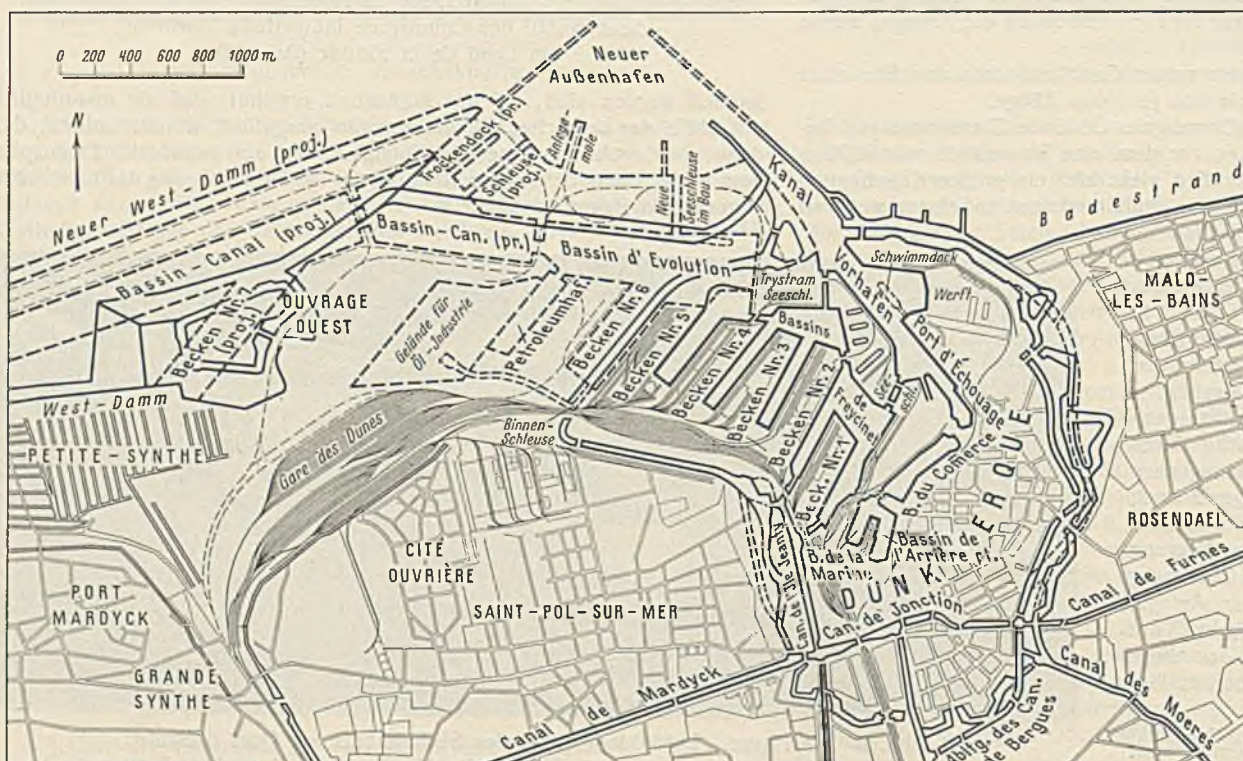


Abb. 11. Hafenplan von Dünkirchen.

Tidehub, Einfahrt- und Hafentiefen sowie Schleusenabmessungen in den wichtigsten französischen Seehäfen.

	Mittlerer Tidehub	Mittlerer Springtidehub	Tiefe der Zufahrt bei MHW	Wassertiefe vor neueren Kais (Tidebecken) bei MHW	Tiefe neuerer Dockhafenbecken	Abmessungen der größten Seeschleuse			
	m	m	m	m	m	Drempeltiefe für MHW	Länge	Breite	m
Dünkirchen .	4,20	5,10	10,20 (zu den älteren Anlagen) 15,20 (zu dem im Bau befindl. neuen Außenhafen)	15,20 (im Bau befindl. Pier im neuen Außenhafen)	11,20 Bassin Freycinet (Becken Nr. 5) 13,20 im Bau befindl. Becken Nr. 6	10,20	Trystram-Schleuse	161,70	25
Calais . .	5,10	6,30	11,35	10,85	8,60 Bassin Carnot	8,10		133,0	21
Boulogne .	6,20	7,90	12,35	15,65 Südkai Bassin Loubet	8,60	8,10		100	21
Rouen . .	etwa 2,00	—	Siehe Text	—	—	—		—	—
Le Havre .	5,50	6,80	15,70 (Vertiefung geplant auf 17,20)	19,20 Joannès-Couvert-Kai 21,20 Quai de la Floride	8,80 Bassins Bellot und Vétillard	11,70		241	30
Cherbourg .	3,90	5,20	12,00	18,50 am Seebahnhof (im Bau)	5,00	—		—	—
St. Nazaire .	3,80	5,00	10,65	—	9,00 Bassin de St. Nazaire 8,65 Bassin de Penhoet (Vertiefung auf 10,65 in Ausführung)	10,65		350	50
Nantes . .	—	—	6,50 bis 8,00	7,50	—	—		—	—
Bordeaux .	4,00	4,30	8,50 bis 10,00	11,30	—	—		—	—
Le Verdon .	—	etwa 6,00	17,00	20,00	—	—		—	—
Marseille .	—	—	12,00	12,00 Bassin Président Wilson	—	—		—	—

Liegeplätze, Kaistrecken, Hebezeuge, Lagerflächen, Hafenbahnen in den wichtigsten Seehäfen.

	Anzahl der Liegeplätze für Seeschiffe	Seeschiffkais km	Hebezeuge	Schuppen und Speicher (Überdachte Fläche)	Hafenbahn-gleise km
Dünkirchen . .	83	12,13	238 Stück, darunter 4 Schwimmkrane (10, 20, 50 und 120 t) und 4 schwimmende Getreideheber mit 100 t Stundenleistung	151 075 m ² ferner Kühlhaus mit 6000 t, Getreidesilo mit 15 000 t und Kohlsilo mit 900 t Fassungsvermögen	210
Le Havre . . .	80	21,5	279 Stück, darunter 2 Schwimmkrane von 100 und 200 t Tragfähigkeit und 4 Getreideheber mit 100 t Stundenleistung	1 170 000 m ² hierunter ein Baumwollschuppen von 85 000 m ² Grundfläche	151
Rouen	164	8,455	276 Stück, darunter 88 Schwimmkrane (einer von 60 t) und 12 Verladebrücken	31 151 m ²	110
St. Nazaire . .	32	4,090	69 Stück, darunter 1 Schwimmkran von 100 t und 1 Schwerlastkran von 180 t	32 820 m ²	38
Nantes	61	6,305	159 Stück, darunter 1 Schwerlastkran von 60 t und 1 Schwimmkran von 100 t	86 906 m ²	38
Bordeaux . . .	97	11,375	263 Stück, darunter 4 Schwimmkrane (30, 40, 60 und 100 t) sowie mehrere Verladeanlagen für Kohle, Getreide und Schwergut	78 000 m ² nach Fertigstellung der Bauten in Bassens werden 50 000 m ² hinzukommen	169
Marseille . . .	134	17,508	213 Stück, darunter 48 Schwimmkrane und 1 Schwerlastkran von 120 t	397 635 m ²	63

Obergeschossen Abfertigungsräume für die Reisenden vorgesehen sind; außerdem soll für unmittelbare Abbeförderung der Reisenden mit der Eisenbahn gesorgt werden.

II. Anlagen für den Güterverkehr.

1. Übersicht über die Häfen.

Die folgenden Ausführungen können keinerlei Anspruch auf Vollständigkeit machen. Sie beschränken sich auf eine Schilderung größerer Planungen und neuerer Anlagen, indem zunächst ein Überblick über die Anlagen der einzelnen Häfen und dann eine Beschreibung bemerkenswerter Bauwerke gegeben wird.

Den Einzelbeschreibungen der Häfen, die naturgemäß nur kurz gehalten werden konnten, seien die vorstehenden beiden Übersichten über die wichtigsten Abmessungen der Hafenanlagen und über ihre Ausrüstung vorausgeschickt.

Dünkirchen¹⁰⁾ (vgl. den Hafenplan, Abb. 11) ist als Dockhafen angelegt; die von einer guten Reede abzweigende Zufahrt ist bei MHW 10,20 m tief. Zwei Seeschleusen, deren größte, die Trystram-Schleuse, 161,70 m lang ist, führen in den 73 ha großen Binnenhafen (Bassins de Freycinet), der fünf große, neuzeitlich ausgerüstete Umschlagbecken enthält. Die zu einem Teil bereits in Angriff genommenen Erweiterungen umfassen einen durch Molen von insgesamt 1450 m Länge geschützten Außenhafen von 85 ha Fläche und zunächst 15,20 m Tiefe bei MHW, der an einem 350 m langen und 50 m breiten Pier die unmittelbare Abfertigung von Überseeschiffen gestattet, die so den mit dem Aufsuchen der Dockbecken verbundenen Zeitverlust ersparen werden. Weiter ist geplant, den Binnenhafen nach Westen hin auszubauen, wobei, ausgehend von einem großen Wendeplatz, ein sechstes Umschlagbecken

¹⁰⁾ Dock Harbour 1925, Novemberheft. — Gén. Civ. 1930, Nr. 10. — Nav. Rhin 1930, Nr. 10. — Hansa 1931, S. 262.

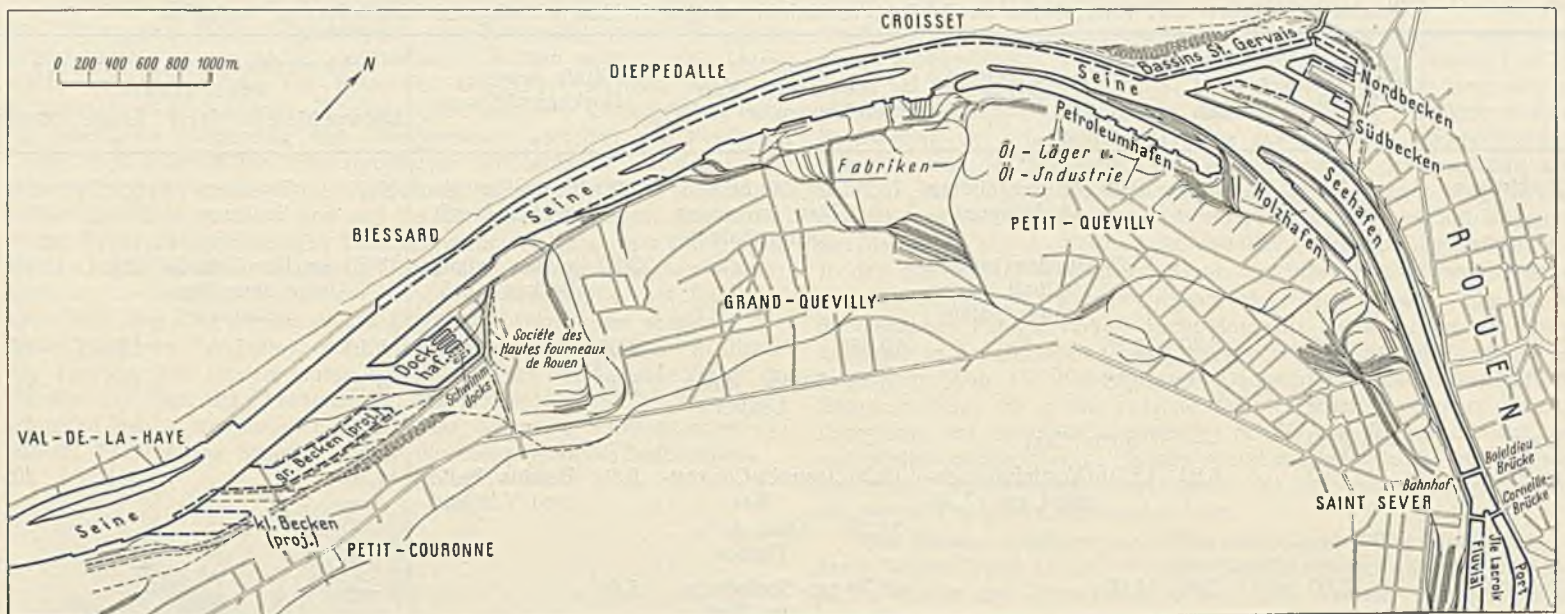


Abb. 12. Hafenplan von Rouen.

mit 13,20 m Wassertiefe bei MHW und zwölf Schiffs- liegeplätzen, sowie ein absperrbares Petroleumbecken hergestellt werden sollen. Von dem Wendeplatze soll eine 280 m lange Schleuse nach dem Außenhafen, von dem sechsten Umschlagbecken eine Binnenschleuse nach den Binnenschiffskanälen führen, die ebenfalls im Bereich des Hafens ergänzt werden sollen. Für die Durchführung des gesamten Planes rechnet man mit einem Zeitraum von zehn Jahren. Die Ausrüstung des Hafens ist hauptsächlich durch die englischen Truppen während des Krieges — vor 1914 waren nur 63 Krane vorhanden —, aber auch noch in den letzten Jahren so gefördert worden, so daß heute 238 Hebezeuge zur Verfügung stehen, deren weitere Vermehrung um 53 neue Krane vorgesehen ist. U. a. hat die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg zwei fahrbare Schwimmkrane mit dieselelektrischem Antrieb geliefert. Der größere der Krane hat zwei Hubwerke von 120 und 40 t Tragfähigkeit und 26 und 38 m Ausladung¹¹⁾.

Bei den Hafenanlagen von Le Havre¹²⁾ (vgl. den Hafenplan, Abb. 6) ist ebenfalls zu unterscheiden zwischen dem ursprünglichen Dockhafen und den in neuerer Zeit ausgeführten offenen Hafenanlagen. Die eine Gesamtkailänge von 18 km aufweisenden elf Dockbecken mit einer Gesamtoberfläche von 88 ha sind untereinander und mit dem Vorhafen durch 16 Drehtore oder Schleusen verbunden. Die wichtigste Seeschleuse („Quinette de Rochemont“, 241 m lang, 30 m breit und bei MHW 11,70 m tief) kann infolge des Umstandes, daß die Flutwelle in Le Havre zwei Maxima verzeichnet, während 18 Stunden am Tage offen benutzt werden. Im Dockhafen finden sich eine Anzahl von Sonderanlagen für die Lagerung der wichtigsten Umschlaggüter des Hafens, nämlich von Kohle, Baumwolle, Kaffee, Zucker, Kakao und Kolonialhölzern.

Für die künftige Entwicklung von Le Havre ist der Ausbau des großen Gezeitenbeckens des Außenhafens von großer Bedeutung, der besonders kostspielig ist, da Le Havre von allen französischen Häfen den ungünstigsten Tidehub (5,5 m bis 6,8 m) aufzuweisen hat. An der Nordseite des Außenhafens befindet sich ein 1175 m langer Kai (Quai Joannès Couvert) mit einer Wassertiefe von 19,20 m bei MHW, der an seinem Westende in eine Pieranlage übergeht, die noch im Bau ist. Nach Osten schließt sich an den Kai ein im Jahre 1927 in Betrieb genommenes großes Trockendock von 312 m Länge an. Westlich nach der Hafeneinfahrt zu liegt am Nordufer des Außenhafens ein 600 m langer Kai (Quai de la Floride) mit 21,20 m Wassertiefe bei MHW, der von der Compagnie Industrielle Maritime errichtet und ausgenutzt wird. Die gleiche Gesellschaft hat im Südteil des Außenhafens ein Petroleumbecken von 230 m Länge und 90 m Breite, sowie dazugehörige Tankanlagen von 125 000 t Fassungsvermögen geschaffen. Zur Zeit ist man dabei, die Zufahrten zu dem Außenhafen durch Verlegen des südlichen Wellenbrechers zu verbessern. Die Seehafenanlagen sind mit der Seine durch einen 25 km langen Kanal, den Kanal von Tancarville verbunden, der den Binnenschiffen das Befahren der Seinemündung erspart; dieser Kanal wird zur Zeit vertieft, und die mit ihm in Verbindung stehenden Umschlaganlagen werden erweitert.

Der 125 km oberhalb der Seinemündung und 88 km oberhalb Le Havre

gelegene Umschlagplatz Rouen¹³⁾ (vgl. den Hafenplan, Abb. 12) ist für Schiffe bis zu 5,50 m Tiefgang jederzeit, für solche bis zu 6,10 m Tiefgang fast das ganze Jahr über (1929 an 339 Tagen) erreichbar. Im gleichen Jahre konnten 7 m tiefgehende Schiffe an 163 Tagen und solche mit 7,30 m Tiefgang an 80 Tagen den Hafen anlaufen. Es besteht ein Plan, dessen Durchführung gesichert erscheint, die Seine so zu regeln, daß Schiffe mit 8 m Tiefgang jederzeit den Hafen erreichen können.

Die Seehafenanlagen von Rouen erstrecken sich auf eine Länge von 12,5 km unterhalb der Boieldieubrücke und umfassen neben Liegeplätzen im Strom Uferkais, Umschlagplätze für Industrieunternehmungen, ein Becken für Holzumschlag und ein weiteres für Petroleumumschlag. Das erstgenannte Becken ist über 6 ha groß, während der Petroleumhafen bei 1800 m Länge 20 ha umfaßt und mit Tankanlagen von einem Fassungsvermögen von 400 000 m³ besetzt ist. Größere Erweiterungen in Gestalt von zwei für Stückgutumschlag bestimmten Becken (Bassins St. Gervais mit 35 ha Wasserfläche) sind auf dem rechten Ufer schon seit längerer Zeit in Angriff genommen; es fehlt noch die Einfassung mit Kaimauern, die etwa 3,5 km Länge haben werden. Für spätere Zeiten sind zwei weitere Becken auf dem linken Flußufer unterhalb des Liegeplatzes für die Schwimmdocks geplant. Der Hafen ist mit im ganzen 276 Hebezeugen ausgerüstet, die vornehmlich dem Massengut dienen. Kennzeichnend für den Umschlagbetrieb des Hafens sind 88 Schwimmkrane. Rouen hat zwei Schwimmdocks von 8000 t und zahlreiche Anlagen für die Ausbesserung von Schiffen.

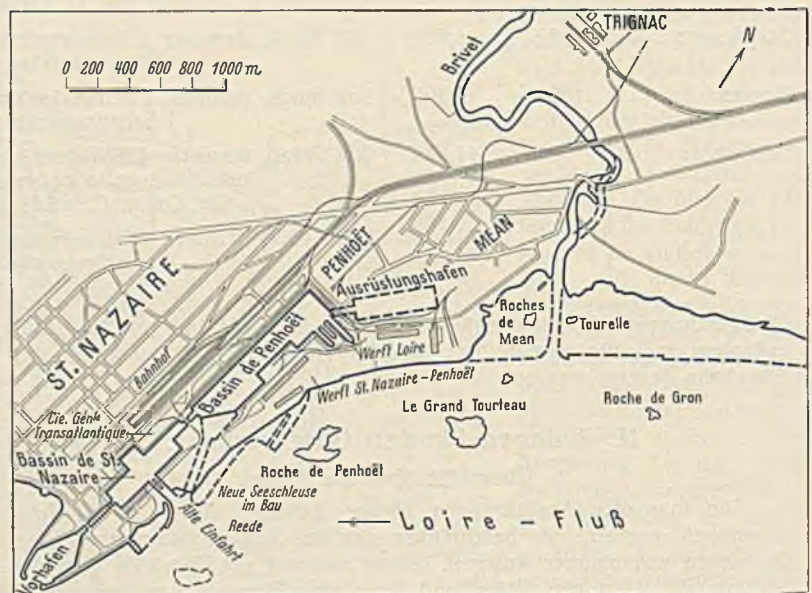


Abb. 13. Hafenplan von St. Nazaire.

¹¹⁾ VDI-Nachr. 1931, Nr. 32, S. 3.

¹²⁾ Bautechn. 1925, Heft 3. — Nav. Rhin 1927, Nr. 8. — Dock Harbour, 1925 Dezemberheft, 1926 Februar/März-Heft, 1929 Januarheft. — World Ports 1930, S. 77 ff. — Werbeschrift der Hafenverwaltung.

¹³⁾ Werbeschrift der Handelskammer 1924. — Dock Harbour 1926, Januar/Februar-Heft. — Revue des Sciences Politiques 1930, Les grands ports de commerce de France: „Rouen“.

Das am rechten Ufer der Loire unweit ihrer Mündung gelegene St. Nazaire¹⁴⁾ (vgl. den Hafenplan, Abb. 13) ist durch seine Schiffswerften bekannt. Der Abschnitt St. Nazaire—Nantes mit den drei großen Werften Penhoët, Chantiers de la Loire und Chantiers de Bretagne bildet das Hauptgebiet des französischen Schiffbaues. Der Hafen umfaßt zwei Dockhafenbecken, das 10,5 ha große „Bassin de St. Nazaire“, das durch

Nantes¹⁵⁾ (vgl. den Hafenplan, Abb. 14) liegt an der Loire, 56 km von der Mündung entfernt. Schiffe bis zu 6,50 m Tiefgang können bei jedem Wasserstand die Stadt erreichen, größere Schiffe bis zu 7,60 m Tiefgang müssen die Flut abwarten; ausnahmsweise können auch 8 m tiefgehende Schiffe einlaufen. Verbesserungen des Fahrwassers sind im Gange. Die Seeschiffkais, von denen insgesamt 9,3 km zur Verfügung

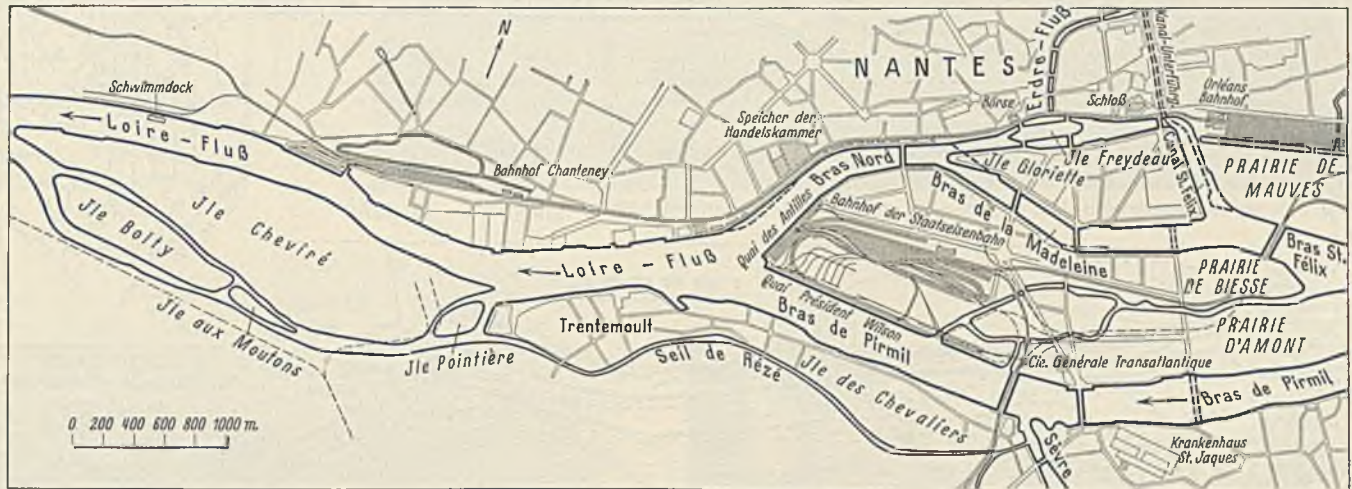


Abb. 14. Hafenplan von Nantes.

zwei Einfahrten zugänglich ist, deren neuere eine 211 m lange Schleuse mit Vorhafen bildet, und das mit dem ersten Becken in offener Verbindung stehende, 22,5 ha große „Bassin de Penhoët“. Letzteres dient neben dem Kohlenumschlag dem Ausrüsten großer Seeschiffe; u. a. ist die 43548 B. R. T. große „Ile de France“ dort ausgerüstet worden. Um den Bau noch größerer Seeschiffe zu ermöglichen und um die dafür in Aussicht stehenden Neubaufträge nicht an das Ausland zu verlieren, entschloß man sich im Jahre 1929, eine neue Zugangsschleuse zu dem Bassin de Penhoët herzustellen, die im Bedarfsfalle auch als Trockendock dienen soll. Die Schleuse ist im Bau, nach ihren Abmessungen gehört sie, wie die nachstehende Zusammenstellung zeigt, zu den größten ihrer Art.

Schleuse	Länge zwischen den Toren m	Breite im Haupt m	Drempeltiefe unter MHW m
St. Nazaire	350	50	10,65
IJmulden	400	50	16,00
Bremerhaven (Nordschleuse)	372	45	14,70

Diesem Bauwerk sollen weitere Arbeiten folgen, wie die Umwandlung einer älteren Schleuse in ein Trockendock und die Schaffung eines neuen, an das Bassin de Penhoët anschließenden Ausrüstungsbeckens.

¹⁴⁾ Werbeschrift der Handelskammer 1930.

stehen, sind zu einem großen Teil erst nach 1925 errichtet worden, so daß Schiffe mit 7 bis 7,50 m Tiefgang an ihnen abgefertigt werden können. Die Ausrüstung des Hafens ist in und nach dem Kriege erheblich verbessert worden, so daß heute im Seehafengebiet 159 Hebezeuge vorhanden sind. In Auftrag gegeben sind weitere zehn Krane, nach deren Lieferung die noch vorhandenen alten Dampfkrane allmählich ersetzt werden sollen.

Der an der Garonne liegende Hafen Bordeaux¹⁶⁾ (vgl. den Hafenplan, Abb. 15) war während des Krieges ein Haupteinfahrtort der amerikanischen Truppen, die namentlich die unterhalb der Stadt liegenden Umschlagstellen in großem Umfange ausgebaut haben. Von diesen sind auf dem rechten Ufer der Garonne am Zusammenfluß von Garonne und Dordogne der kürzlich in Betrieb genommene Petroleumhafen bei Bec d'Ambes und unterhalb davon, am rechten Ufer der aus Garonne und Dordogne gebildeten Gironde die Umschlaganlagen von Blaye zu nennen. Auf dem linken Ufer der Gironde liegen Pauillac und schon fast an der offenen See Le Verdon, das, wie schon oben erwähnt, zur Zeit als Anlaufhafen für den Südamerikadienst ausgebaut wird. Gironde und Garonne sind auf der 98 km langen Strecke von der See bis nach Bordeaux für See-

¹⁵⁾ L'Europe Nouvelle 1931, Nr. 683, S. 357.

¹⁶⁾ Dock Harbour 1929, Juliheft. — La Revue Industrielle 1929, September/Oktober-Heft. — Revue des Sciences Politiques, 35. Jahrg. Oktober/Dezember 1930, Le Port Autonome de Bordeaux. — T. d. Travaux 1930, Nr. 5. — Gén. Civ. 1930, Nr. 10.

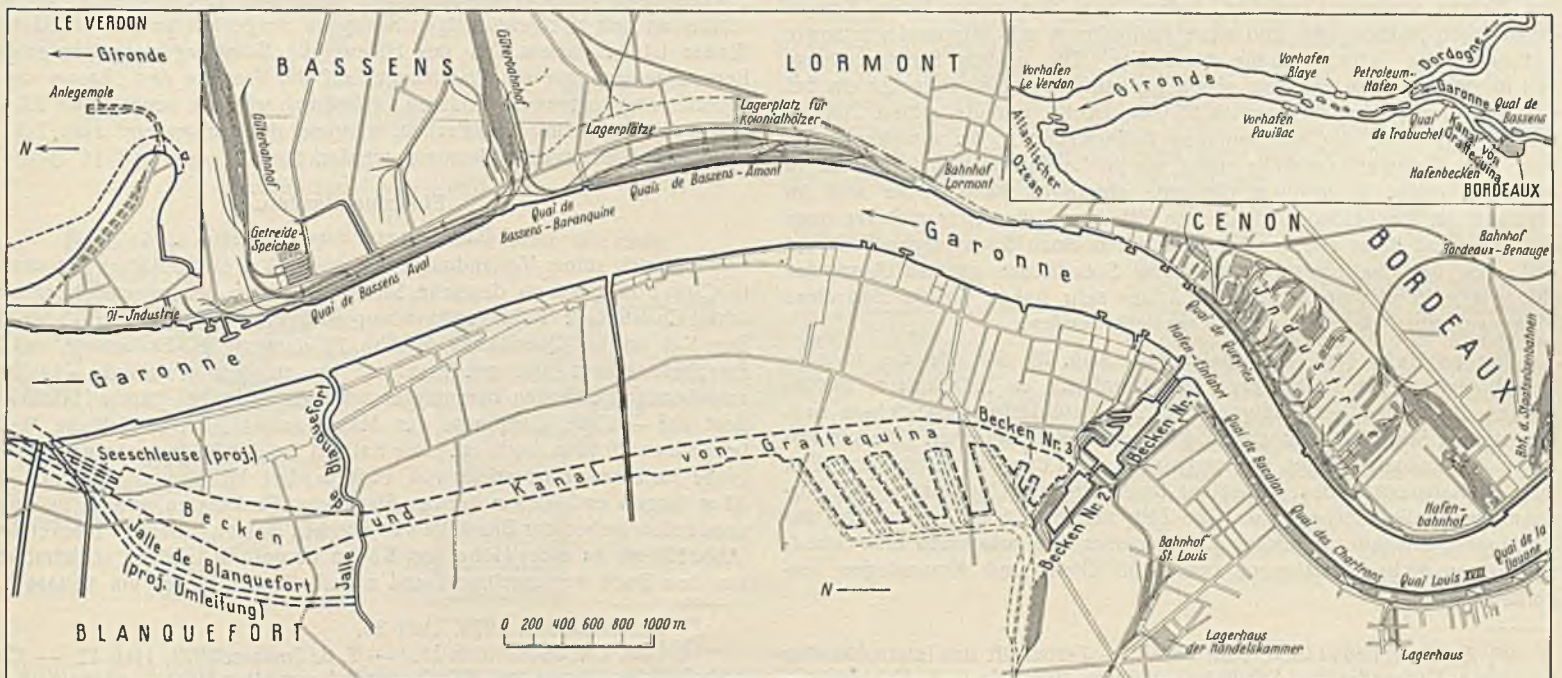


Abb. 15. Hafenplan von Bordeaux. Übersicht der Vorhäfen von Bordeaux. Der Vorhafen Le Verdon.

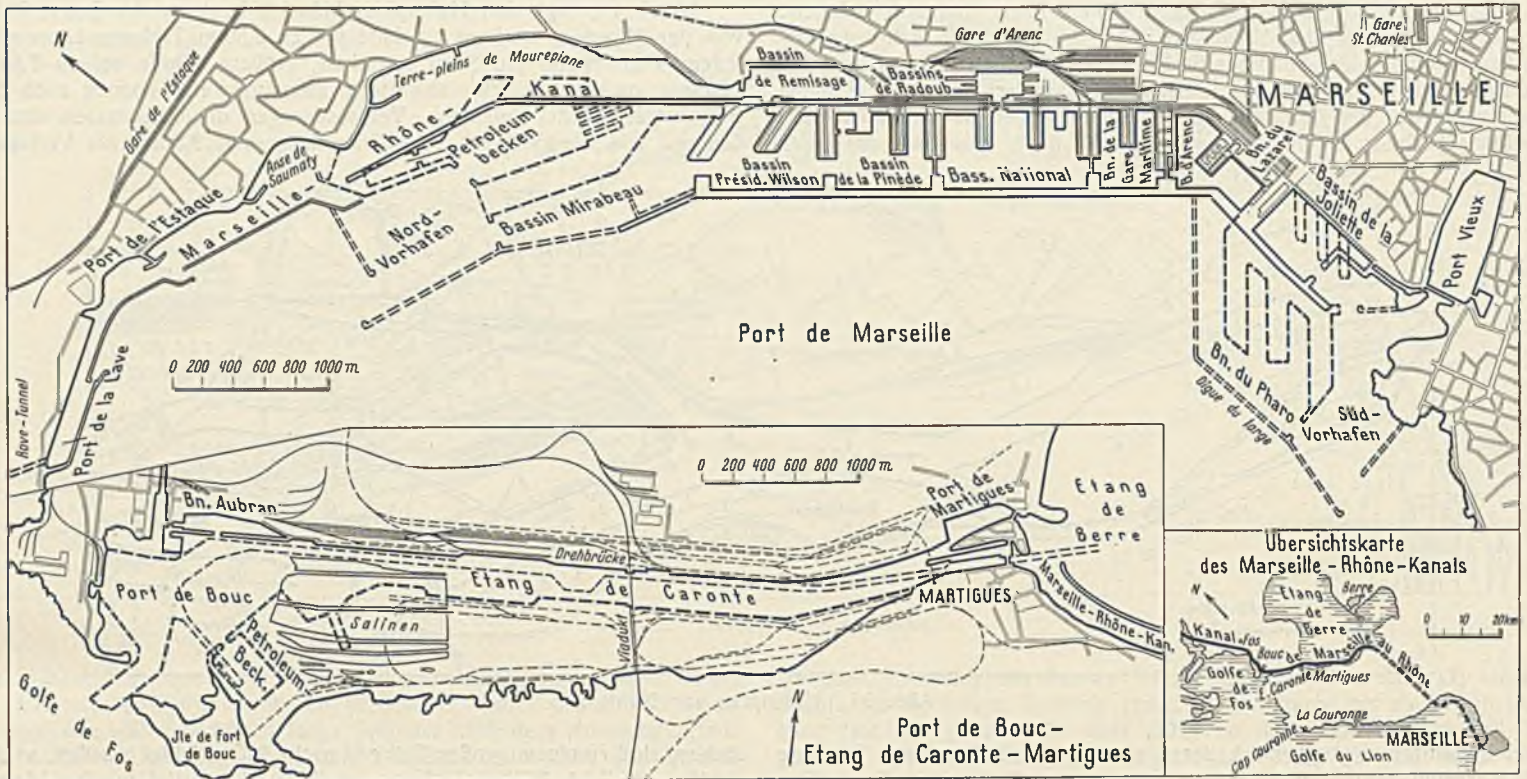


Abb. 16. Plan des Hafens von Marseille und seiner Nebenhäfen.

schiffe bis zu 8,5 m Tiefgang befahrbar. Die Strommündung wird zur Zeit für 10 m tiefgehende Schiffe ausgebaggert, für später ist eine weitere Vertiefung auf 12 m geplant. An dem in Le Verdon im Bau befindlichen Pier wird eine Wassertiefe von 15 m bei MNW hergestellt.

Den Kern des gesamten Hafengebietes bilden die Anlagen innerhalb der Stadt Bordeaux und im Vorort Bassens (s. Abb. 26) auf dem rechten Ufer der Garonne. Sie umfassen im ganzen 9,5 km Kaianlagen an zwei Dockhafenbecken auf dem linken Ufer und an beiden Ufern des Flusses. In Bassens am rechten Ufer sind in den letzten Jahren die von den Amerikanern behelfmäßig errichteten hölzernen Kaibauten durch neuzeitliche Kalmauern ersetzt worden, hinter denen jetzt großzügige Umschlaganlagen für Massen- und Stückgut im Bau begriffen sind. Am linken Flußufer sind am „Quai de Bacalan“ und am „Quai des Chartrons“ (vgl. S. 518) eine Reihe zweigeschossiger Schuppen für Fracht- und Fahrgastabfertigung von Linienreedereien errichtet. Weiter stromaufwärts ist man dabei, die aus den Anfängen des Hafens stammenden Kaistrecken „Quai Louis XVIII“, „Quai de la Bourse“ und „Quai de la Douane“ (s. Abb. 27) durch einen neuzeitlichen Kai zu ersetzen, hinter dem eine Anzahl eingeschossiger Umschlagsschuppen errichtet wird. Hand in Hand mit den baulichen Maßnahmen ist in und nach dem Kriege die Hebezeugausrüstung des Hafens verbessert worden, indem man den vorhandenen Kranen elektrischen Antrieb gab und neue Volltorkrane mit Wippausleger sowie leistungsfähige Schwimmkrane beschaffte. Die großen Schwimmdocks von Bordeaux liegen bei dem schon genannten Pauillac, darunter ein bei dem Hamburger Vulkan erbautes 25 000-t-Dock. Für die spätere Zukunft beabsichtigt man, die Hafenanlagen in Bordeaux so zu erweitern, daß man den Südamerikaverkehr nicht nur in Le Verdon, sondern auch in Bordeaux selbst in größtem Umfange abfertigen kann. Man will im Anschluß an die beiden Hafenbecken auf dem linken Ufer mehrere neue ausheben und diese mit der Garonne durch einen 5 km langen Seekanal und eine bei Grattequina vorgesehene Seeschleuse größten Ausmaßes (400×50×15 m) verbinden. Wegen der sehr hohen Kosten sind diese Planungen aber einstweilen zurückgestellt worden.

Marseille¹⁷⁾ (vgl. den Hafenplan, Abb. 16) ist wie die meisten Umschlagplätze am Mittelmeer ein Küstenhafen an Felsenuffern, dessen Becken durch ins Meer hineingebaute Piers gebildet werden; Schutz nach der offenen See bietet ein etwa 5 km langer Wellenbrecher. Die Wassertiefen in den Hafenbecken nehmen von 6 m an den Uferkais bis auf 12 m an den Kaistrecken des auf seiner Innenseite für Umschlagzwecke ausgenutzten Wellenbrechers zu. Zur Zeit stehen 17,5 km Kaistrecken zur Verfügung, die mit zahlreichen Lagerhäusern, die zusammen eine Grundfläche von 40 ha einnehmen, sowie mit Gleis- und Krananlagen ausgerüstet sind.

Nach dem Kriege hat das Hafengebiet von Marseille eine gewaltige Erweiterung erfahren durch Einbeziehung großer Industriefahenanlagen, die an zwei mit dem Golf de Fos in Verbindung stehenden Binnenseen, dem „Etang de Caronte“ und dem „Etang de Berre“ entstanden sind. Die Verbindung dieses Gebietes, das außerdem die beiden Umschlagplätze Martigues und Port de Bouc umfaßt, wird durch den insgesamt 81 km langen Marseille-Rhône-Kanal hergestellt, dessen bedeutendstes Bauwerk der 7,1 km lange und für 1500-t-Flußschiffe befahrbare Rove-tunnel¹⁸⁾ ist. Wenn auch dieser Wasserweg im Augenblick nur als Verbindung der Handelshafenanlagen mit dem Industriefahen Bedeutung hat, so wird er doch nach dem geplanten Ausbau der Rhône dem Hafen Marseille den heute fehlenden Anschluß an die Wasserstraßen der Binnenschiffahrt bringen.

Das den Erfordernissen der Seeschiffahrt am meisten angepaßte Hafenbecken in Marseille ist das eine Mindesttiefe von 12 m aufweisende „Bassin Président Wilson“, dessen 2,6 km lange Kaistrecken zur Zeit mit Umschlagsschuppen versehen werden. Im Anschluß daran sind ein weiteres großes Umschlagbecken (Bassin Mirabeau), ein Petroleumhafen und ein Vorhafen geplant. Im Südtell des Hafens ist mit Erweiterungsarbeiten bereits begonnen worden, indem das dem Nordafrikaverkehr dienende „Bassin de la Joliette“ so ausgebaut wird, daß 15 Liegeplätze für Seeschiffe an mit zweigeschossigen Schuppen ausgerüsteten Kais entstehen. Weiter ist in diesem Teil des Hafens die Schaffung von drei großen Becken geplant, die aus Platzmangel auf der Seeseite des „Bassin de la Joliette“ angelegt werden müssen. Hierdurch wird ein neuer, etwa 2,5 km langer Wellenbrecher erforderlich, während der vorhandene zum Teil in die neuen Kaizungen einbezogen werden muß.

2. Einzelne Bauten.

a) Kalmauern und Molen.

Der sich seiner Vollendung nähernde 640 m lange Abfertigungskai¹⁹⁾ in Cherbourg ist als deutsche Sachleistung von der Ingenieurbaugesellschaft Christiani & Nielsen in Hamburg ausgeführt worden (Abb. 17 bis 20). Der Kai ist im Querschnitt in Abb. 17 dargestellt. Er besteht aus 21 Eisenbetonkasten, die mit Druckluft bis zu dem etwa auf -14,00 m anstehenden Felsboden heruntergebracht werden. Die spätere Hafensohle liegt auf -13,00, Oberkante der Mauer auf +7,80, so daß die Mauer im ganzen 20,80 m hoch ist. Der Kai hat bei MNW die außergewöhnlich große nutzbare Wassertiefe von 14,60 m, bei MHW von 18,50 m. Die 33 m langen und 6,20 m breiten Eisenbeton-Senkkasten werden in einem unmittelbar neben der Baustelle aus eisernen Bohlen erbauten Trockendock (Abb. 18) bis zu einer Höhe von 8,50 m hergestellt, sodann schwimmend aus dem Dock herausgebracht und außerhalb des Dockes um weitere 8 m

¹⁸⁾ Vgl. Bautechn. 1924, Heft 39.

¹⁷⁾ Ztrbl. d. Bauv. 1930, Heft 36/37. — Zeitschrift des Internationalen Ständigen Verbandes der Schifffahrtkongresse 1930, Nr. 9, S. 40 bis 50. — L'Europe Nouvelle 1931, Nr. 683, S. 361.

¹⁹⁾ Gén. Civ. 1930, Heft 18. — T. d. Travaux 1929, Heft 12. — Concrete London, Dezember 1929, Januar/Februar/März 1930. — Zeitschrift des Internationalen Ständigen Verbandes der Schifffahrtkongresse 1930, Nr. 9.

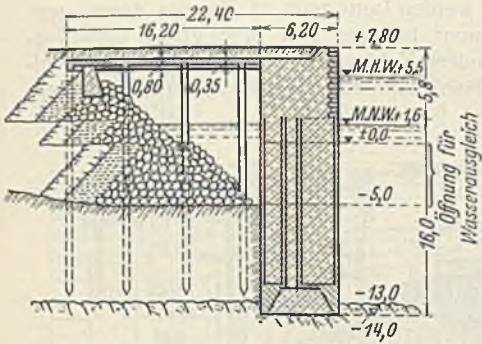


Abb. 17. Cherbourg.
Querschnitt durch den neuen
Anlegekai.

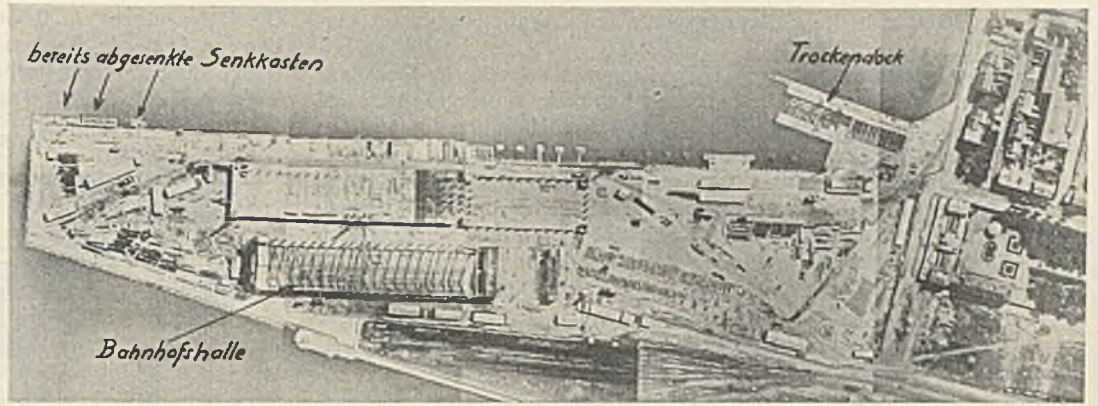


Abb. 18. Cherbourg. Luftbildaufnahme des im Bau befindlichen Abfertigungskais sowie des Seebahnhofs.

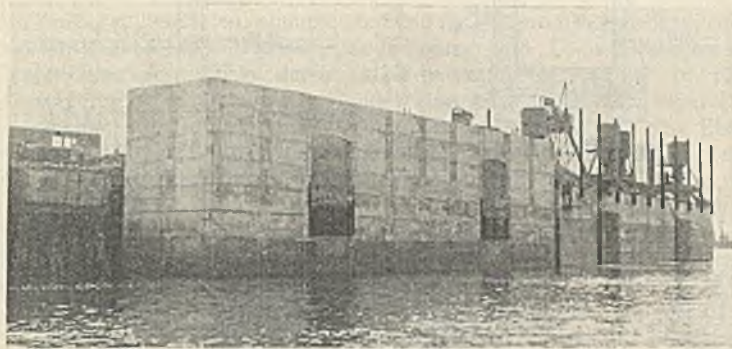


Abb. 19. Cherbourg.
Senkkasten des Abfertigungskais vor und während der Absenkung.

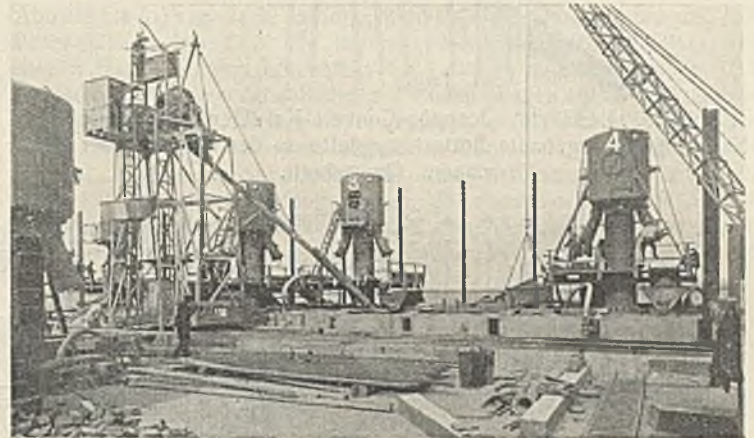


Abb. 20. Cherbourg.
Personen- und Baustoffschleusen der Senkkasten des Abfertigungskais.

erhöht. Da an einigen Stellen der Felsboden erst in einer Tiefe von 20 m unter NN erreicht wurde, ergaben sich Senkkastenhöhen von 22 m sowie erhebliche Schwierigkeiten beim Absenken. Der Aufbau der Senkkasten von +2,00 bis +7,80 besteht aus Grob beton, der mit Eisenbetonkunststeinen sehr fetter Mischung verblendet wird. Die Verbindung der Senkkasten mit dem dahinterliegenden Ufer, nämlich der Rampe des Hafensbahnhofs, wird durch eine 16 m breite Eisenbetonbühne gebildet. Diese Bühne ruht auf etwa 20 m langen Eisenbetonpfählen, die durch die vorhandene Steinböschung hindurchgerammt sind. Der Raum zwischen Senkkasten und Böschung ist offen. Zum Ausgleich des Wassers sind in jedem Senkkasten zwei Öffnungen (Abb. 17 u. 19) ausgespart.

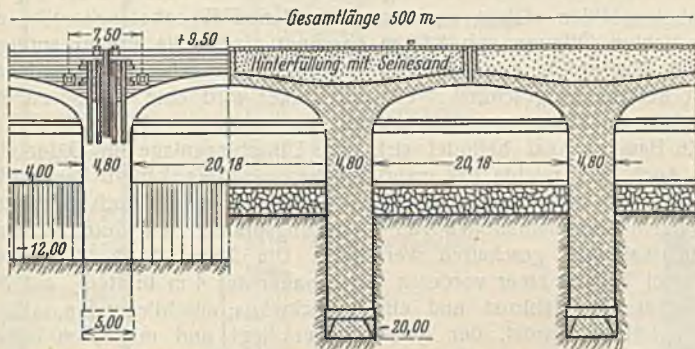


Abb. 21. Le Havre. Joannès-Couvert-Kai (Gewölbebauweise).
Ansicht und Längsschnitt.

Von den die Eisenbetonbühne tragenden Pfählen war ein Teil bereits vorhanden, da man ursprünglich eine andere, einfachere Landungsanlage geplant und schon begonnen hatte. Dieser erste Plan sah zum Anlegen der Schiffe eine Anzahl Pfahlbündel vor, von denen aus die Böschung überbrückende Wege zum Lande führten. Während der Ausführung entschloß man sich aber auf Drängen der Schiffahrtsgesellschaften zur Ausführung des oben beschriebenen Kais auf Senkkasten und benutzte die bereits gerammten Pfähle als Unterstützung der Bühne. Zu erwähnen ist noch, daß die Mauer, abgesehen von Gußstahlpollern, keine weiteren Ausrüstungsgegenstände hat. Die Kosten für 1 m Kai betragen etwa 10000 RM.

Der im Jahre 1919 in Betrieb genommene Joannès-Couvert-Kai²⁰⁾ im Außenhafen von Le Havre hat 500 m Länge bei einer Wassertiefe von 13,70 m unter MNW und von 19,20 m bei MHW. Der Kai besteht aus einer Reihe von Senkkasten, die in Richtung des Kais 43 m lang, in der Sohle 14 m breit, mit Druckluft gegründet und mit Beton übermauert sind. Die Kaimauer ist im ganzen 25,5 m hoch.

Für die 500 m lange Anschlußstrecke hat man eine billigere aufgelöste Bauweise auf Gewölben gewählt (Abb. 21 u. 22). Die im Abstand von 25 m errichteten Gewölbe ruhen auf eisernen, unter Druckluft abgesenkten Senkkasten von 13,15 x 5,00 m Grundfläche. Über die Öffnungen sind ziemlich flache Betongewölbe in Form elliptischer Korbbo gen gespannt. Der Hinterfüllungsboden wird unter den Gewölben im östlichen Teil durch eine Betonmauer auf Pfählen mit vorderer Spundwand aufgenommen und im Westteil durch eine massive Mauer, die auf eisernen Senkkasten ruht und am oberen Ende mit einem durch Steinschüttung belasteten Entlastungssporn versehen ist. Der Erd druck auf der Rückseite der Mauer ist durch Hinterfüllung mit Steinbruch abfällen vermindert. Bei der Ausbaggerung der Hafensohle vor der Mauer sind Rutschungen der Hinterfüllung eingetreten, die eine Gefährdung des gesamten Bauwerks befürchten ließen. Man hat deshalb nachträglich auf der Rückseite der Mauer die in Abbild. 23 dargestellte, den Erddruck ver-

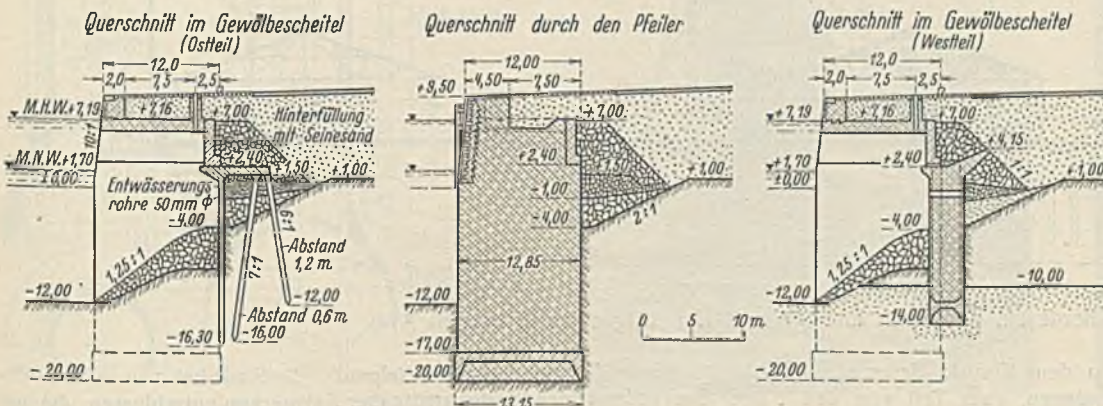


Abb. 22. Le Havre. Joannès-Couvert-Kai (Gewölbebauweise).
Querschnitte des östlichen und westlichen Teiles der Kaimauer.

²⁰⁾ Gén. Civ. 1924, Nr. 16. — Dock Harbour 1926, Januarheft.

mindernde, 16,50 m breite Entlastungsplatte auf Eisenbetonpfahlrost eingebaut.

Bei einer später ausgeführten 175 m langen Kaistrecke im Gezeitenbecken (Abb. 24) ist man zu der massiven Bauweise zurückgekehrt. Die bei MHW 19,20 m tiefe Mauer besteht in ihrem Unterbau aus 16,43 m langen und 10 m breiten Eisenbetonsenkasten.

Eine Kaimauer in Form der überbauten Böschung mit in der Kailinie stehenden Einzelpfeilern, die nach Land unabhängig von dem Überbau abgesteift sind, hat die Compagnie Industrielle Maritime beim Ausbau ihrer Anlagen am Quai de la Floride gewählt²¹⁾ (Abb. 25). Der Kai ist 600 m lang und hat bei MHW 21,20 m Wassertiefe. Die Pfeiler, an denen

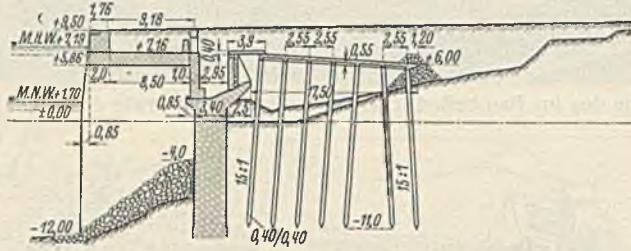


Abb. 23. Le Havre. Joannes-Couvert-Kai (Gewölbebauweise). Nachträglich eingebaute Entlastungsplatte an der Westseite der Kaimauer. Querschnitt.

Die Hafenanlagen in Bassens werden unterteilt in Bassens Amont und Bassens Aval. In Bassens Amont befindet sich eine große Umschlaganlage für Schwergut (insbesondere Kohlen), deren ehemaliges Holzbohlwerk zur Zeit durch eine Eisenbetonmauer²²⁾ ersetzt wird, die unter

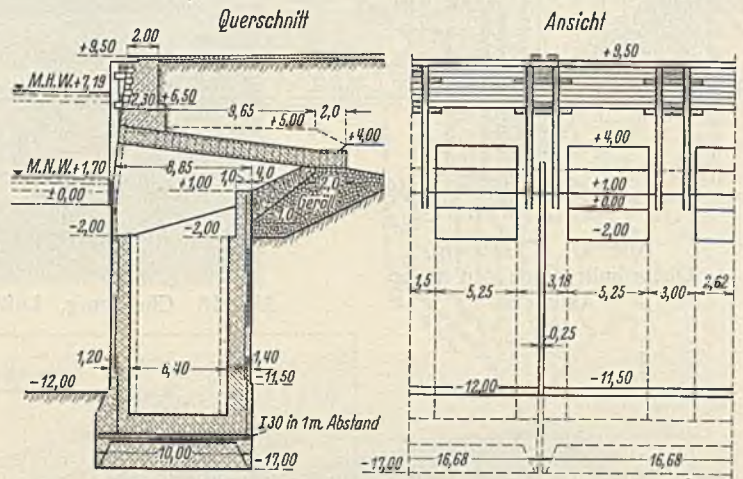


Abb. 24. Le Havre. Massive Kaimauer von 175 m Länge im Gezeitenbecken. Querschnitt und Ansicht.

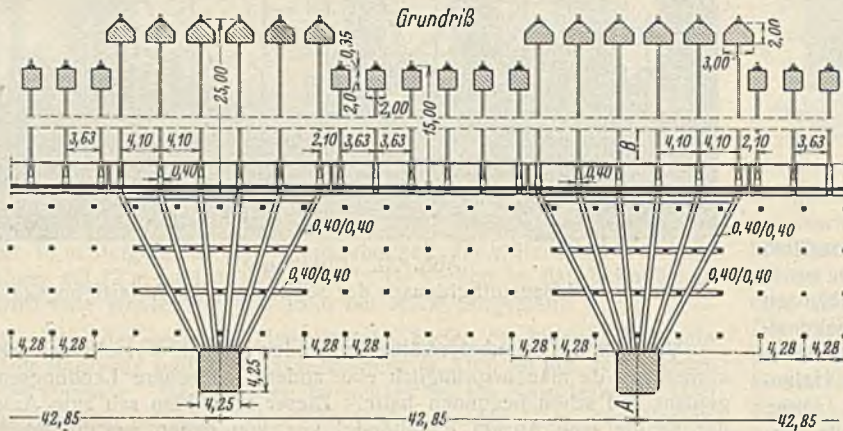


Abb. 25. Le Havre. Kaimauer am Quai de la Floride.

die Seeschiffe unmittelbar festmachen, haben 42,85 m Abstand, sie bestehen aus Eisenbetonbrunnen, die außen 4,25 m im Geviert messen, 15 cm Wanddicke haben und durch lotrechte, 12 cm dicke Wände in neun lotrechte Zellen eingeteilt sind. Der Fuß des Brunnens ist auf 4,95 m im Geviert verbreitert. In den Zellen stehen zusammen neun achteckige Eisenbetonpfähle von 40 cm Stärke, die 2,5 m tiefer reichen als die Brunnensohle. Die Brunnen mit den Zellen sind mit Beton gefüllt und oben mit Beton übermauert, sie tragen oben einen Poller, haben aber keine Reibhölzer. Die Pfeiler sind nach dem Lande zu durch je sechs zug- und druckfeste Steifen gegen eine auf Pfählen stehende, nach rückwärts verankerte Winkelstützmauer abgesteift, die die Böschung oben abschließt. Zwischen diesen Steifen, unabhängig von Pfeilern und Stützmauer und demnach unabhängig von den Schiffstößen und vom Erddruck, stehen in der Längsrichtung des Kais vier Reihen Eisenbetonpfähle, die eine Rippenplattendecke tragen, auf der die Kai- und Krangleise ruhen.

Beteiligung der Firma Polensky & Zöllner als deutsche Sachleistung ausgeführt wird. Die Mauer ist aufgelöst in einzelne Betonpfeiler, die auf Eisenbetonpfählen stehen und zwischen denen Eisenbetongewölbe mit einer lichten Öffnung von 8,50 m gespannt sind. Die Pfeiler springen auf der Wasserseite gegenüber dem Gewölbe um 0,60 m vor und sind durch Reibhölzer geschützt. Vor der Mauer wird eine Tiefe von 9 m bei mittlerem Hochwasser hergestellt.

In Bassens Aval befindet sich eine Umschlaganlage für Güter aller Art. Auch hier reichte das ursprüngliche, von Amerikanern hergestellte Holzbohlwerk nicht mehr aus, doch konnten Teile davon noch ausgenutzt und durch Zwischenrammen von Ergänzungspfählen der Unterbau einer Pfahlrostkaimauer geschaffen werden²³⁾. Die Mauer (Abb. 26) besteht aus zwei Teilen, einer vorderen Betonmauer auf 4 m breitem, auf NW liegendem Holzpfahlrost und einem rückwärts anschließenden, 13,5 m breiten Entlastungsrost, der 2,60 m höher liegt und mit 1,5 m hohem Trockenmauerwerk abgedeckt ist, auf dem die Hinterfüllung ruht. Die Poller sind besonders verankert. Die Mauer ist als deutsche Sachleistung unter Beteiligung der Philipp Holzmann AG. ausgeführt.

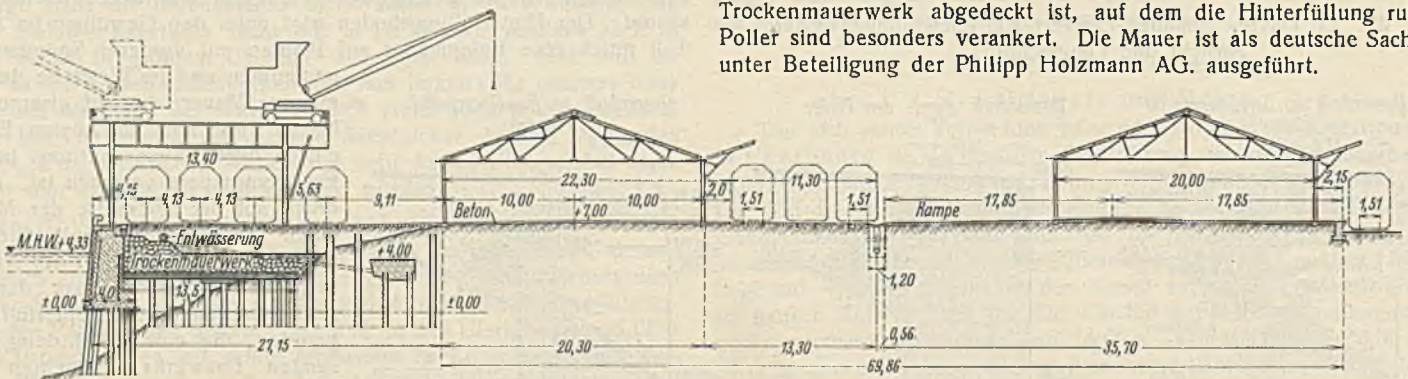


Abb. 26. Bordeaux. Kaimauer und Stückgut-Umschlaganlage in Bassens Aval.

In Bordeaux sind neuere Kaibauten in dem Vororte Bassens zur Ausführung gekommen, da die dort vorhandenen, zum Teil von den Amerikanern behelfmäßig geschaffenen Anlagen allmählich verfielen.

Bei einem Kaimauerbau im Mittelpunkt der Stadt hat man sich in richtiger Einschätzung des Wertes stadtnaher Kaistrecken entschlossen, die aus

²¹⁾ Dock Harbour 1929, Januarheft.

²²⁾ Bautechn. 1930, Heft 42. — T. d. Travaux 1930, Nr. 5.

²³⁾ T. d. Travaux 1930, Nr. 5. — Gén. Civ. 1930, Heft 10.

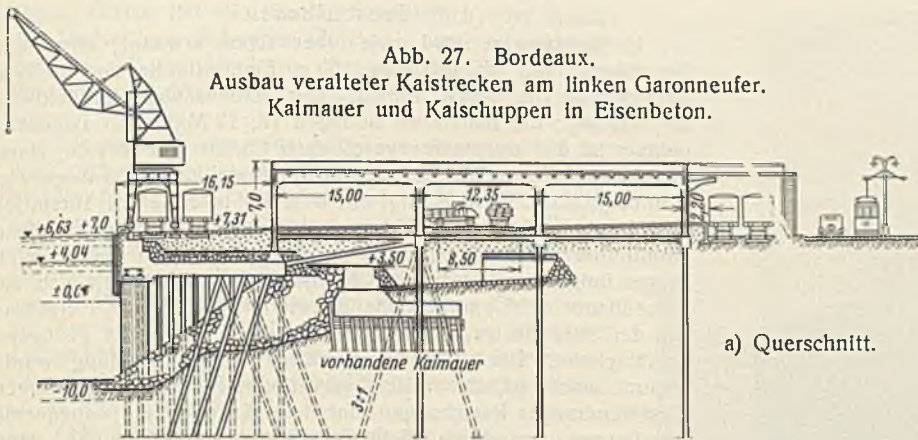
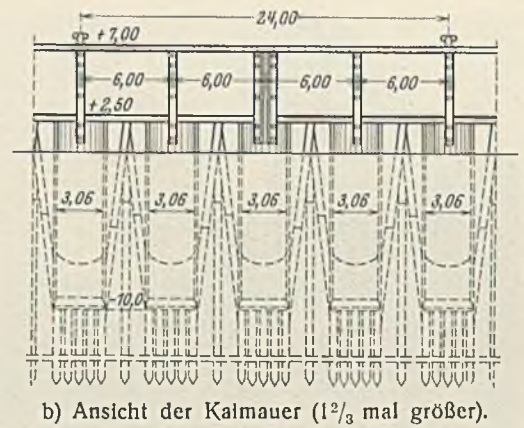


Abb. 27. Bordeaux.
Ausbau veralteter Kaistrecken am linken Garonneufer.
Kaimauer und Kaischuppen in Eisenbeton.



den Anfängen des Hafens stammenden und für größere Schiffe unzureichenden Kaistrecken „de la Douane“, „de la Bourse“ und „Louis XVIII“ in einer Gesamtlänge von 972 m durch einen neuzeitlichen Kai mit rd. 12 m Wassertiefe zu ersetzen und dahinter eine Anzahl eingeschossiger Umschlagschuppen zu errichten²⁴⁾. Die Kaimauer (Abb. 27) ist eine Eisenbetonpfahlrostmauer mit in der Kailinie stehenden Brunnenpfelern. Jeder Pfeiler besteht aus einem Eisenbetonbrunnen von 3,06 m Durchm. und 13 cm Wanddicke, der in seinem Innern vier Eisenbetonpfähle und als Füllmasse Beton enthält; die Pfeiler stehen in einem Abstände von 6 m. Die über den Pfeilern durchlaufende Betonmauer ist 3,30 m stark; Mauer und Pfahlrostplatte sind zusammen 17 m breit.

Schließlich soll noch über die Bauausführung des Anlegekais in Le Verdon, dessen Gesamtanordnung im vorigen Abschnitt besprochen wurde, berichtet werden²⁵⁾. Wie dort gesagt, ist ein 38 m breiter und 300 m langer Pier im Bau, dessen Zugang eine 312 m lange und 10 m breite Rampenbrücke bildet. Da eine geschlossene Bauweise der Mole starke Versandungen befürchten ließ, zog man einen Unterbau in aufgelöster Bauweise vor. Bei den an der Baustelle herrschenden Strömungsverhältnissen waren Rammarbeiten nicht möglich, man wählte deshalb für die Gründung zylindrisch geformte Brunnenpfelner aus Eisenbeton

(Abb. 28 bis 31) von 21,50 m Höhe, 4 m äußerem Durchmesser und 15 cm dicker Wand. Der Fuß der Brunnen verbreitert sich zu einer unten offenen Halbkugel von 7,50 m Durchm. Die Brunnen wurden am Lande betoniert, über eine Ablaufbahn auf einem Wagen zu Wasser gelassen und schwimmend zur Versenkstelle gebracht, wo sie mit Hilfe von Wasserballast aufgerichtet und dann abgesenkt wurden. Das Absenken wurde erreicht, indem der Sandboden aus dem halbkugelförmig erweiterten unteren Raume durch Preßluftpumpen, die ebenso wirken wie Mammutpumpen, ausgepumpt wurde. Während des Absenkens war der Brunnen voll Wasser. Durch Aus- oder Einschalten der einzelnen Pumpenrohre

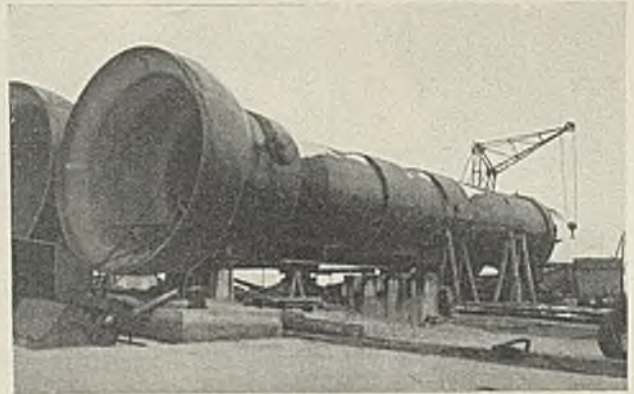


Abb. 29. Le Verdon. Molenbaustelle. Gründungspfeiler am Lande.

konnte man die senkrechte Stellung des Pfeilers beim Absenken einhalten. Wich in Ausnahmefällen der Pfeiler erheblich von der Senkrechten ab, so wurde der zur Halbkugel ausgebildete Pfeilerfuß unter Druckluft gesetzt und als Arbeitskammer benutzt.

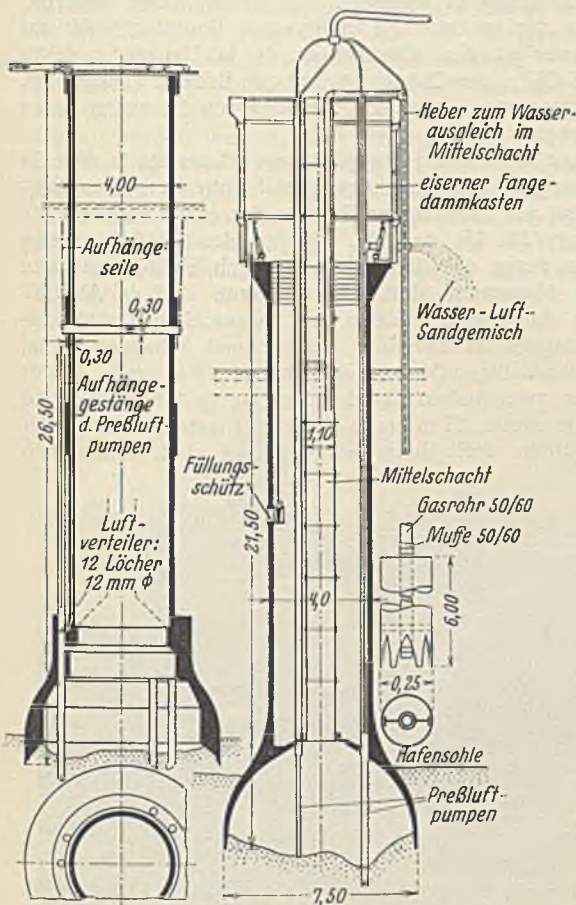


Abb. 28. Le Verdon.
Querschnitte der Gründungspfeiler der Mole.

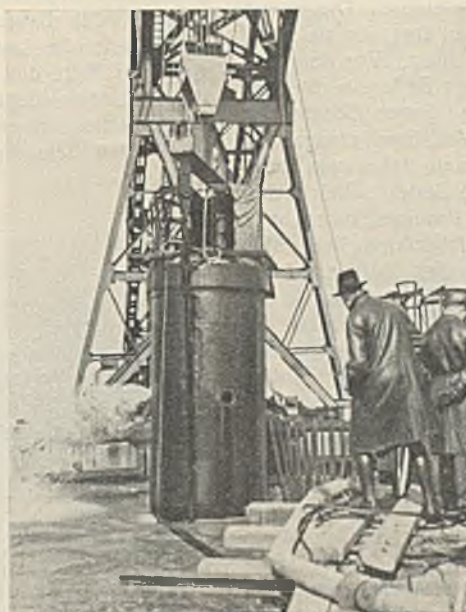


Abb. 30. Le Verdon. Molenbaustelle.
Absenkung eines Pfeilers mit Hilfe des 300-t-Schwimmkranes (März 1931).

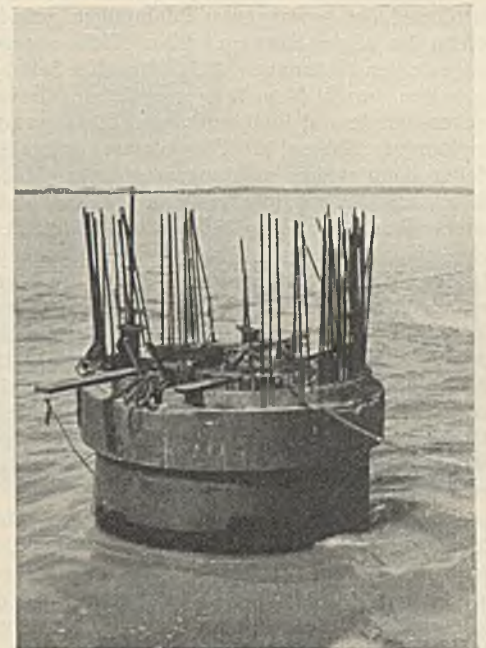


Abb. 31.
Le Verdon. Molenbaustelle.
Abgesenkter Pfeiler.

²⁴⁾ T. d. Travaux 1930, Nr. 5. — Gén. Civ. 1930, Heft 10. — Dock Harbour 1929, Juliheft.

²⁵⁾ Dock Harbour 1929, Augustheft. — Gén. Civ. 1930, Heft 11. — Jubiläumsschrift der Julius Berger Tiefbau AG, Berlin 1930, S. 200 bis 207.

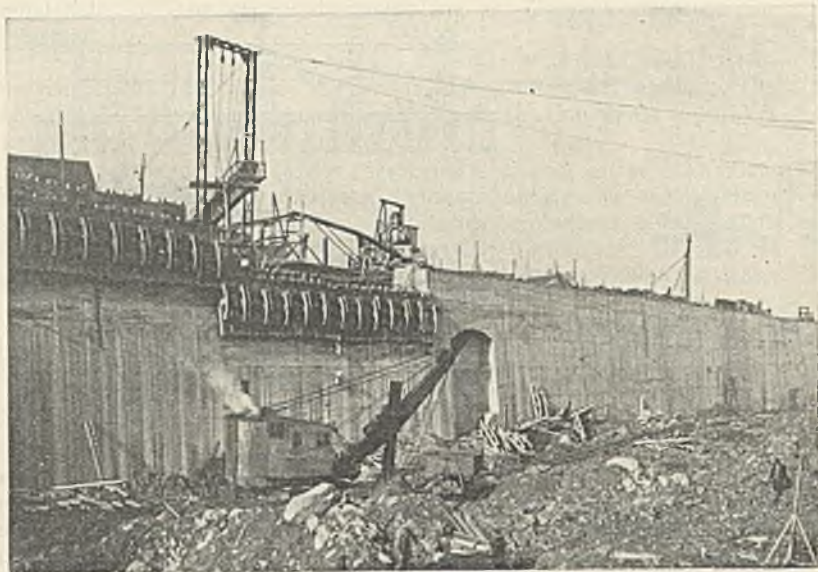


Abb. 32. St. Nazaire.

Bau der Seeschleuse. Betonieren der westlichen Schleusenmauer.

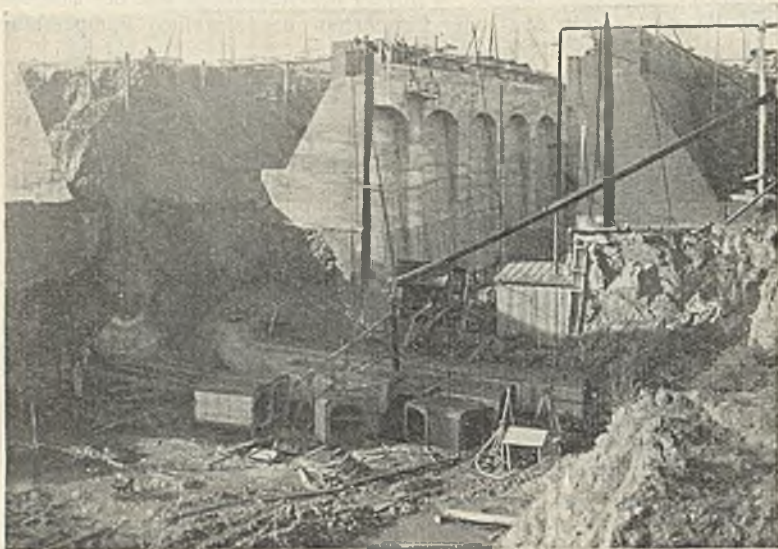


Abb. 33. St. Nazaire.

Bau der Seeschleuse. Torkammer des Binnenhauptes.

Die Bauart der Brunnen ist während der Ausführung des Unterbaues auf Grund der gewonnenen Erfahrungen geändert worden. Die Brunnen sollten im allgemeinen auf 23 m Tiefe abgesenkt werden. Die zuerst hergestellten 17 Brunnen (Abb. 28, rechte Seite) wurden aber, um sie leicht zu halten, nur 21,50 m lang ausgeführt; sie wogen 180 t. Vor dem Absenken wurde auf ihr oberes, wulstförmig verstärktes Ende ein eiserner, ringförmiger Kasten als Fangedamm aufgesetzt, in dessen Schutz der Pfeiler dann weiter aufgemauert wurde. Dieses Verfahren erwies sich als zu umständlich, die weiteren Brunnen nahm man daher von vornherein 5 m länger, also 26,50 m lang (Abb. 28, linke Seite). Gleichzeitig legte man die Pumpenrohre auf die Außenseite der Brunnen, indem man sie den unteren verbreiterten Teil des Brunnens durchdringen ließ. Man wollte die Enden der Brunnenrohre so näher an den Brunnenschling bringen, um das gerade Absenken zu erleichtern. Außerdem wurde der untere Teil der Brunnen erheblich verstärkt, so daß das Gewicht des Brunnens auf 280 t anstieg. Für das Heranbringen und Absenken dieser schweren Brunnen wurde ein Schwimmkran von 300 t Tragfähigkeit benutzt. Die Pumpenrohre wurden aber bald wieder — entgegen der Abb. 28, linke Seite — in das Innere der Brunnen verlegt, da sie auf der Außenseite zu leicht beschädigt wurden.

Die in Eisenbeton ausgeführten Fahrbahntafeln der Mole und der Zugangsbrücke werden durch Joche getragen, die in 15 bis 29,30 m Abstand stehen. Die 22 Joche der Mole bestehen aus je drei Einzelpfeilern mit 14,80 m Achsabstand in der Querrichtung der Mole und die 20 Joche der Zugangsbrücke aus je zwei Einzelpfeilern mit 9,50 m Achsabstand. Zur Aufnahme der Schiffstöße ist jedes Joch durch stark bewehrte Querträger rahmenartig versteift. Die Fahrbahntafel der Mole besteht aus 60 m langen Stücken, die jedes als über vier Stützen durchlaufende Decke mit zwei 7,50 m langen Kragarmen auf jeder Seite ausgebildet sind.

b) Seeschleusen.

In St. Nazaire wird, wie oben schon erwähnt, eine neue Seeschleuse von 350 m Länge, 50 m Einfahrtbreite und 10,65 m Drempeltiefe bei MHW erbaut. Der Schleusenbau ist deutsche Sachleistung; die Baukosten betragen rd. 12 Mill. RM. Bauunternehmer ist die Ingenieurbaugesellschaft Christiani & Nielsen, Hamburg, während die Schiebetore von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, mit dem ihr patentierten Torantrieb ausgeführt werden. Die Schleuse wird unter Grundwassersenkung unmittelbar auf Fels gegründet (Abb. 32 u. 33), der durch Löffelbagger freigeräumt wird. Bei der Bauausführung haben sich am Binnenhaupt nicht unerhebliche Schwierigkeiten dadurch ergeben, daß der Fels bis zu großer Tiefe verwittert und nicht genügend tragfähig war. Die infolgedessen nötige tiefere Gründung wurde dadurch erschwert, daß in dem verwitterten Felsen infolge starken Wasserzudranges Rutschungen eintraten, die eine sehr unbequeme Erweiterung der durch Gebäude eingegengten Baugrube nötig machten.

Nach der Loire zu wird die Baustelle durch einen aus dem Baugrubenaushub geschütteten Erdfangedamm abgeschlossen, dessen seeseitige Böschung durch eine rückwärts verankerte eiserne Spundwand begrenzt wird. Dieser Fangedamm und die Wand waren kurz vor der Besichtigung auf eine größere Strecke von der See beschädigt worden, anscheinend weil die Wand — auch hier infolge Verkennung der Untergrundverhältnisse — nicht genügend standsicher war.

Die Schleusenmauern sind aus dichtem, mit Rinnen eingebrachtem Gußbeton unter Verwendung von Gleitschalung (Abb. 32) ohne Verblendung hergestellt. Drempel und Anschlagleisten in den Hauptern sind mit Granit verkleidet.

c) Kaischuppen.

Bei den französischen Kaischuppen für Stückgutumschlag findet man wohl überwiegend den Brauch, daß Lastfuhrwerke ebenerdig in die Schuppen hineinfahren, also nicht — wie fast stets in Deutschland — an Rampen abgefertigt werden. Die Schuppen haben auch oft keine Rampen für den Umschlag in Eisenbahnwagen; erst bei neueren Schuppenbauten ist die Bahnrampe zur Regel geworden. Eine öfter wiederkehrende Lösung ist die, daß der Schuppenfußboden auf der Wasserseite in Höhe der Kalladestraße liegt, in die meist Bahngleise eingepflastert sind, daß er nach Land zu steigt und in einer Bahnrampe endet. Fuhrwerk kann dann von der Wasserseite oder den Stirnseiten in den Schuppen einfahren. In dieser Weise sind die Schuppenfußboden der neuesten Kaischuppen in Bordeaux Stadt auf dem linken Flußufer an den Kaisrecken „de la Douane“, „de la Bourse“, „Louis XVIII“, „des Chartrons“ und „de Bacalan“ ausgeführt. Ein an dem letztgenannten Kai errichteter Schuppen ist weiter unten (Abb. 34) beschrieben.

Ein Beispiel einer neueren Kaischuppenanlage ist bereits in Abb. 26 gegeben, die die zur Zeit der Besichtigung fast vollendete Umschlaganlage in Bassens Aval auf dem rechten Garonneufer unterhalb Bordeaux (vgl. den Hafenplan, Abb. 15) darstellt. Hinter der Kailinie liegen vier Bahngleise, von denen die drei vorderen durch Volltorkrane von 5 und 10 t Tragkraft überspannt sind. Diese Krane sind in Abb. 37 während des Baues dargestellt. Gleise und Kranschienen sind eingepflastert; die Ladestraße ist zwischen Kailinie und Schuppen 27 m, zwischen Mitte des landseitigen Gleises und Schuppen 9 m breit. Hinter der Ladestraße liegen zwei Reihen Kaischuppen, die je 20 m breit sind und zwischen sich eine zweite, 27 m breite Ladestraße lassen, in der hinter der ersten Schuppenreihe drei Gleise eingepflastert sind. Außerhalb

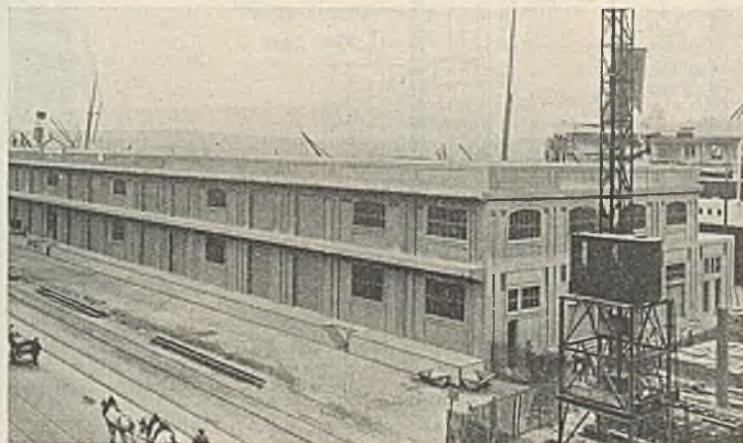


Abb. 34. Bordeaux. Zweigeschossiger Eisenbetonschuppen am Quai de Bacalan (Ansicht von der Landseite).

dieser Gleise hat die Straße Betonstrich, der durch die landseitigen Schuppen durchgeht und so ansteigt, daß er auf der Landseite dieser Schuppen in einer Bahnrampe endigt. Hier liegen weitere zwei bis drei Gleise.

Die an der Wasserseite gelegenen Schuppen sind für den Durchgangsverkehr, die landseitigen für den Speicher-verkehr bestimmt. Die Kaischuppen sind in Eisenfachwerk mit eisernen Dachbindern und Pappdach auf Holzschalung einfach und leicht, ohne kostspielige Gründung ausgeführt. Die Schuppenfußboden sind in Beton hergestellt. Abgesehen von dem genannten Gleisstrang auf der Landseite der landseitigen Schuppen, hat die Anlage keinerlei Rampen. Die Lastfahrwerke fahren von allen Seiten, mit Ausnahme der Rampenseite, unmittelbar in die Schuppen hinein.

Abb. 34 zeigt einen zweigeschossigen Kaischuppen am „Quai de Bacalan“ auf dem linken Garonneufer in Bordeaux²⁶⁾. Der Kaischuppen gehört zu der oben (S. 518) genannten Gruppe von neun zweigeschossigen Schuppen, die in Bordeaux in den letzten Jahren errichtet worden sind, um gleichzeitig dem Fahrgastverkehr und dem Güterumschlag zu dienen. Der Schuppen ist 126 m lang und im Untergeschoß 30 m breit. Auf der Wasserseite liegt in Höhe des Schuppenfußbodens eine 15 m breite Ladestraße, in die ein Gleis und die Schienen der vor dem Schuppen stehenden Volltorkrane eingepflastert sind. Der Betonstrich des Schuppenbodens steigt nach der Landseite etwa in Neigung 1:40 und endet hier in einer 2,20 m breiten Bahnrampe. Das Obergeschoß tritt auf der Wasserseite um 6 m zurück, läßt hier also eine 6 m breite Absetzrampe. Es ist 24 m

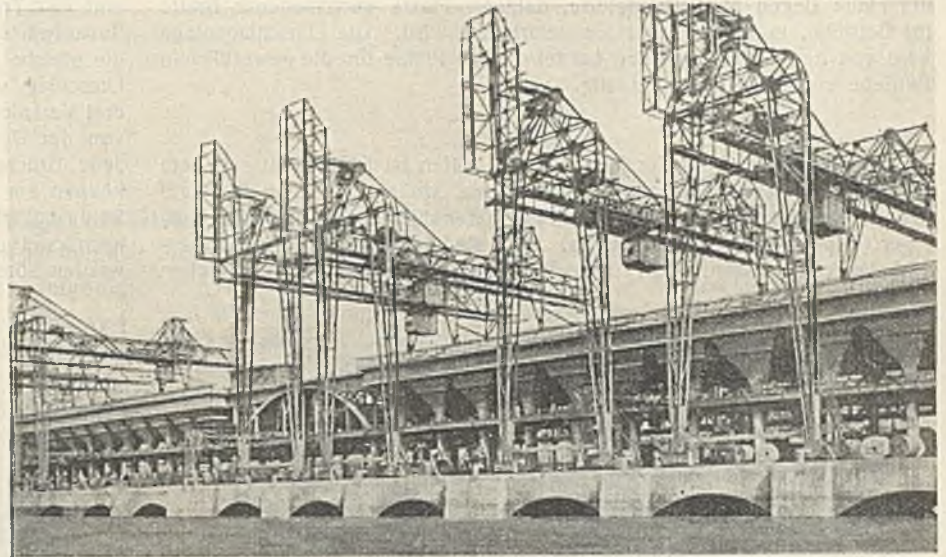


Abb. 36. Bordeaux. Kohlenumschlaganlage am Quai de Queyriès.

Land zu ansteigt und in einer 2,20 m breiten Bahnrampe endigt. Das Schuppendach kann auch hier mit Gütern belegt werden.

In den letzten Jahren sind in Marseille ganz ähnliche zweigeschossige Eisenbetonschuppen wie in Bordeaux fertiggestellt worden; im besonderen wird auch das neueste dortige Hafenbecken, das Bassin Président Wilson, mit Bauwerken dieser Art ausgerüstet. Die Marseiller Schuppen dienen

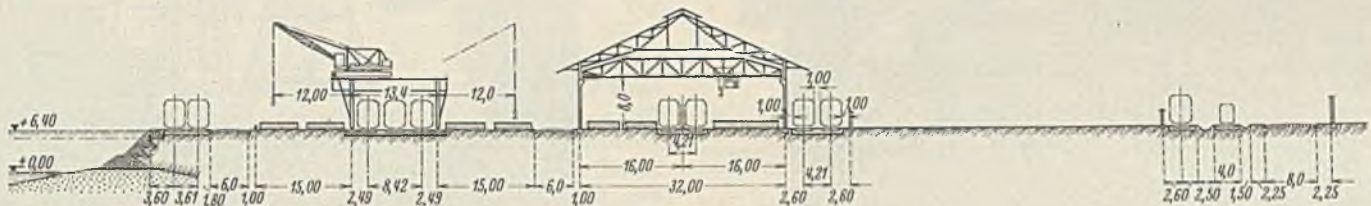


Abb. 35. Bordeaux. Umschlaganlage für Kolonialhölzer in Bassens Amont.

breit; auf der Landseite kragt eine 1,10 m breite Gehbahn aus, die die Schiene für einen fahrbaren, einstieligen Drehkran trägt. Das Gebäude ist in Eisenbeton ausgeführt. Die im Untergeschoß 50/50 cm starken Stützen ruhen auf je vier Eisenbetonpfählen. Der Boden des Untergeschosses liegt auf dem Erdboden auf, unabhängig von dem Gebäude. Das Obergeschoß trägt 2 t/m². Auch das Dach kann zur Lagerung von Gütern benutzt werden. Der tragende Beton ist wasserdicht abgedeckt, darüber liegt eine Magerbetonschicht, deren Oberfläche Gefälle hat. Der Dachboden ist durch eine Betonplatte eingefast. Der Schuppen erhält Licht durch Fenster in den Wänden (Abb. 34), das Obergeschoß außerdem durch Oberlichter, die in der Mitte des Daches liegen. Abb. 34 läßt die Anordnung der Jalousietore in den Längs- und Stirnwänden erkennen.

ebenfalls gleichzeitig dem Fahrgast- und Güterverkehr, sie weisen keinerlei Rampen, auch nicht für den Eisenbahnverkehr auf²⁷⁾.

Ein Schuppen für die Lagerung von Kolonialhölzern im Rahmen einer großen Kalanlage war zur Zeit der Besichtigung in Bassens Amont unterhalb von Bordeaux (rechtes Garonneufer) im Bau. Abb. 35 gibt einen Querschnitt durch die Gesamtanlage. Das Ufer liegt in Böschung, vielleicht wird es später eine Kalmauer erhalten. Die Hölzer sollen einstweilen in der flußabwärts anschließenden Umschlaganlage für Schwergut (vgl. den Hafenplan, Abb. 15) vom Seeschiff gelöscht und mit Plattformbahnwagen unter eine Anzahl Volltordrehkrane, die drei Bahngleise über-

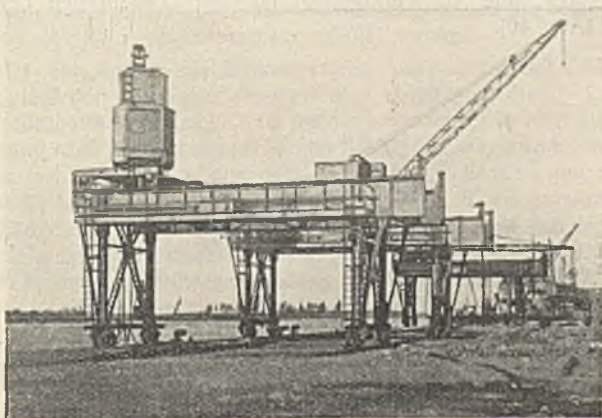


Abb. 37. Bordeaux. Volltorkrane in Bassens Aval im Bau.

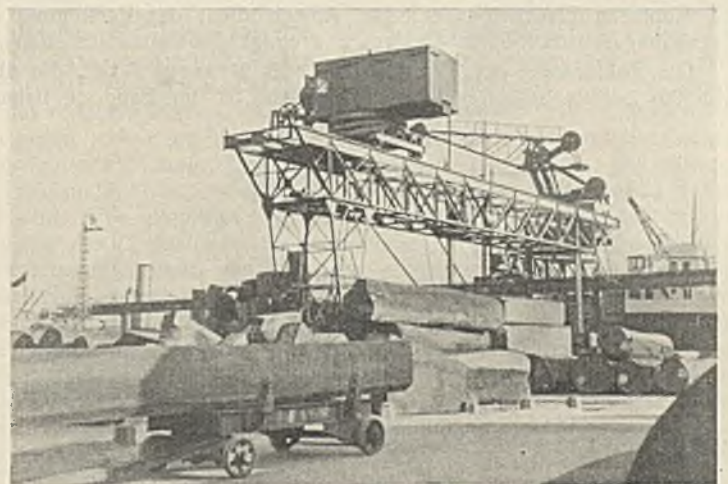


Abb. 38. Le Havre. Umschlaganlage für Kolonialhölzer (Girondekai).

Die mehr in der Stadtmitte von Bordeaux, in der Nähe der Börse, gelegenen Kaischuppen sind eingeschossig ausgeführt. Ein Beispiel ist bereits in Abb. 27 gegeben, es stellt einen 42 m breiten Schuppen dar, in dessen Mitte eine 8,50 m breite Pflasterstraße liegt. Der Schuppen hat im übrigen Betonstrich, der — wie in dem vorigen Beispiel — nach

spannen, oder in einen Lagerschuppen gefahren werden (Abb. 35). Neben den Kranen liegen auf beiden Seiten Freilagerplätze verschiedener Breite, außen durch je eine 6 m breite Pflasterstraße begrenzt. Der Schuppen ist 32 m breit und 250 m lang. Er ist in leichtem Eisenfachwerk und der besseren Uchtlüftung wegen mit halboffenen Wänden gebaut. Hinter

²⁶⁾ Gén. Civ. 1930, Heft 10.

²⁷⁾ Ztribl. d. Bauv. 1930, Heft 37.

der Halle liegen zwei Bahngleise, dahinter Plätze verschiedener Breite für Betriebe, in denen das Holz verarbeitet wird. Die Umschlaganlage wird von der Hafenverwaltung betrieben; die Plätze für die gewerblichen Betriebe verpachtet sie langfristige.

d) Krane.

Die Kranausrüstung der französischen Häfen ist in der Zeit seit dem Weltkriege durchgreifend verbessert worden, wobei besonders Wert auf elektrischen Antrieb und die Einführung unter der Last beweglicher Ausleger (Wippausleger) gelegt wurde. Man findet eine ganze Anzahl verschiedener Bauweisen, neben aus der Kriegszeit stammenden amerikanischen

und 10 t Tragfähigkeit und elektrischen Antrieb. Die Krane der weiter flußaufwärts liegenden Schwergutanlage in Bassens Amont haben fast die gleiche Bauart und dienen, wie oben erwähnt, in erster Reihe dem Umschlag von Kolonialhölzern. Im Bereich derselben Anlage stehen drei Verladebrücken von 75 m Spannweite mit 8 t Tragkraft am Seil, die von der Deutschen Maschinenfabrik in Duisburg (Demag) gebaut sind. Jede Brücke leistet stündlich 120 t Kohle. Die aufklappbaren Ausleger können um 10° nach jeder Seite geschwenkt werden, wodurch erreicht wird, daß die Ausleger über dem Schiff näher aneinander gedreht, also auch zwei eng nebeneinander liegende Schiffsluken gleichzeitig bedient werden können.



Abb. 39. Bordeaux.
Volltorkrane (Bauart Jeumont).



Abb. 40. Le Havre. 5-t-Volltorkran sowie Kranbahn mit nicht drehbaren Kranen am Joannès-Couvert-Kai.

und englischen Ausführungen auch zahlreiche deutsche, die auf Grund der Sachlieferungen beschafft sind. Von französischen Erzeugnissen haben die Krane der Bauart Jeumont vielfache Anwendung gefunden (vgl. Abb. 39).

Im folgenden können nur einige Beispiele gegeben werden. Abb. 36 zeigt die Kranausrüstung der aus dem Jahre 1914 stammenden Kohlenumschlaganlage am „Quai de Queyriès“ auf dem rechten Garonneufer unterhalb von Bordeaux. Jede der sieben Verladebrücken leistet 100 t Kohle in der Stunde. Die Brücken haben bewegliche, verhältnismäßig hoch liegende Ausleger. Die mit Greifern ausgerüsteten Laufkatzen fördern die Kohle in Eisenbetonsilos. Die Anlage dient der Versorgung der Eisenbahngesellschaft Paris—Orléans und einiger Industrieunternehmen.

Die Volltorkrane der Umschlaganlage in Bassens Aval, die oben Abb. 26) bereits beschrieben ist, zeigt Abb. 37 im Bau; sie haben 5

Ebenfalls dem Umschlage von Kolonialhölzern dient eine Anlage am Girondekai am Vétillart-Becken in Le Havre, deren Lagerplatzkran Abb. 38 zeigt. Auf der Verladebrücke steht ein Drehkran mit 5 t Tragkraft. Am Kai laufen Wippdrehkrane der gleichen Tragkraft.

Vor den Stückgut-Kaischuppen stehen in Frankreich fast nur Volltorkrane, gewöhnlich mit einer Tragfähigkeit von 3 t. Abb. 39 zeigt eine so ausgerüstete Kaistrecke. Den in Deutschland üblichen Halbtorkran findet man selten. In Le Havre hat man bei der Ausrüstung der neuen Tidekaistrecken (Quai de la Floride und Joannès-Couvert-Kai) Volltorkrane mit 5 t Tragkraft bevorzugt. Der Joannès-Couvert-Kai hat außerdem noch eine hochliegende Kranbahn, auf der nicht drehbare Auslegerkrane laufen, die in Verbindung mit den Lademasten der Schiffe arbeiten (Abb. 40).

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwicklung der Abwasser-Reinigungsverfahren und das Berliner Großklärwerk Stahnsdorf.

Von Mag.-Oberbaurat Fritz Langbein¹⁾, Direktor der Berliner Stadtentwässerung, und Mag.-Baurat Dr.-Ing. Erich Weise.²⁾

I. Die hauptsächlichsten Entwicklungsstufen der Abwasserreinigung.

1. Abbau der Schmutzstoffe in der Natur und die Anwendung dieser Beobachtungen in der Technik der Abwasserreinigung.

Die einfachste und ursprünglichste Art, das Abwasser zu reinigen, ist durch die Vorgänge in der Natur gegeben. Überläßt man unreines Wasser sich selbst, so wird, je nachdem es sich über eine kleinere oder größere Fläche ausbreiten kann, ein kleinerer oder größerer Teil davon verdunsten. Das verdunstete Wasser ist rein und kommt in Gestalt von Regen, Schnee, Tau und Nebel zu uns zurück. Ein weiterer Teil des Abwassers wird in den Untergrund versickern, während der Rest, der Geländeneigung folgend, nach offenen Gewässern abfließt und sich mit ihrem Wasserschatze mischt. Das versickernde Abwasser dient zum Teil den Pflanzen zur Nahrung, zum Teil sinkt es unter Zurücklassung seiner Schmutzstoffe durch den Erdboden ab bis zum Grundwasser, mit dem es in brauchbarem Zustande entweder als Quelle zu Tage tritt oder aus dem Untergrunde geschöpft werden kann. Auch das abfließende Wasser, das auf dem Wege zum Vorfluter seine größten Unreinigkeiten absetzt, wird durch Mischung mit dem Vorflutwasser mehr oder weniger gereinigt, und zwar ist die Reinigung um so besser, je größer die Verdünnung des Abwassers und je reicher der Sauerstoffgehalt des Verdünnungswassers ist.

Die Rückstände, die das versickernde Abwasser im Erdboden und das abfließende Abwasser auf der Erdoberfläche zurückläßt, sind teils mineralischer, teils organischer Natur. Die mineralischen Stoffe sind, sofern es sich nicht um ausgesprochene Gifte aus gewissen Industrien handelt, in den meisten Fällen unschädlich. Sie können unbedenklich im Boden oder auf der Erdoberfläche verbleiben, wo sie entweder durch den Pflanzenwuchs zersetzt werden oder örtliche Anhäufungen zur Folge haben. Die organischen Stoffe werden durch biologische Vorgänge, an denen in erster Linie Kleinlebewesen beteiligt sind, zerlegt und mineralisiert. Hierbei entstehen fast immer belästigende Gerüche und krankheitserregende Keime, doch weist uns die Natur selbst den Weg, diese Belästigungen zu vermeiden, indem sie die düngende Kraft des Zersetzungs Vorganges, der durch die Begriffe: Verwesung, Fäulnis, Gärung und Sauerung gekennzeichnet wird, ausnutzt.

So könnte man tatsächlich, wie es unter den primitivsten Verhältnissen auch heute noch geschieht, das Abwasser sich selbst überlassen, und die Probleme der Abwasserreinigung wären damit durch die Vorgänge in der Natur gelöst. Dieses einfache Verfahren verbietet sich aber überall dort, wo auf verhältnismäßig kleinen Geländeflächen große Abwassermengen mit hochgradiger Verschmutzung anfallen, also in dichten bevölkerten Wohngebieten und in gewerblichen und industriellen Niederlassungen. Man muß in diesen Fällen die natürlichen Vorgänge der Abwasserreinigung beschleunigen und unterstützen, sowie dafür sorgen, daß die belästigenden Wirkungen des Reinigungsprozesses verhütet werden.

In der Tat beruht die Wirkungsweise unserer neuesten Abwasserklärwerke auf den der Natur abgelauchten Vorgängen, die im Laufe der Zeit wissenschaftlich erforscht und praktisch verwertet worden sind. Die Beobachtung, daß sich aus dem schneller fließenden Wasser die schwereren mineralischen Bestandteile, aus dem langsamer fließenden und aus dem ruhenden die leichteren organischen Stoffe absetzen, führte zur Ausbildung der Sandfänge und der Klärbecken; aus der Tatsache, daß sich das Wasser beim Durchsinken der Bodenschichten allmählich reinigt, sind die zahlreichen Filterkonstruktionen entstanden; die Zersetzung der Schmutzstoffe und die Wasseraufnahme durch den Pflanzenwuchs diente bei den Rieselfeldanlagen und bei der Großfeldberegnung als Vorbild, und die Erscheinung, daß das mechanisch vorgeklärte Abwasser durch Verdünnung mit sauerstoffhaltigem Reinwasser bis zur Fäulnisunfähigkeit gereinigt werden kann, brachte uns auf den Gedanken, das Abwasser in künstlichen Fischteichen (vgl. Abb. 1) zu behandeln und es in Tropfkörpern und in mechanisch belüfteten Becken durch innige Berührung mit dem Sauerstoff der Luft von den in ihm gelösten fäulnisfähigen Substanzen zu befreien. Auch das bei dem Faulen des Klärschlammes gewonnene wertvolle Methangas

ist nichts weiter als das Sumpfgas, das wir aus stagnierenden Tümpeln und Weihern infolge der Zersetzung faulender Pflanzenreste in großen Blasen aufsteigen sehen und das an manchen Stellen der Erde aus mächtigen unterirdischen Lagerstätten abgestorbener Organismen emporquillt und als Erdgas aufgefangen und verwendet wird.

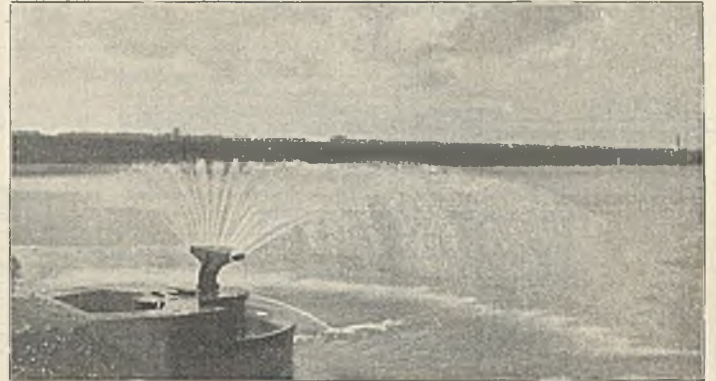


Abb. 1. Streudüse für die Abwasserbeschickung der Fischteiche der Mittleren Isar AG.³⁾

Die Abwasserklärung durch Fischteiche ist in großem Maßstabe in München durchgeführt. Da bei dieser Art der Abwasserreinigung eine starke, etwa 5- bis 6-fache Verdünnung des Abwassers notwendig ist, wird das im Absetzverfahren vorgeklärte Abwasser den Fischteichen in fein verteilter Form mittels Streudüse zugeführt, wobei zugleich infolge der Verspritzung eine Durchlüftung des Abwassers stattfindet.

³⁾ Die Abbildung ist der Abhandlung: „Die neue Abwasseranlage unterhalb Münchens“ von Ministerialrat Dr. e. h. Franz Krleger in Wkr. u. Ww. 1929, Heft 12, S. 152, entnommen.

So ist die Natur, wie fast überall in der Technik, auch auf dem Gebiete der Abwasserreinigung unsere Lehrmeisterin, und es ist bezeichnend, daß fast alle Abwasserklärmethoden, die sich in ihren Grundgedanken nicht so eng an die natürlichen Vorgänge anschließen wie die vorerwähnten Reinigungsverfahren, heute entweder vollkommen aufgegeben worden sind oder doch nur eine untergeordnete Rolle spielen.

2. Chemische Reinigungsverfahren.

Dies gilt vor allem von den chemischen Reinigungsverfahren, bei denen es sich im wesentlichen darum handelt, dem Abwasser Kalk und schwefelsaure Tonerde oder ähnliche Chemikalien zuzusetzen, um dadurch die ausfällbaren Stoffe zu beschweren und zur schnelleren Ausscheidung zu bringen. Ein Patent auf eine derartige Erfindung ist bereits im Jahre 1762 in Frankreich erteilt worden. Das Verfahren wurde dann in England und später auch in Deutschland vielfach angewendet, ist aber immer wieder verlassen worden, weil es höchst unwirtschaftlich ist, außergewöhnlich große, schwer zu bewältigende Schlammengen liefert, starke Geruchbelästigungen hervorruft und vor allem nicht imstande ist, die gelösten organischen Stoffe zu entfernen, so daß das geklärte Wasser nicht fäulnisfrei wird. Von allen den zahlreichen chemischen Verfahren hat sich am längsten das Degenersche Kohlebreiverfahren gehalten, bei dem außer schwefelsaurer Tonerde und Eisensulfat als Fällungsmittel auch gepulverte Braunkohle zugesetzt wird, die durch Absorptionenwirkungen auch den größten Teil der im Abwasser gelösten organischen Bestandteile entfernt und daher eine gewisse Fäulnisfreiheit bewirkt (vergl. Abb. 2). Aber auch hierbei gestaltet sich der Betrieb recht umständlich, der Absatzvorgang in Klärtürmen oder in Flachklärbecken wird durch die großen Schlammengen erschwert, und das meist angewendete Auspressen des Klärschlammes zu brennbaren Schlammkuchen ist kostspielig und wegen des abfließenden schwarzen Schlammwassers lästig und unsauber. Immerhin hat sich das Verfahren bis in die neuere Zeit hinein erhalten und ist beispielsweise in der näheren Umgebung von Berlin, in Spandau, Tegel, Reinickendorf, Oberschöneweide und Cöpenick erst in den letzten 10 bis 20 Jahren aufgegeben worden. Die in den neunziger Jahren nach dem System Röckner-Rothe eingerichteten chemischen Kläranlagen in Pankow, Lichtenberg und Boxhagen-Rummelsburg, bei denen Kalk, schwefelsaure Tonerde, Porzellanerde und Staßfurter Salz als Fällungsmittel verwendet wurden, mußten ebenfalls Anfang dieses Jahrhunderts dem Rieselfeldverfahren weichen.

¹⁾ Nach Vorträgen im Polytechnischen Seminar der Technischen Hochschule Berlin und im Reichsbunde Deutscher Technik.

²⁾ Nach einem Vortrage im Architekten- und Ingenieur-Verein zu Berlin, Bezirksverein der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen.

nisch - landwirtschaftlichen Anlagen hatten den großen Vorteil, bei ihren Entwürfen die guten und schlechten Erfahrungen in Betracht ziehen zu können, die die damals auf diesem Gebiete führenden englischen Fachleute in langjährigen wissenschaftlichen und praktischen Versuchen gewonnen hatten. So entstanden auf gut dränierbaren, sandig - lehmigen Böden zahlreiche blühende Rieselgüter, auf denen das im Absetzverfahren zweckentsprechend vorgeklärte städtische Abwasser erfolgreich gereinigt und bis zur Fäulnisunfähigkeit von allen Schwebestoffen und dem größten Teil der gelösten organischen Stoffe befreit wird. Hinsichtlich der Landberieselung steht Deutschland heute an erster Stelle, und die Reichshauptstadt mit einem Besitze von rd. 100 000 Morgen Rieselgutfläche dürfte zur Zeit den größten Rieselbetrieb der Welt aufweisen (vgl. Abb. 5).

Zweifellos hat die Rieselwirtschaft große Vorzüge. Die beiden wesentlichsten sind in landwirtschaftlicher Hinsicht die Verbesserung magerer Böden, in technischer Hinsicht die vollkommen einwandfreie Reinigung der Abwässer. Nach den bisherigen Erfahrungen ist aber zum mindesten für den Großbetrieb erwiesen, daß der Mehrertrag, den das Rieselland gegenüber gleichartigem Naturland liefert, um ein vielfaches von den Mehrkosten übertroffen wird, die die Abwasserklärung durch Rieselfelder im Vergleich zur Reinigung durch gleichwertige künstliche biologische Verfahren verursacht. Die landwirtschaftliche Ausnutzung der Abwässer, so bedeutungsvoll sie auch in einzelnen Fällen sein kann, ist daher heute nicht mehr als die ausschließliche, überall zweckmäßige und stets wirtschaftliche Abwasserreinigungsmethode anzusehen, zumal sich die Industrie bemüht, künstliche Düngstoffe in großen Mengen auf den Markt zu bringen, die weit einfacher und billiger auf die Äcker transportiert werden können als die Abwässer der Städte.

In erster Linie waren es die Amerikaner, die die obenerwähnten Franklandschen Versuche mit der intermittierenden Bodenfiltration, in England „Landfiltration“ genannt, in größerem Maßstabe in die Praxis umsetzten. Führend war auf diesem Gebiete der Staat Massachusetts, der in den achtziger Jahren in zahlreichen Städten derartige Kläranlagen schuf. Das Verfahren besteht darin, große Erdbecken, die je nach der Bodenart mit engerer oder weiterer Dränung versehen sind, durch das Abwasser zu überstauen und nach dem Versickern des Abwassers mit der nächsten Überstauung so lange zu warten, bis sich der in den Boden eingedrungene Schlamm infolge der natürlichen Durchlüftung des Erdbodens hinreichend zersetzt hat. Da bei diesem Verfahren eine land-

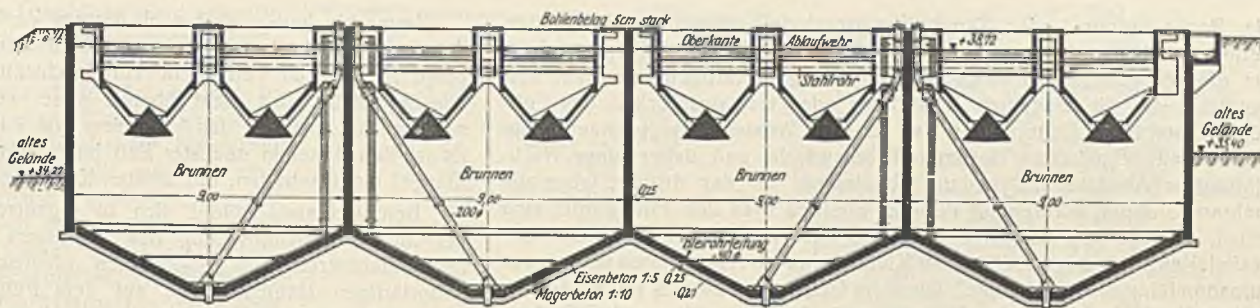


Abb. 4a. Emscherbrunnenanlage auf Kläranlage Berlin-Wansdorf. Schnitt.

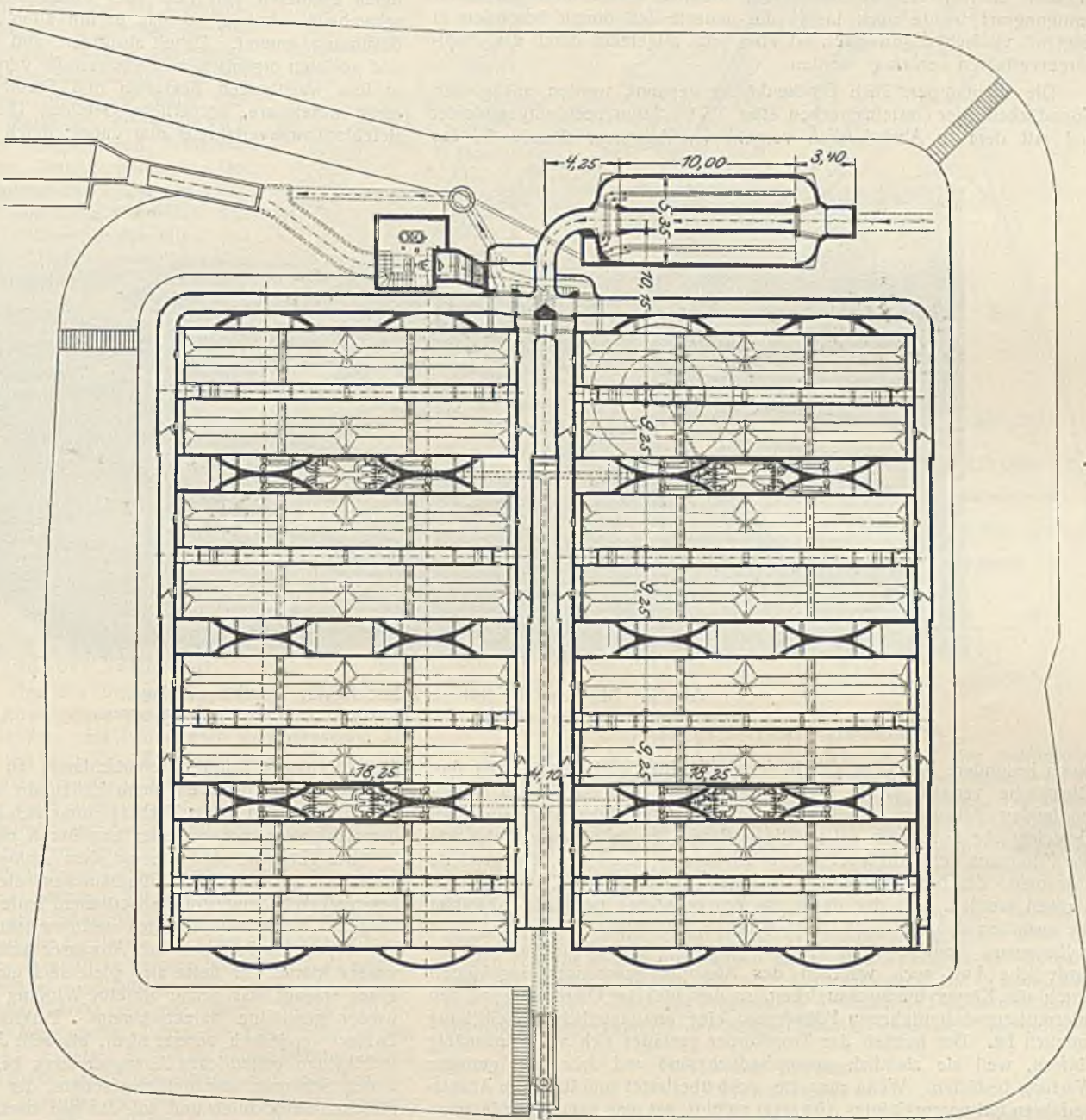


Abb. 4. Emscherbrunnenanlage als Vorreinigung für das Rieselfeld Berlin-Wansdorf. Grundriß.

wirtschaftliche Bodennutzung nicht stattfindet, kann man auf der Flächeneinheit ungefähr zehnmal so viel Wasser unterbringen wie bei der Rieselei. Nachteilig ist dabei der Umstand, daß die Bodenoberfläche schon in kurzer Zeit verschlickt und deshalb ständig umgepflügt werden muß, um die erforderliche Wasserdurchlässigkeit zu erhalten. Auch ist das Verfahren nicht frei von Geruchbelästigung und Fliegenplage, weil der auf der Sohle der Erdbecken sich niederschlagende Schlamm an der Luft in stinkende Gärung übergeht.

5. Künstliche biologische Reinigungsverfahren.

Man suchte deshalb dieses an sich natürliche Verfahren auf künstlichem Wege zu verbessern und baute regelrechte Filter aus grobkörnigem Material, die man mit dem Abwasser überstaute. Diese sogenannten Füllkörper wurden ebenfalls intermittierend betrieben, und zwar unterschied man dabei drei Perioden: die Füllperiode, die Abflußperiode und

die Regenerations- oder Durchlüftungsperiode. Während der ersten Periode blieb das Abwasser mehrere Stunden in dem Filterkörper stehen, um die schlammabsorbierende Wirkung der gallertartigen Filterhaut auszunutzen, die die einzelnen Kieskörner oder Gesteinsbrocken des Füllkörpers umhüllt. Dann wurde das geklärte Wasser, das gleichzeitig die abgebauten organischen Bestandteile auswäscht und daher einer Nachklärung in Absitzbecken bedarf, abgelassen. In der dritten, ebenfalls mehrere Stunden währenden Periode überließ man den Filterkörper sich selbst, so daß die hindurchstreichende Luft die in der Filterhaut angesiedelten, schlammverzehrenden Kleinlebewesen regenerieren und wieder aufnahmefähig machen konnte. Diese im Gegensatz zu den natürlichen biologischen Verfahren der Rieselei und der intermittierenden Bodenfiltration als künstliche biologische Methode bezeichnete Abwasserreinigungsart wurde noch bis in die neueste Zeit hinein besonders in England vielfach angewendet, ist aber jetzt allgemein durch das Tropfkörperverfahren verdrängt worden.

Die Tropfkörper, auch Brockenkörper genannt, werden aus großen Koksstücken oder Gesteinsbrocken etwa 1,5 bis 2,0 m hoch aufgeschichtet und mit dem in Absitzbecken vorgklärten Abwasser überrieselt, das

Immerhin haften aber auch diesem Verfahren gewisse Nachteile an, denn es ist nicht immer frei von üblen Gerüchen, führt häufig Fliegenplage herbei und verbraucht zur Beschickung der Tropfkörper ein gewisses Gefälle, das nicht überall ohne weiteres zur Verfügung steht, sondern durch Heben des Abwassers erst künstlich erzeugt werden muß. Es ist ihm daher in neuester Zeit im Belebtschlammverfahren, dem jene Mängel nicht anhaften, ein ernster Konkurrent entstanden.

Belebtschlamm bildet sich in organisch verunreinigtem Abwasser bei inniger Durchmischung des Abwassers mit Luft und ist in seiner Zusammensetzung im allgemeinen identisch mit den absorbierenden, gallertartigen Häutchen, die auf dem Filtermaterial von Tropfkörpern sitzen. Er wird dem zu reinigenden Abwasser ständig beigemischt und durch Einblasen von Luft oder durch mechanische Umwälzung darin schwebend erhalten, so daß er mit allen Abwasserteilchen in innigste Berührung kommt. Dabei absorbiert und verarbeitet er die kolloiden und gelösten organischen Abwasserstoffe vermöge der Lebenstätigkeit der in ihm wuchernden Bakterien und Protozoen und verwandelt sie in leicht absetzbare, körperliche Gebilde. Die wesentlichsten Punkte des Belebtschlammverfahrens sind daher: durch künstliche, starke Belüftung

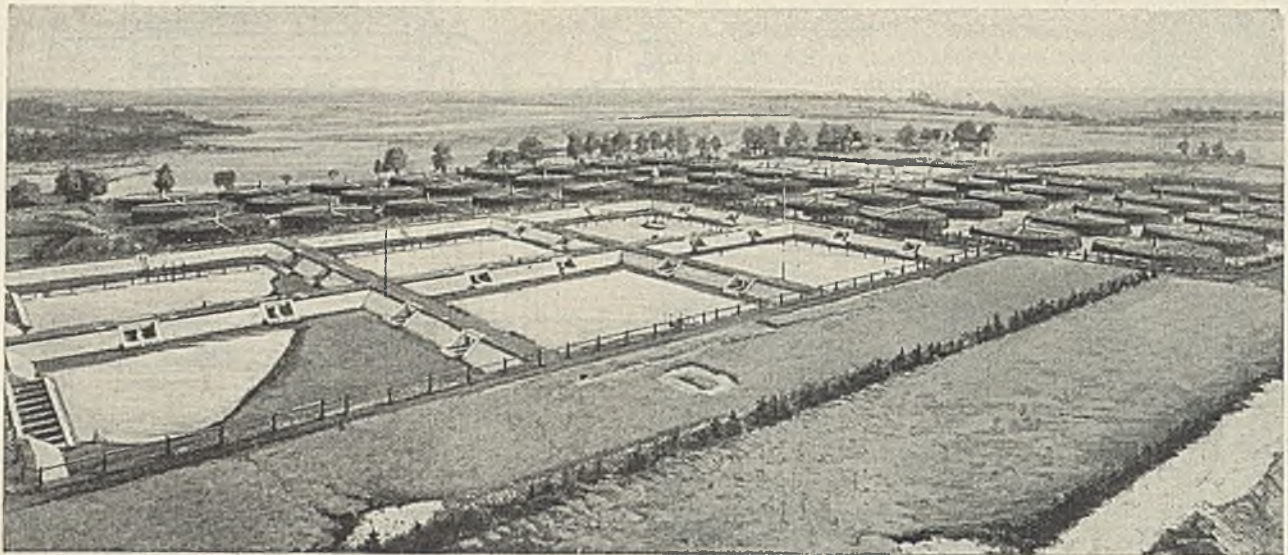


Abb. 6. Blick auf die frühere Wilmsdorfer Tropfkörperanlage.
Im Vordergrund die Flächenklärbecken für die Vorreinigung, im Hintergrund: die Tropfkörper.

durch besondere Vorrichtungen in feinen Strahlen gleichmäßig über ihre Oberfläche verteilt wird. Unter dem Einfluß des die Körper durchtropfenden Abwassers überzieht sich die Oberfläche der einzelnen Gesteinstücke mit einem gallertartigen Rasen, der in gleicher Weise wie die Filterhaut der Füllkörper die im Abwasser enthaltenen Schmutzstoffe absorbiert, die dann durch die im Rasen angesiedelten Kleinlebewesen zersetzt werden. Da das durch die Brockenkörper tropfende Abwasser die zwischen den einzelnen Gesteinstücken befindlichen Hohlräume nicht vollkommen ausfüllt, kann die zur Erhaltung der Kleinlebewesen erforderliche Luft auch während des Absorptionsvorganges ungehindert durch die Körper hindurchstreichen, so daß hier im Gegensatz zu den intermittierend betriebenen Füllkörpern eine kontinuierliche Beschickung möglich ist. Der Betrieb der Tropfkörper gestaltet sich verhältnismäßig einfach, weil sie ziemlich unempfindlich sind und daher nur geringer Wartung bedürfen. Wenn man sie nicht überlastet und ihnen im Absetzverfahren gut vorgereinigtes Abwasser zuführt, hat man kein Verschlammen der Körper zu befürchten und braucht sie daher nicht, wie dies bei Füllkörpern der Fall ist, zum Zwecke der Reinigung periodisch stillzulegen. Selbstverständlich muß man ihnen in gleicher Weise wie den Füllkörpern besondere Absetzbecken nachschalten, um die durch die Kleinlebewesen abgebauten organischen Stoffe, die das abfließende Wasser mit sich führt, auszufällen. Wegen der guten Reinigungswirkung und der Einfachheit des Betriebes erfreut sich das Tropfkörperverfahren großer Beliebtheit, zumal es bei Kläranlagen aller Größen, von der kleinsten Hauskläranlage bis zum größten Stadtklärwerk, mit gleicher Sicherheit zum Ziele führt. Die zahlreichen einwandfrei arbeitenden Anlagen in Krankenhäusern, Schulen, Strafanstalten und anderen öffentlichen Gebäuden sowie die gewaltigen Klärwerke in Cleveland (V. St. A.) und des Bradfordverbandes in England, sowie die aus wirtschaftlich-organisatorischen Gründen bei der Bildung der Stadtgemeinde Groß-Berlin stillgelegte, aber seiner Zeit mustergültige Tropfkörperanlage des Kanalisationsverbandes Wilmsdorf-Schmargendorf-Zehlendorf-Teltow sind Zeugen für den großen Umfang, den die Anwendung des Tropfkörperverfahrens angenommen hat (vgl. Abb. 6).

des Abwassers ständig Belebtschlamm zu erzeugen, die in ihm enthaltenen Kleinlebewesen durch Luftzufuhr in Tätigkeit zu erhalten und einen Teil des in einem Nachkläräume sich absetzenden Belebtschlammes dem Abwasser immer wieder zuzuführen und mit ihm zu durchmischen.

Die Tatsache, daß die auf dem Aufbaumaterial der Brockenkörper sitzenden gallertartigen Filterhäutchen die im Abwasser enthaltenen organischen Schmutzstoffe absorbieren, hatte bereits Prof. Dunbar, Hamburg, im Jahre 1904 dadurch nachgewiesen, daß er Filterhäutchen von Füllkörpern in Flaschen mit Abwasser schüttelte und dadurch das Abwasser klärte. Er hatte also gleichsam ein im Abwasser schwebendes Filter erzeugt, das genau dieselbe Wirkung ausübt wie der mit dem Abwasser gemischte Belebtschlamm. Praktische Anwendung fand diese Entdeckung jedoch vorerst nicht, bis acht Jahre später Clark in Boston in Flaschen befindliches Abwasser stark belüftete und dadurch den belebten Schlamm unmittelbar erzeugte, der beim Wasserwechsel in den Flaschen zurückblieb und auf das neu hinzugefüllte Abwasser reinigend wirkte. Die Übertragung dieser Versuche in die Praxis blieb Fowler in Manchester und seinen Mitarbeitern Arden und Locket vorbehalten, die die Angaben von Clark bei der Nachprüfung bestätigten und daraufhin das Belebtschlammverfahren in seiner jetzigen Form ausbildeten. Diese Art der Abwasserreinigung, die vollkommen geruchlos arbeitet, ist heute im Begriff, ihren Siegeszug durch alle Kulturstaaten der Welt zu vollenden, und es hat den Anschein, als ob es ihr mit der Zeit gelingen wird, sogar das altbewährte Tropfkörperverfahren vollkommen in den Hintergrund zu schieben.

Die Belüftung des Abwassers geschieht in den meisten Fällen durch Einblasen von Prelluft in langgestreckten Becken, wodurch das Gemisch aus Belebtschlamm und Wasser in schraubenförmige Bewegung gerät. Die ausgedehnten amerikanischen Anlagen in Indianapolis, Milwaukee und Chicago arbeiten nach diesem Prinzip. Außerdem sind jedoch auch zahlreiche andere Konstruktionen, wie Paddelräder (Haworth-Sheffield, Hartley-Stoke on Trent), Wurfkreisel (Bolton-Bury, Birmingham), Stredüsen (Kusch-Oranienburg, Templin), rotierende Piassavabürsten (Kessener-Holland) usw. zur Abwasserbelüftung im Gebrauch. Auf weitere Einzelheiten einzugehen,

ist im Rahmen dieses kurzen Überblicks nicht möglich. Wir weisen lediglich auf die beiden unten genannten Abhandlungen³⁾ hin.

Eine moderne Kläranlage dieser Art besteht im allgemeinen aus folgenden Teilen: Einem oder mehreren von Hand oder maschinell bedienten Stabrechen zum Zurückhalten der Grobstoffe, die meist in einer besonderen Verbrennungsanlage vernichtet werden, einem Sandfang, in dem sich die schweren mineralischen Sinkstoffe absetzen, einer nach dem Absetzverfahren arbeitenden, mechanischen Vorkläranlage, aus Emscherbrunnen oder Flachklärbecken bestehend, einer Beckenanlage für die Abwasserbelüftung und gegebenenfalls auch für die Belüftung des Rücklaufschlammes, einer Nachkläranlage, in der sich der Belebtschlamm von dem geklärten Wasser abscheidet. Dazu kommen noch besondere Einrichtungen für die Behandlung des Schlammes, der meist unter Gewinnung von verwertbarem Methangas ausgefault wird, Gasreinigungs- und Gasspeicheranlagen, Schlamm-trockenplätze, Fettabscheider, Maschinenanlagen, Betriebs-, Wohn- und Laboratoriumsräume und ähnliches, so daß ein derartiges, zur Bewältigung größerer Abwassermengen bemessenes Klärwerk, das allen Anforderungen der neuzeitlichen Technik gerecht werden soll, ein ziemlich verwickeltes technisches Gebilde darstellt.

Als Beispiel sei im folgenden das von der Stadt Berlin in den Jahren 1929 bis 1931 geschaffene Großklärwerk Berlin-Stahnsdorf näher beschrieben, das besonders deshalb von Interesse ist, weil es als Großversuchsanlage eingerichtet und den in Berlin bisher ausschließlich zur Abwasserreinigung dienenden Rieselfeldern parallel geschaltet ist. Man hat also hierbei die Möglichkeit, die wirtschaftlichen und technischen Ergebnisse der künstlichen biologischen Abwasserreinigung durch das Belebtschlammverfahren und der natürlichen biologischen Reinigung durch die Rieselei bei gleicher Abwasserbeschaffenheit einander unmittelbar gegenüberzustellen.

II. Die Stahnsdorfer Bauaufgabe.

1. Abwassermenge und -beschaffenheit.

Die Notwendigkeit für eine Erweiterung der vorhandenen Einrichtungen zur Abwasserreinigung in Berlin ergab sich aus der in den letzten zehn Jahren stark angewachsenen Abwassermenge, was einmal auf den Bevölkerungszuwachs, sodann aber auch auf den erhöhten Wasserverbrauch je Kopf zurückzuführen ist.

Besonders dringlich war die Entlastung der im Übersichtsplan Abb. 7 kenntlich gemachten Rieselfelder Schenkendorf, Gütergotz und Sputendorf, die die Berliner Abwässer des ehemaligen Entwässerungs-Zweckverbandes Wilmersdorf-Schmargendorf-Zehlendorf-Teltow sowie der beiden Radialsysteme III und VII allein aufzunehmen hatten. Wollte man in Zukunft ihre Belastung ständig auf etwa 50 m³ je ha und Tag bei weitgehender Vorreinigung in Rücksicht auf die Vorfluter- und Grundwasserverhältnisse sowie auf sonstige, rein landwirtschaftliche Belange beschränken, so mußten Zusatzanlagen für weitgehende mechanische Vorreinigung von einer Leistungsfähigkeit bis zu etwa 120 000 m³ Trockenwetter-Zufluß (570 000 Einwohner) bzw. 190 000 m³ Regenwetter-Zufluß am Tag sowie für die biologische Reinigung von bis zu etwa 90 000 m³ Trockenwetter-Zufluß (445 000 Einwohner) bzw. 140 000 m³ Regenwetter-Zufluß am Tag geschaffen werden. Für diese Leistungen, die eine etwa 15jährige Zukunftsentwicklung der angeschlossenen Stadtgebiete erfassen sollten, wurde der Stahnsdorfer Bauentwurf aufgestellt und durchgeführt.

Hinsichtlich der weiteren Entwurfsgrundlagen sollen hier nur kurz die wichtigsten Gesichtspunkte Erwähnung finden:

Das Abwasser des früheren Zweckverbandes wird vorwiegend im Trennsystem, daß der Radialsysteme ausschließlich im Mischsystem abgeführt. Die Gesamtwassermenge entfällt zu etwa 60% auf Kanäle des Mischsystems und zu 40% auf Trennkanalesation.

Die Abwasserbeschaffenheit ist vorwiegend häuslicher Natur. Sein Fremdstoffgehalt entspricht also den für städtisches Abwasser bekannten Werten.

³⁾ Langbein, Moderne Abwasserreinigungsanlagen in England und Amerika und ihre Bedeutung für die deutsche Städteentwässerung und Die Abwasserbeseitigung in England, Schottland und den Vereinigten Staaten von Amerika unter besonderer Berücksichtigung der Belebtschlammkläranlagen und ihrer Bedeutung für die Entlastung der Berliner Rieselfelder. Gesund.-Ing. vom 17. November 1928, vom 20. April und vom 8. Juni 1929.

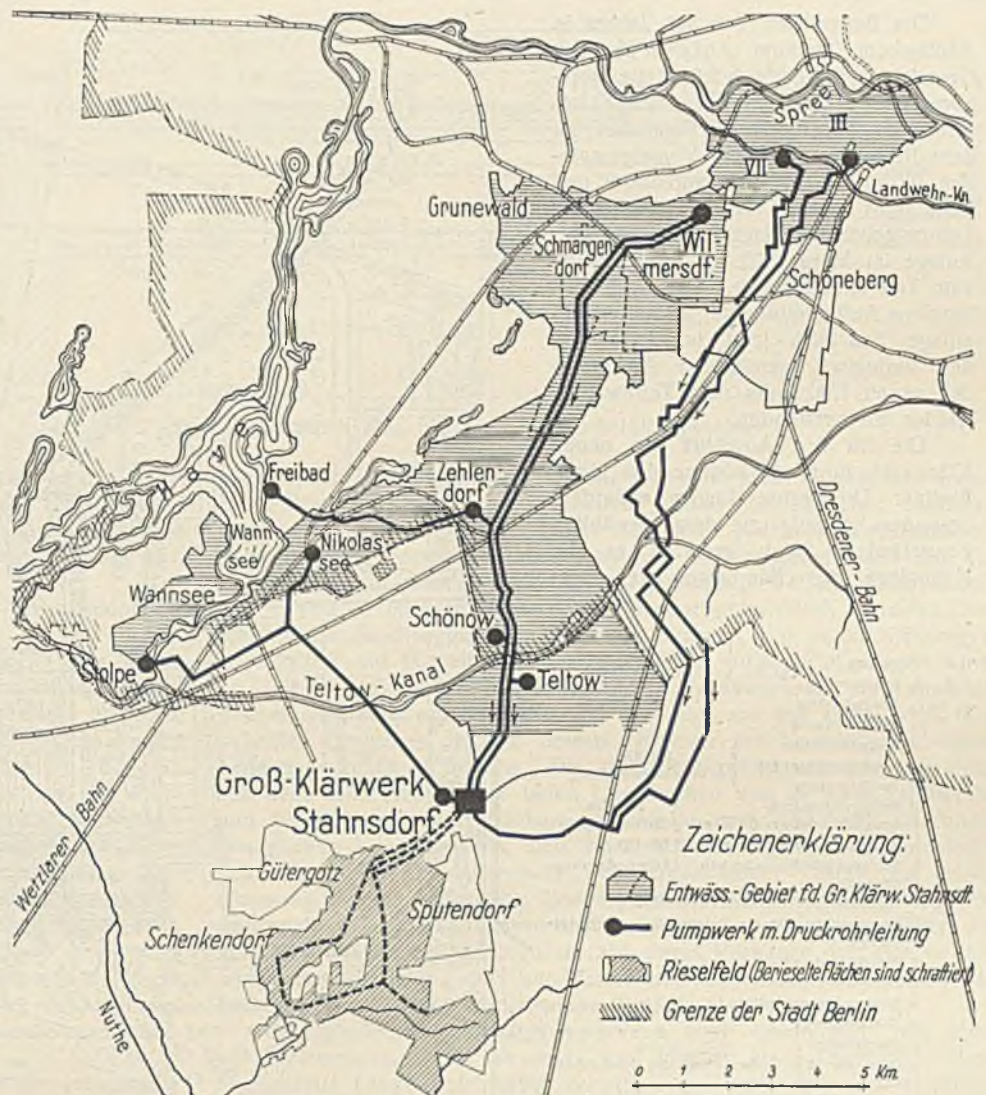


Abb. 7. Übersichtsplan für die nach dem Groß-Klärwerk Stahnsdorf entwässernden Stadtgebiete von Groß-Berlin mit den angeschlossenen Rieselfeldern.

2. Sonstige Entwurfsgrundlagen.

Hinsichtlich des erforderlichen Reinigungsgrades der biologischen Reinigung ist die Wasserführung des Vorfluters, für die Stahnsdorfer Anlage die des Teltowkanals, von ausschlaggebender Bedeutung. Die Wasserbeschaffenheit des öffentlichen Wasserlaufes darf nicht verschlechtert werden. Zur Beurteilung dieser Frage dient die Bestimmung des biochemischen Sauerstoffverbrauches⁴⁾. — Die Selbstreinigungskraft des Vorfluters ist gebührend zu berücksichtigen⁵⁾.

Die Entwurfsgrundlagen hinsichtlich der Absatzvorgänge, Belüftungsdauer und Luftmengen, Gasausbeute, Nährstoffgehalt u. dgl. wurden zum großen Teil aus Betriebserfahrungen des Berliner Vorklärwerkes Waßmannsdorf, wo zugleich längere Zeit eine Versuchsanlage für Belebtschlamm betrieben wurde, sowie aus Ergebnissen planmäßiger Untersuchungen des chemischen Laboratoriums der Berliner Stadtentwässerung hergeleitet⁶⁾.

III. Der Entwurf.

1. Standortwahl.

Für die Wahl des Standortes waren die folgenden Gesichtspunkte entscheidend:

⁴⁾ Dr. F. Sierp und F. Fränsemeier, Fortschritte in der Kenntnis des biochemischen Sauerstoffbedarfes. T. Gmdbl. 1931, Nr. 17 ff.

⁵⁾ Dr.-Ing. Mahr, Die zulässige Belastung eines Gewässers durch Abwasser. T. Gmdbl. 1930, Nr. 15.

⁶⁾ Mag.-Oberbaurat Langbein, Direktor der Berliner Stadtentwässerung, Die Abwasservorkläranlage auf dem Bölkensberge des Berliner Rieselfeldes Waßmannsdorf als Gaslieferer. GWF 1927, Heft 46, S. 1109. — Mag.-Oberbaurat Bandler, Die Vorreinigungsanlage auf dem Rieselfeld Waßmannsdorf. In „50 Jahre Berliner Stadtentwässerung, 1878 bis 1928“. Berlin 1928, Alfred Metzner, S. 458. — Mag.-Baurat Dr.-Ing. Weise, Die zentrale Vorreinigungsanlage der Stadt Berlin auf dem Rieselfeld Waßmannsdorf. Gesund.-Ing. 1929, Heft 16, S. 252. — Mag.-Oberbaurat Langbein, Die Verwertung städtischer Abwässer zum Zwecke der Landeskultur. Gesund.-Ing. 1930, Heft 21, S. 321. — Mag.-Oberbaurat Langbein und Dr.-Ing. Kroll, Die Gewinnung und Verwertung des Faulgases auf der Berliner Abwasservorkläranlage in Waßmannsdorf. GWF 1931, Heft 21, S. 469.

Das Baugelände war seit Jahren in städtischem Eigentum. Auf dem gleichen Grundstück befand sich früher die Tropfkörperanlage des früheren Entwässerungs-Zweckverbandes Wilmersdorf, zu dem die früheren Berliner Vorortgemeinden Wilmersdorf, Schmargendorf und Zehlendorf sowie die Kreishauptstadt Teltow gehörten. Nach Stilllegung dieser Anlage im Jahre 1923 lag das Gelände zum Teil unbenutzt da. Die noch vorhandene Abflußleitung der früheren Kläranlage ließ sich jetzt zur Abführung des biologisch gereinigten Abwassers des neuen Klärwerks zum Teltowkanal wieder mit verwenden.

Die für den Anschluß des neuen Klärwerks in Frage kommenden Groß-Berliner Druckrohre liegen außerdem besonders günstig zu dem gewählten Baugelände. Auch gestattet es die Höhenlage des Bauplatzes im allge-

- a Rechen
 - b₁, b₂ Sandlänge } für die Vorreinigung
 - c₁ bis c₃ Absetzbecken
 - c₄ Schlammkanal
 - d Vorlaufbehälter
 - e Erwärmungsanlage
 - f Faulkammern
 - g Reinigungsanlage
 - h Ausgleichbehälter (3000 m³)
 - i₁ Abwasserbelüftungsbecken (I bis IV)
 - i₂ Schlammelüftungsbecken (Regenerierungsbecken)
 - k₁, k₂ Absetzbecken für die Nachreinigung
 - l Pumpenhaus für die Belebtschlamm-Förderanlage
 - m Maschinenhaus
 - n Dienstwohngebäude
 - o Schlamm-trockenplätze
 - p Gießeanschluß
 - q Fischtelche
 - r Ofen für die Verbrennung der Rückstände aus der Rechenanlage
 - s Kanal mit Förderband für die Rückstände aus der Rechenanlage
- } für die Schlammbehandlung
- } für das Schlammgas

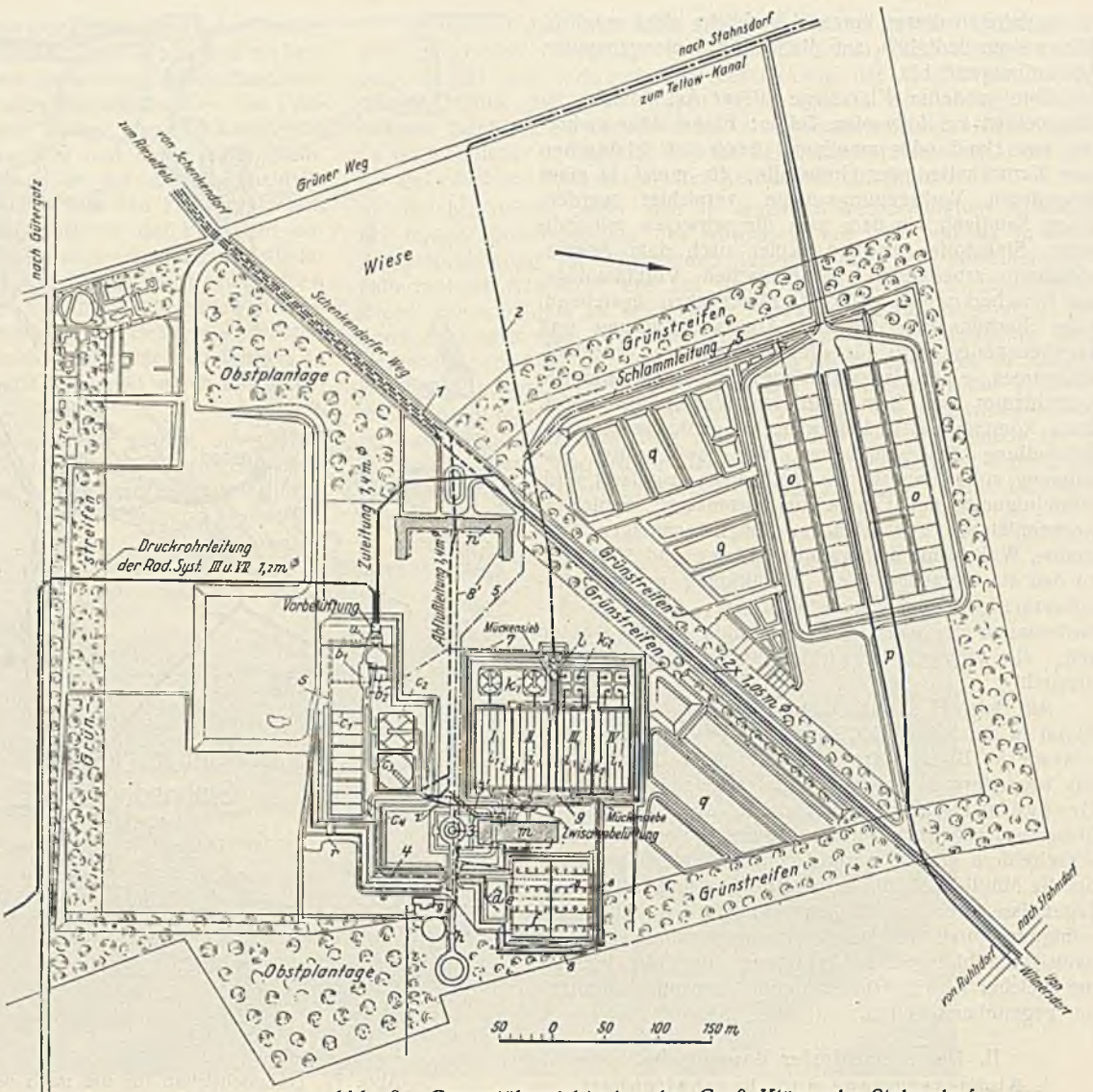
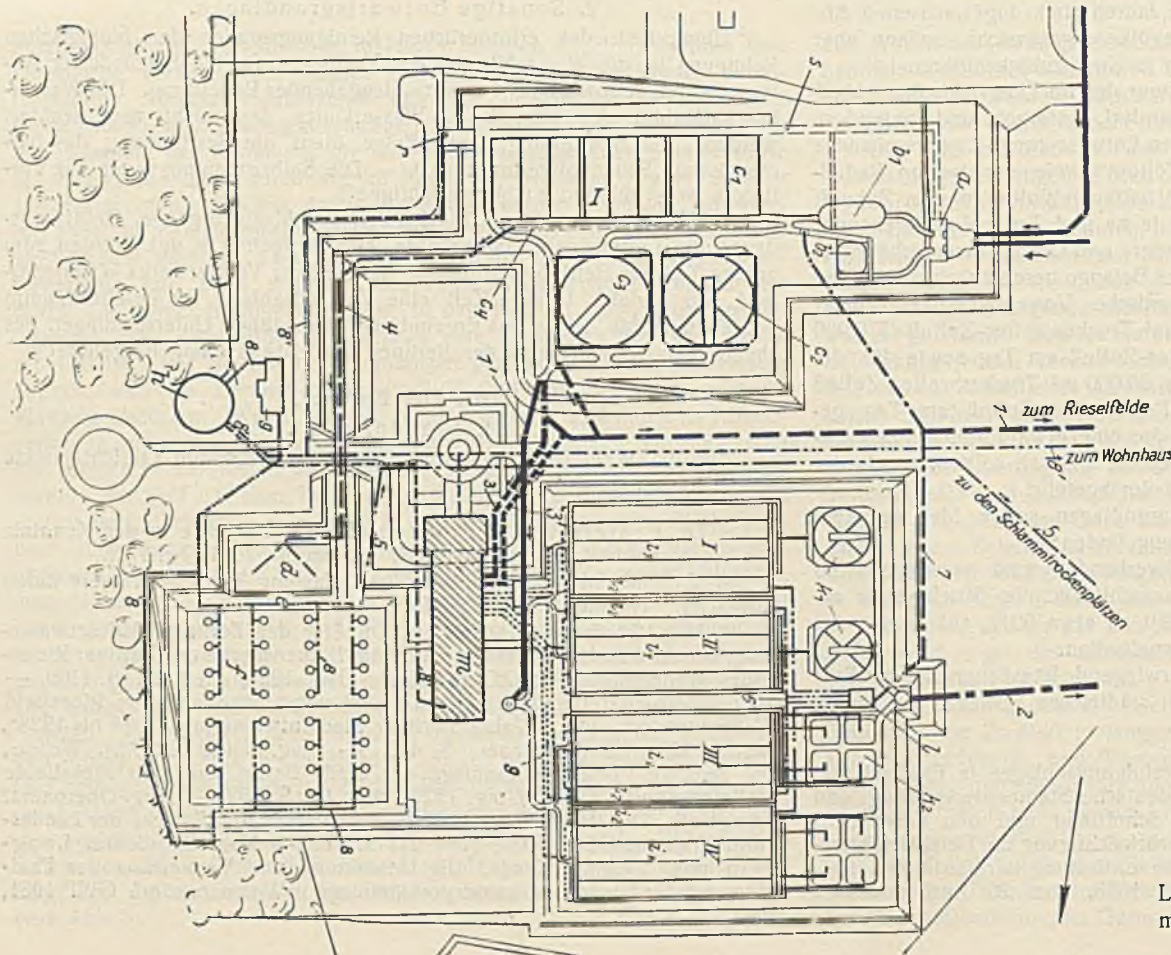


Abb. 8. Gesamtübersichtsplan des Groß-Klärwerks Stahnsdorf.



- 1 ——— Abflußleitung des vorgereinigten Abwassers zu den Rieselfeldern.
- 1' ——— Verbindungsleitung der mechanischen Vorreinigungsanlage mit den Belüftungsbecken.
- 2 ——— Abflußleitung des biologisch gereinigten Abwassers nach dem Teltow-Kanal.
- 3 - - - - - Zulaufleitung von der mechanischen Vorreinigungsanlage zu der Kreiselpumpe.
- 3' - - - - - Druckrohrleitung von der Kreiselpumpe zu den Rieselfeldern.
- 4 - - - - - Schlammleitung von der mechanischen Vorreinigungsanlage zu den Faulkammern.
- 5 ——— Schlammleitung von den Faulkammern zu den Schlamm-trockenplätzen.
- 6 - - - - - Leitung für den Rücklaufschlamm vom Schlamm-pumpwerk zu den Regenerierungsbecken.
- 7 - - - - - Leitung für den Überschuss-schlamm vom Schlamm-pumpwerk zur Vorreinigung.
- 8 - - - - - Gasleitung von den Faulkammern zum Gasbehälter.
- 8' - - - - - Gasleitungen vom Gasbehälter zu den Verwendungsstellen.
- 9 - - - - - Druckluftleitungen vom Maschinen-hause zu den Belüftungsbecken.

Abb. 9.
 Lageplan des Groß-Klärwerks Stahnsdorf mit den hauptsächlichsten Rohrleitungen.

meinen, das vorgereinigte Abwasser unter Benutzung vorhandener Leitungen mit freiem Gefälle den Rieselfeldern Gütergotz und Schenkendorf-Sputendorf zuzuführen.

2. Beschreibung des Entwurfes.

Einen Gesamt-Übersichtsplan des Klärwerks zeigt Abb. 8.

Die Einzelanlagen gruppieren sich übersichtlich beiderseits der etwa in westöstlicher Richtung verlaufenden Werkstraße. Südlich dieser Straße befinden sich die Vorreinigungsanlage und, davon getrennt, die Einrichtungen zur Gasreinigung und -speicherung. Die Anlagen nördlich der Werkstraße werden durch das Maschinenhaus mit dem Verwaltungsgebäude nach den Einrichtungen für die Schlammbelebungs- und Nachreinigung einerseits und den für die Schlammausfäulung und Gasgewinnung getrennt. Erstere befinden sich etwa westlich, letztere östlich des Maschinenhauses.

Die Werkstraße selbst schließt an den Weg Teltow-Schenkendorf an und endet in einer Kehre auf dem Werkgelände.

Unmittelbar hinter der Abzweigung vom Schenkendorfer Weg ist die Werkstraße mittels eines den ländlichen Verhältnissen wirkungsvoll angepaßten Spitzbogens durch das hufeisenförmige Wohngebäude überbaut. In diesem sind neben dem Personal des Klärwerks eine größere Anzahl Rieselfwärter der benachbarten Rieselfelder untergebracht.

Der Platz vor dem Wohnhause, die Geländestreifen seitlich der Werkstraße sowie der Vorplatz beim Verwaltungsgebäude sind gärtnerisch besonders ausgestaltet. Ein Rohrdamm, der die Vorreinigungsanlage mit der Faulbeckenanlage im Südosten verbindet und der mittels eines dem Wohngebäude angepaßten Spitzbogens die Werkstraße überquert, gibt dem Vorplatz vor dem Verwaltungsgebäude, verbunden mit entsprechenden Anpflanzungen, eine besonders wirkungsvolle Einrahmung.

An der dem Klärwerk abgewandten Seite des Schenkendorfer Weges sind in angemessenem Abstände die Schlamm-trockenplätze mit Vollbahnanschluß und Trockenhalle untergebracht, die einen besonderen Straßenanschluß zum Schenkendorfer Weg hin besitzen.

Die restlichen Flächen des Baugeländes werden in der Hauptsache durch die Fischtechanlage, Nutzgärten für die Belegschaft und durch Lagerplätze eingenommen. Ein Grünstreifen umrahmt die Gesamtanlage. Die Einzelanlagen sind in Abb. 8 im einzelnen bezeichnet.

a) Weg des Abwassers.

Die Hauptrohrleitungen sind in dem Lageplan Abb. 9 dargestellt. Die beiden Berliner Druckrohre von 1200 bzw. 1400 mm Durchm. münden in einer zerteiligen, massiven, überdeckten Vorbelüftung. Da das Abwasser auf seinem 15 bis 20 km langen Wege von Berlin bis Stahnsdorf gewöhnlich bereits in Fäulnis übergeht (H_2S -Gehalt ≈ 7 mg/l), so wird es hier zunächst durch Einblasen von Luft mittels in der Sohle verlegter Filterplatten aufgefrischt. Oberhalb des Wasserspiegels wird die Abluft, die stark mit Schwefelwasserstoff durchsetzt ist, abgefangen und durch eine Steinzeugrohrleitung dem am andern Ende der Vorreinigung errichteten 15 m hohen massiven Schornstein der Verbrennungsanlage zugeführt.

Nach dieser Auffrischung durchläuft das Abwasser in zwei getrennten Betonrinnen das Rechenhaus. Hier sind ein von Hand bedienbarer Grobrechen mit 8 cm 1. Stabentfernung und dahinter ein Feinrechen mit 2,5 cm 1. Stabweite und mit selbsttätiger Reinigungsvorrichtung eingebaut. Elektrisch betriebene Förderbänder führen das Rechengut in einem unterirdischen Betonkanal zum Verbrennungshaus an der Südostecke der Vorreinigung. Beiderseitige Umläufe sorgen für Entlastung im Falle einer Rechenverstopfung.

Nach Durchströmung des Rechenhauses gelangt das Abwasser in die beiden nebeneinander angeordneten Sandfänge. Hier ermäßigt sich die Geschwindigkeit auf etwa 25 bis 30 cm/sek, so daß vorwiegend die absetzbaren mineralischen Bestandteile zur Ausscheidung gebracht werden.

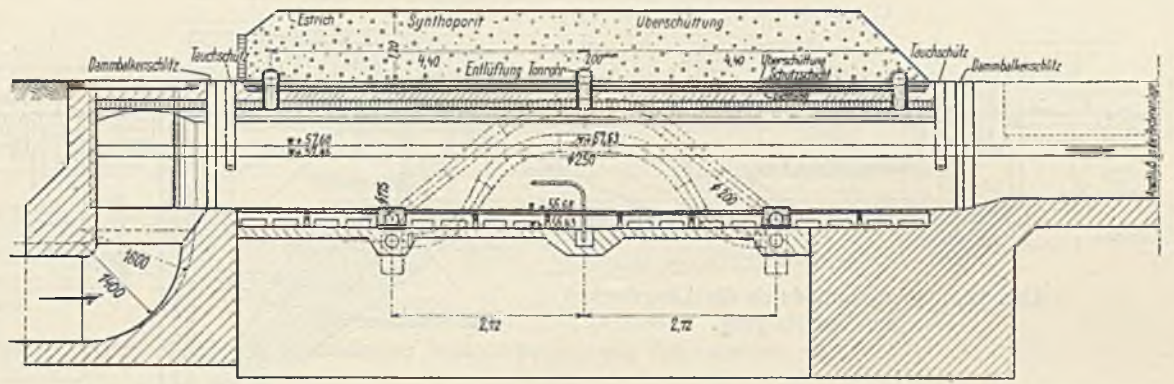


Abb. 10. Längsschnitt durch eine Kammer der Vorbelüftungsanlage.

Diese werden im nördlichen Sandfang mit Hilfe eines Flügelkratzers und eines Klassierers nach amerikanischem Muster, im südlichen Sandfang durch Eimerkettenbagger nach Art des beim Klärwerk Waßmannsdorf angewandten Systems aus dem Abwasser herausgeschafft und auf ein unterirdisch verlaufendes Förderband abgeworfen. Weitere Förderbänder, die zusammen mit denen für das Rechengut unterirdisch verlaufen, befördern das Sandfanggut zum Verbrennungshaus, wo es in Kippwagen abgeworfen und in einiger Entfernung davon vorläufig abgelagert wird.

Die an die Sandfänge anschließenden Abwasserrinnen sind zunächst zusammengeführt, um das Abwasser von hier aus mit Hilfe eines eingebauten Drehtores auf die beiden Gruppen der Vorreinigungsbecken beliebig verteilen zu können. Die südliche Vorreinigungsanlage besteht aus neun einzelnen 3,25 m tiefen Längsbecken von je 10 m Lichtweite und 29 m Länge. Zwei fahrbare, elektrisch betriebene Schlammschilde ermöglichen hier einerseits, den durch die Ermäßigung der Durchflußgeschwindigkeit des Abwassers bei Trockenwetter-Zufluß auf etwa 4 mm/sek niedergeschlagenen Bodenschlamm unter Wasser in die am Anfang der Längsbecken angeordneten 7,65 m tiefen Schlammtrichter zu befördern. Andererseits nehmen sie auf ihrem Rückgang den sich an der Oberfläche bildenden Schwimmschlamm mit, um ihn am Ende der Längsbecken gesammelt an entsprechende Einläufe abzugeben.

Die nördlichen Vorreinigungsbecken sind quadratisch mit ausgerundeten Ecken. Das Abwasser wird hier an einer Längsseite, über die gesamte Länge gleichmäßig verteilt, zugeführt. Auch hier ermäßigt sich sodann die Durchflußgeschwindigkeit bei Trockenwetter-Zufluß auf etwa 4 mm/sek. Das Abwasser durchfließt diese Becken parallel zu je zwei Seitenwänden und gelangt gegenüber dem Zulauf in die Abfluß-

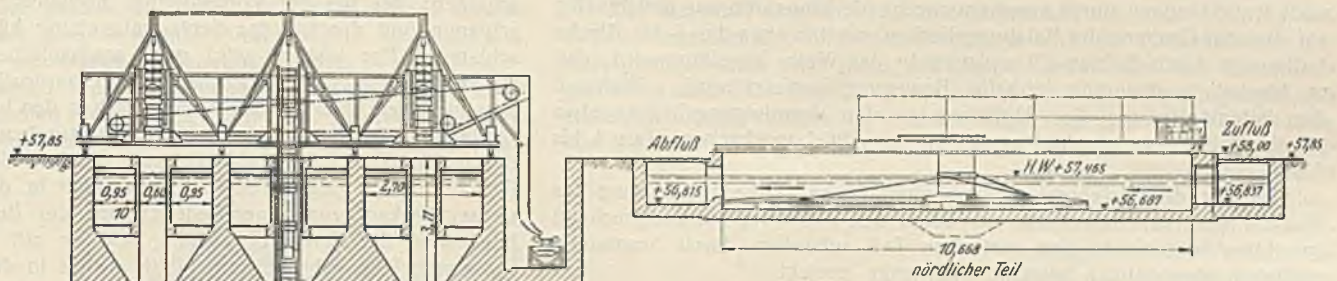


Abb. 11. Querschnitt durch die beiden Sandfänge.

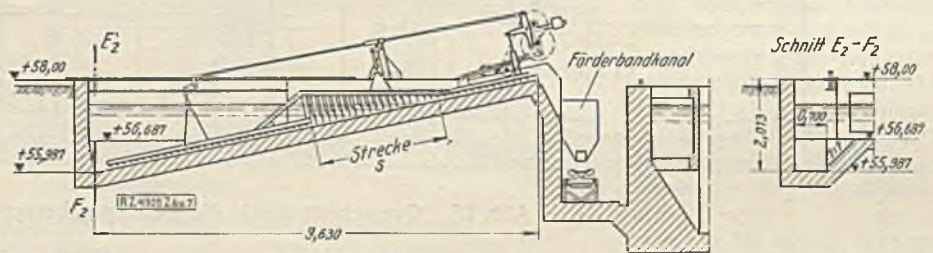


Abb. 12. Längsschnitt durch den Klassierer des nördlichen Sandfanges.

rinnen. Rotierende maschinelle Einrichtungen schaffen den Bodenschlamm mittels Sohlenkratzers zu den im Mittelpunkte der Becken angeordneten Schlammtrichtern. Zugleich schieben sie mit Hilfe von Tauchblechen den Schwimmschlamm vor sich her, um ihn sodann bei entsprechenden Einläufen gesammelt abzugeben.

Die Abmessungen sowie die konstruktiven Einzelheiten der behandelten Bauwerke sind aus Abb. 10 bis 14 zu ersehen.

Das auf diese Weise vorgereinigte Abwasser, das nunmehr 70 bis 80% aller absetzbaren Stoffe verloren hat, fließt einem Sammelbrunnen an der

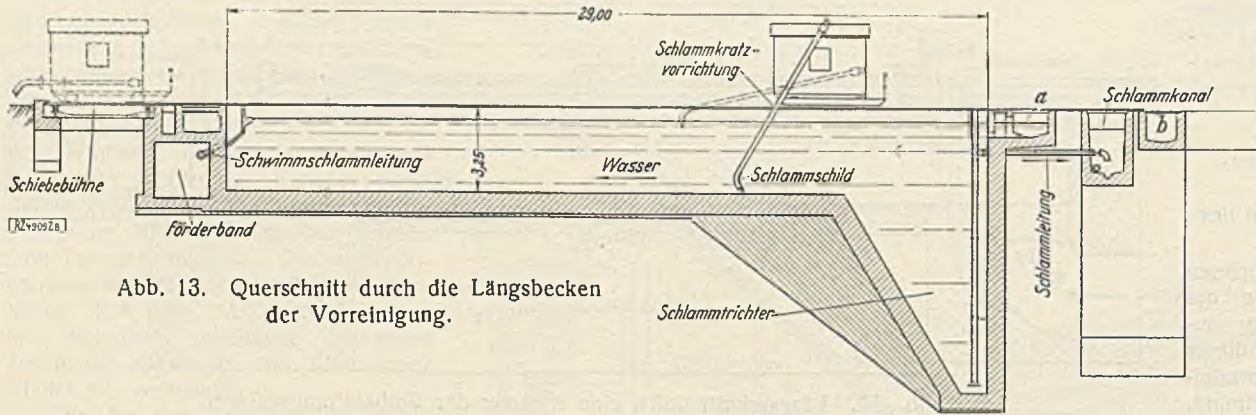


Abb. 13. Querschnitt durch die Längsbecken der Vorreinigung.

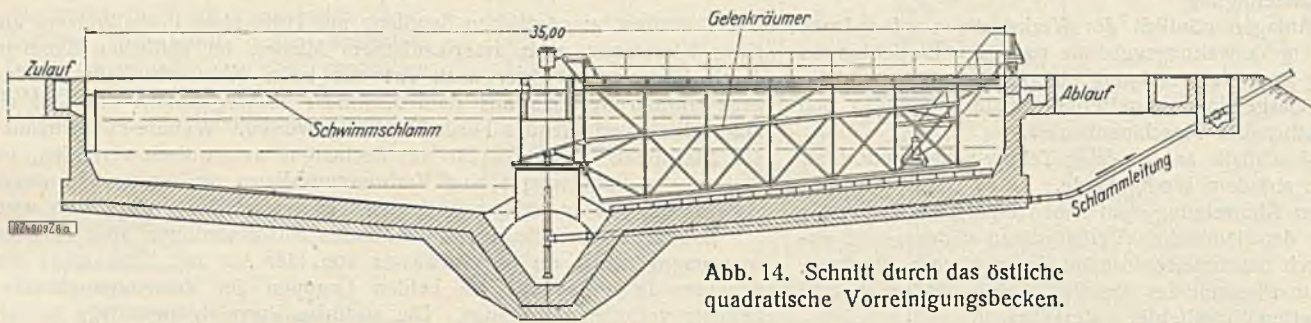


Abb. 14. Schnitt durch das östliche quadratische Vorreinigungsbecken.

Nordostecke der Vorreinigungsanlage zu. Von hieraus gelangt es zu einem Teil in die zu den Rieselfeldern führende freie Gefälleleitung von 1400 mm Durchm. Der andere Teil erreicht mit freiem Gefälle mittels einer Leitung von 850 mm Durchm. die Schlammbelebungsanlage auf der Nordseite der Werkstraße. Auf dem Wege dorthin durchströmt es eine ähnlich wie die vorerwähnte Vorbelüftung ausgebildete Zwischenbelüftungsanlage, die weitere Schwefelwasserstoffmengen aus dem Abwasser entfernen soll, bevor dieses mit Impfschlamm versetzt wird, um eine unerwünschte Abschwächung des Impfprozesses und damit einen unnötig hohen Luftbedarf bei dem nachfolgenden Belebungsprozess zu vermeiden.

Bei der Zulauftrömpel der Schlammbelebungsanlage wird dem vorgereinigten Abwasser reifer Belebtschlamm (etwa 20% des Abwasserzulaufes) zwecks Animpfung zugeführt. Das Schlamm-Abwasser-Gemisch verteilt sich sodann durch zweckentsprechende Rinnenführung gleichmäßig auf die vier Gruppen der Belebungsbecken, wo ihm etwa die 4- bis 6fache Luftmenge durch Sohlen-Filterplatten in der Weise zugeführt wird, daß es hierbei in dauernde lebhafteste Bewegung versetzt wird. Während die Aufenthaltsdauer des Abwassers in den Vorreinigungsbecken etwa 1 1/2 bis 2 Std. beträgt, hält es sich in den Belebungsbecken etwa 4 bis 6 Std. auf.

Die für den Belebungsprozess unerläßliche starke Umwälzung des Wassers wird zu einem Teil nur durch den Luftstrom bei entsprechend gewählter Sohlenform, zum restlichen Teil außerdem durch besondere, elektrisch angetriebene hölzerne Rührwerke erreicht.

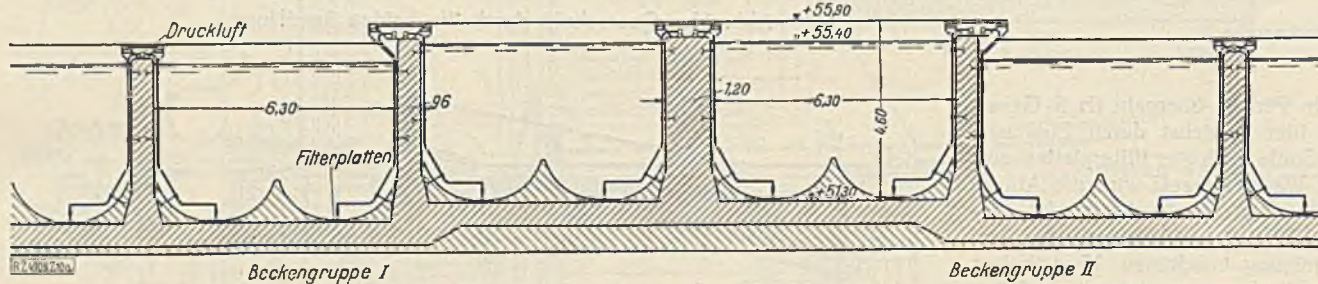


Abb. 15. Querschnitt durch die Belüftungsbecken.

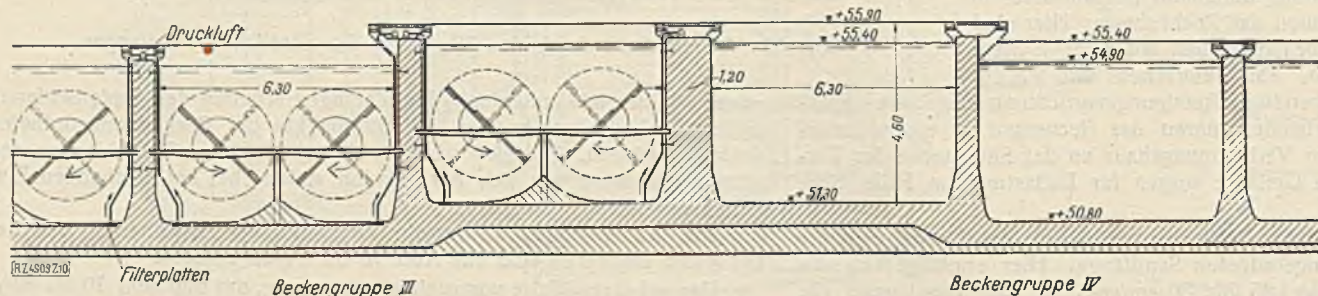


Abb. 15a. Querschnitt durch die Belüftungsbecken.

Unter dieser Behandlung des Abwassers setzt ein reger Abbau auch der kolloiden und gelösten Stoffe unter Mitwirkung einer Fülle von Mikroorganismen, Protozoen und Schlammwürmern ein, was zur Ausflockung des Belebtschlammes führt. In den nachgeschalteten vier Nachreinigungsbecken, die für eine Aufenthaltsdauer von etwa 1 bis 1 1/2 Std. bemessen sind, trennt sich der Belebtschlamm durch mechanische Absitzwirkung von dem nunmehr auch biologisch weitestgehend gereinigten Abwasser, dessen biologischer Sauerstoffbedarf nun derart verringert ist, daß es unbedenklich mittels einer rd. 4 km langen Abflußleitung in unmittelbarer Nähe der Schleuse Machnow dem Teltowkanal zugeführt werden darf. (Sauerstoffgehalt $\cong 3 \text{ g/m}^3$, biochemischer Sauerstoffbedarf $< 10 \text{ g/m}^3$).

Da das so endgültig gereinigte Abwasser eine ausreichende Menge Sauerstoff und als gelöste mineralisierte Abbauprodukte noch wertvolle Nährstoffe enthält, so wird ein Teil davon vor der endgültigen Ableitung in den Teltowkanal den benachbarten Fischteichen zugeführt, die ihrer verhältnismäßig geringen Ausdehnung entsprechend nur als eine größere Versuchsanlage anzusprechen sind.

Abmessungen und konstruktive Einzelheiten der Belüftungsanlage sowie der Nachreinigungsbecken, von denen zwei als quadratische Flachklärbecken mit Flügelkratzern nach amerikanischem Muster, die beiden anderen als sog. Dortmund Becken, d. h. als trichterförmige Tiefklärbecken ausgebildet sind, lassen sich aus den Abb. 15 bis 17 entnehmen.

b) Schlammbehandlung. Es sind zwei Schlammarten zu unterscheiden: der bei der Vorreinigung mechanisch ausgeschiedene Frischschlamm und der bei der Schlammbelebungsanlage künstlich erzeugte Belebtschlamm. Der letztere wird nach mechanischer Ausscheidung in den Nachklärbecken durch natürlichen Wasserüberdruck mittels passender Rohrleitungen dem Pumpensumpf des zwischen den beiden Gruppen der Nachreinigung errichteten besonderen Pumpenhäuschens zugeführt. Bei weitem der größte Teil dieses äußerst wasserreichen Schlammes (Wassergehalt 98,5 bis 99%) gelangt durch Pumpenkraft in die sogenannten Regenerierungsbecken, von denen jede Gruppe der Belebungsbecken eins besitzt. Hier wird der Schlamm ähnlich, wie es mit dem Abwasser in den Schlammbelebungsbecken geschieht, mittels in der Sohle verlegter Filterplatten stark belüftet, wodurch im wesentlichen eine Auffrischung der für die Animpfung des neu ankommenden Abwassers benötigten Kleinlebewesen bei entsprechender Erhöhung des Sauerstoffgehaltes des Schlammes erzeugt wird.

Da die den Regenerierungsbecken stündlich zugeführten Belebtschlamm-mengen sich auf 20 bis 25% der entsprechenden biologisch zu reinigenden Abwassermenge belaufen, ist die Aufenthaltsdauer bei der gewählten Beckenan-

gestaltung stark belüftet, wodurch im wesentlichen eine Auffrischung der für die Animpfung des neu ankommenden Abwassers benötigten Kleinlebewesen bei entsprechender Erhöhung des Sauerstoffgehaltes des Schlammes erzeugt wird. Da die den Regenerierungsbecken stündlich zugeführten Belebtschlamm-mengen sich auf 20 bis 25% der entsprechenden biologisch zu reinigenden Abwassermenge belaufen, ist die Aufenthaltsdauer bei der gewählten Beckenan-

Energieplan.

A. Gasgewinnung.

Im Jahre 1944 rd. 12 000 m³ Gas am Tage = rd. 2,18 × 12 000 = 26 000 PS_e am Motor der Arbeitsmaschine, (ohne Ausnutzung der Abgas- und Kühlwasserwärme) Gesamtwirkungsgrad rd. 21%, bei Ausnutzung der Abgas- und Kühlwasserwärme zu erhöhen auf etwa 30%.

B. Drehstromerzeugung 220/380 V.

Zwillingsgasmaschinen mit Schwungradgeneratoren
eine: Antrieb nur unter Verwendung von Methangas . . . 750 PS_e
zwei: Antrieb wahlweise mit Methangas oder Dieselöl je 500 = 1000 PS_e
zus. 1750 PS_e

C. Drehstromausnutzung.

I. Vorreinigung.	PS _e des Motors
Fein-Rechen Geiger	6
Dorr Sandfang	
Fahrmotor	3
Klassierer	3
Sandbagger Frerichs	
Fahrmotor	1
Baggermotor	3
Baggerkette	2
Kompressor	2
Schlammabräumer Dorr	5
Schlammabräumer Bamag	7
2 Schlammabräumer Geiger	
Schlebe Bühne je 3,00 PS _e =	6
Fahrmotor je 4,75 " =	10
Hubmotor je 2,20 " =	4
Transportanlage Hilgers	
Band I	4
Band II	6
Band III u. IV	2
Band V	5
Vorbelüftung	68
Tauchschütz	3
Diapumpe	2
Schildelüfter	14
Σ I	156

II. Schlamm erwärmungshaus.

2 Schlammumwälzer je 10,2 =	20
1 Schlamm-Förderpumpe	20
1 Kühlwasser-Förderpumpe	2
1 Faulwasserpumpe	11
1 Faulwasserpumpe	15
Σ II	68
Übertrag	224

III. Belebtschlamm-Anlage.	PS _e des Motors
Übertrag	224
2 Trommelsiebe für Mückenlarven	
je 1,35 PS _e =	3
1 Trommelsieb für Mückenlarven	1
2 Belebtschlammumpen je 30,00 PS _e =	60
2 Reinwasserpumpen je 10,90 " =	22
10 Paddelmotoren je 6,00 " =	60
2 Dorr-Apparate je 3,25 " =	7
Σ III	153

IV. Schlamm trockenplätze.

Schlammabagger Frerichs	
2 Fahrmotoren je 2,45 PS _e =	5
Baggermotor	5
Bagger-Fahrmotor	4
Transportband-Antrieb	3
Schlebe Bühne	3
Bagger-Auslegerantrieb	4
Σ IV	24

V. Maschinenhaus.

3 Gebläse je 400 PS _e =	1200
1 Kreiselpumpe	655
3 Ölpumpen je 7 PS _e =	21
2 Kühlwasserpumpen je 25 " =	50
2 Kompressoren je 10 " =	20
1 Treibölpumpe	2
1 Treibölpumpe	1
1 Motor für Umformer	14
Für Hilfsmaschinen	20
Σ V	1983
Übertrag	2384

VI. Beleuchtung.	PS _e des Motors
Übertrag	2384
Verwaltungsgebäude	17
Maschinenhaus	67
Kleine Maschinenhäuser	3
Wohnhaus	60
Außenbeleuchtung	18
Σ VI	165

VII. Sonstiges.

Umwälzungspumpen 2 Motoren	7
Umwälzungspumpen 3 Motoren	4
Rauchauftrieb, Heizungsgaskessel	
3 Motoren	4
Entlüftungsanlage 1 Motor	1
Laboratoriumseinrichtung zusammen	20
Gasreinigung 4 Motoren	28
1 Pumpe für Feuerlösch- und Garten-	
sprengzwecke	41
1 Abwasser-Hebeanlage im Maschinen-	
haus	4
1 Abwasser-Hebeanlage am Wohnhaus	3
1 Filter-Rührwerk	1
1 Schlebermotor (800 Durchm.)	3
1 " (1200 Durchm.)	3
6 " (Druckluft) zusammen	16
2 " (Rücklaufschlamm)	5
Sonstiges	12
Strene	1
Σ VII	153
zusammen ≈	2700 PS_e

Abb. 20.

Schlammabaggers in stichfester Konsistenz entweder zum Abtransport unmittelbar in Vollbahnwagen bzw. in die Transportmittel der Abholer oder zwecks Zwischenlagerung und zur weiteren Nachtrocknung auf die nicht überdeckten Stapelplätze bzw. in die Trockenhalle.

Es ist mit einem täglichen Anfall des erdigen, stichfesten, ein wertvolles Düngemittel darstellenden Schlammes von etwa 150 m³ zu rechnen.

Die hauptsächlichlichen Schlammrohrführungen sind aus Abb. 9 ersichtlich. In den Abb. 18 u. 19 sind die Hauptschnitte durch die Faulanlagen und die Schlamm erwärmung dargestellt.

c) Gasgewinnung und -verwertung. Das bei der Ausfaltung des Schlammes in den massiv überdeckten Faulräumen gewonnene Gas wird durch eine Anzahl Gashauben gesammelt, die auf den gegen Gasdurchlässigkeit besonders geschützten Faulbehälterdecken Aufnahme gefunden haben. Die Gashauben sind durch Rohrleitungen mit einem üblichen nassen Gasbehälter von 3000 m³ Fassungsvermögen verbunden. Vor Eintritt des Gases in den Gasbehälter durchläuft es mit Lautmasse gefüllte Gasreinigungskasten. Eine fortlaufende Regenerierung der Lautmasse wird dadurch erreicht, daß dem Gas selbsttätig vor Eintritt in die Reinigungskasten etwa 1/2% Luft beigefügt werden. Eine Gasverdichteranlage ermöglicht es, daß einerseits der notwendige Betriebsdruck von 100 mm erreicht wird, während andererseits der Gasdruck in den Faulbehältern zur Vermeidung von Gasundichtigkeiten möglichst gering gehalten werden kann.

An den Gasbehälter schließen die Gasversorgungsleitungen an. Bei weitem der größte Teil des Gases wird den Gasmaschinen im Maschinenhaus zugeführt, die mit Schwungradgeneratoren unmittelbar gekuppelt sind, wodurch die erwünschte Umsetzung in elektrische Energie erreicht wird.

Der Rest des Gases dient zur Versorgung der umfangreichen Zentralheizungsanlagen sowie zur Küchenversorgung in den Wohnhäusern.

Das Gas, das einen unteren Heizwert von etwa 5500 WE besitzt, setzt sich etwa wie folgt zusammen: rd. 62% Methan, rd. 31% Kohlen-

säure und geringe Mengen von Schwefelwasserstoff und Stickstoff. Im Vergleich mit den in Emscher-Brunnen-Anlagen gewonnenen Faulgasen⁷⁾ enthält das in getrennten Faulräumen gewonnene verhältnismäßig viel Kohlensäure und wenig Methan. Die je Einwohner erzeugte Gasmenge erreicht jedoch bei beheizten, getrennten Schlammräumen etwa den doppelten Wert derjenigen von Emscher-Brunnen-Anlagen.

Der im Maschinenhaus durch Ausnutzung des Gases erzeugte Drehstrom von 220/380 V dient in erster Linie zum Antriebe der drei Turbo-gebläse, die die für die Schlammbelebungsanlage erforderliche Druckluft liefern. Außerdem werden sämtliche motorischen Antriebe sowie die Innen- und Platzbeleuchtung von hieraus mit Strom versorgt.

Der in Abb. 20 dargestellte Energieplan gibt in dieser Hinsicht nähere Aufschlüsse.

d) Nebenanlagen. Bei der mit der Vorreinigungsanlage verbundenen, im Verbrennungshaus untergebrachten Fettgewinnung wird das in den Vorreinigungsbecken abgeschöpfte, dem Verbrennungshaus durch Rohrleitungen zugeführte und dort in einem kleinen Belüftungsbecken ausgeschiedene Fett mit Torfmüll versetzt und dann zusammen mit den Rechenrückständen unter Zugabe von Methangas im Verbrennungsofen verbrannt.

Die Trinkwasserversorgung ist durch Anschluß an das Netz der Charlottenburger Wasserwerke sichergestellt. Ein besonderes Rohrnetz wird durch das bei der Belebungsanlage gewonnene biologisch gereinigte und durch ein geschlossenes Kiesfilter nochmals nachgereinigte Abwasser gespeist und liefert die für Kühl- und sonstige Betriebszwecke erforderlichen Wassermengen.

Einen besonders weitgehenden Ausbau haben auch die für den Betrieb nötigen Meß- und Registriervorrichtungen erfahren, wobei berücksichtigt werden muß, daß das Klärwerk, wie bereits erwähnt, zugleich als Groß-

⁷⁾ Mag.-Oberbaurat F. Langbein u. Dr.-Ing. Kroll, Die Gewinnung und Verwertung des Faulgases auf der Berliner Abwasservorkläranlage in Waßmannsdorf. GWF 1931, Heft 21, S. 469.

Versuchsanlage ausgenutzt werden soll. Es handelt sich hierbei im wesentlichen um selbsttätige Regelung, Fernübertragung und Registrierung von Wasser-, Gas- und Luftmengen sowie um Druck- und Temperaturmessungen. Abb. 21 zeigt einen Blick auf den Befehlsstand des Betriebsleiters.

Hinsichtlich weiterer Einzelheiten des Entwurfs darf auf die entsprechende frühere Veröffentlichung verwiesen werden⁹⁾.



Abb. 21. Befehlsstand für den Betriebsleiter des Klärwerks.

IV. Die Bauausführung.

1. Allgemeines.

Die hauptsächlichsten Hoch- und Tiefbauarbeiten wurden durch eine Arbeitsgemeinschaft von vier Berliner Firmen ausgeführt.

Die für die Hoch- und Tiefbauten maßgebenden statischen Berechnungen hatte die Arbeitsgemeinschaft zu liefern. Bei den Betonbehältern wurden Temperaturschwankungen sowie das Schwinden des Betons in weitgehendem Maße berücksichtigt.

Hinsichtlich Ausführungszeiten, insgesamt geleisteter Massen u. dgl. gibt Abb. 22 Aufschluß.

⁹⁾ Mag.-Oberbaurat F. Langbein, Das Abwassergrößklärwerk Berlin-Stahnsdorf. Z. d. Vdl 1930, Heft 39, S. 1349.

Bau des Berliner Großklärwerks Stahnsdorf. (Arbeitsgemeinschaft und sonstige Unternehmer).

I. Zeit der Bauausführung: 8. April 1929 bis 31. Oktober 1931
(Inbetriebnahme im September 1931.)

Tagewerke auf der Baustelle: $\approx 300\,000$ bei 650 Arbeitstagen
also mittlere Belegschaftstärke am Tage 460
größte Belegschaftstärke am Tage, bei Arbeit in 3 Schichten
zusammen 920
Pollere: Handwerker: Arbeiter $\approx 1 : 9,25 : 11,5$

Bauaufträge der Stadtverwaltung (Objekt ≥ 1000 RM). 285

II. Umfang der hauptsächlichsten Bauarbeiten.

1. Erdaushub	$\approx 132\,000$ m ³	} zusammen	260 000 m ³
Umwandung	$\approx 128\,000$ "		
2. Eisenbeton	$\approx 47\,000$ "	} zusammen	70 000 m ³
Stamfbeton	$\approx 7\,000$ "		
Magerbeton	$\approx 16\,000$ "		
3. Betonanstrich, 2fach	$\approx 59\,600$ m ²	} zu-	sammen
4. Druckrohrbau ≈ 800 mm ϕ	$\approx 7\,000$ lfdm		
Sonstige Verteilungsleitungen	$\approx 27\,500$ "		
Versorgungsleitungen	$\approx 4\,400$ "		
5. Kabelverlegung	$\approx 10\,000$ "	} zusammen	25 900 m ²
6. Straßenbau	$\approx 12\,800$ m ²		
Wegebau	$\approx 13\,100$ "		
7. Filterbeete f. Schlamm-trocknung	$\approx 21\,100$ "		
8. Insgesamt angelieferte Eisenkonstruktionen und Maschinen	$\approx 1\,200$ t		
9. Hochbauten $\approx 45\,000$ m ³ umbauter Raum			
10. Gesamtanfuhr auf dem Vollbahn-gleisanschluß	$\approx 188\,300$ t		

III. Unfallstatistik.

Bei rd. 300 000 Tagewerken auf der Baustelle
Leichte Verletzungen 269
Schwere Verletzungen 7 (Abstürze und Unfälle beim Transport)
Auf dem Wege von/zur
Baustelle 15
Todesfälle a. d. Baustelle —
zusammen 291 $\approx 0,1\%$ der Tagewerke

Abb. 22.

2. Baustelleneinrichtung.

Abb. 23 zeigt einen Lageplan der Baustelleneinrichtung der Arbeitsgemeinschaft für das Klärwerk Stahnsdorf. Das hier gezeichnete Vollbahngleis hat Anschluß an die Teltower Industrie- und Hafenbahn, die an die Fernstrecke Berlin—Halle beim Bahnhof Teltow anschließt. Bei normaler dreimaliger Zustellung am Tage konnten ohne Schwierigkeiten 1000 t tägliche Umschlagleistung erzielt werden. Die Beton-aufbereitung nahm jede der drei in Betracht kommenden Berliner Firmen getrennt für sich vor, wobei die Firmen Berlinische Bodengesellschaft m. b. H. und Deutsche Bauhütte G. m. b. H. den Giebturbetrieb wählten, während die Firma F. W. & H. Förster ihren Beton im Pumpenbetrieb einbrachte. Abb. 24 zeigt einen Blick auf den Vollbahnbetrieb zu Beginn des Baues. Städtischerseits wurde an Ort und Stelle ein Neubaubüro unterhalten, dem die Leitung und Beaufsichtigung sämtlicher Bauarbeiten oblag.

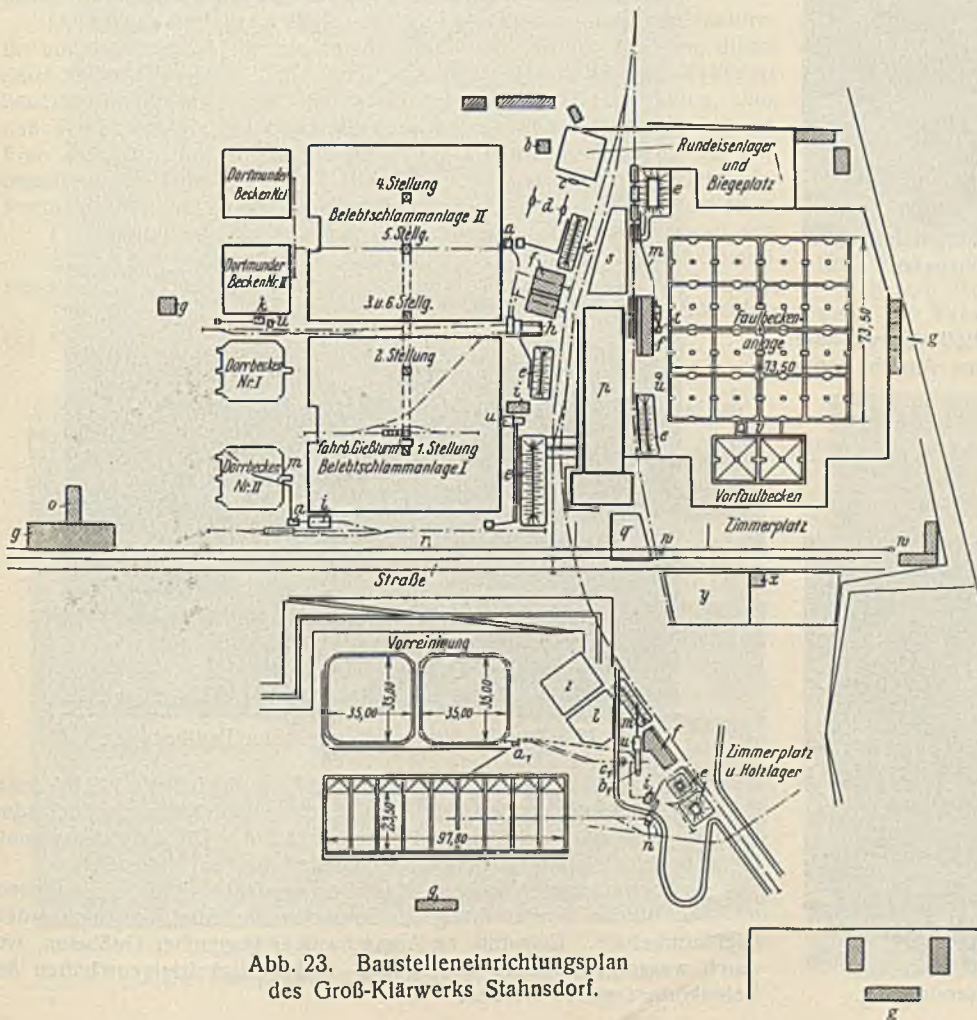


Abb. 23. Baustelleneinrichtungsplan des Groß-Klärwerks Stahnsdorf.

- | | |
|--|-------------------------------|
| a Mischanlage für Magerbeton. | m Förderband. |
| a ₁ 1. Pumpe (vorläufiger Zustand). | n Mischanlage für Magerbeton. |
| b Geräte. | o Laboratorium. |
| b ₁ 2. Pumpe (endgültiger Zustand). | p Maschinenhaus. |
| c Schneidemaschine. | q Lager. |
| c ₁ Aufzug. | r Wasserleitung. |
| d 2 Biegemaschinen. | s Lagerplatz. |
| e Kieslager. | t fester Giebturm. |
| f Zement- und Traßschuppen. | u Mischanlage für Magerbeton. |
| g Baubüro. | v Pumpenhaus. |
| h Vormischanlage. | w Hydrant. |
| i Zementschuppen. | x Transformator. |
| k fester Giebturm. | y Holzlager. |
| l Bearbeitungsplatz. | z Lager. |

Nach Aufstellung der ersten Pumpe a₁ wird der Beton über den Tafelaufzug zur Pumpe a₁ befördert (vorläufiger Zustand); nach Aufstellung der zweiten Pumpe b₁ drückt diese den Beton zur ersten Pumpe a₁ hinauf (endgültiger Zustand).

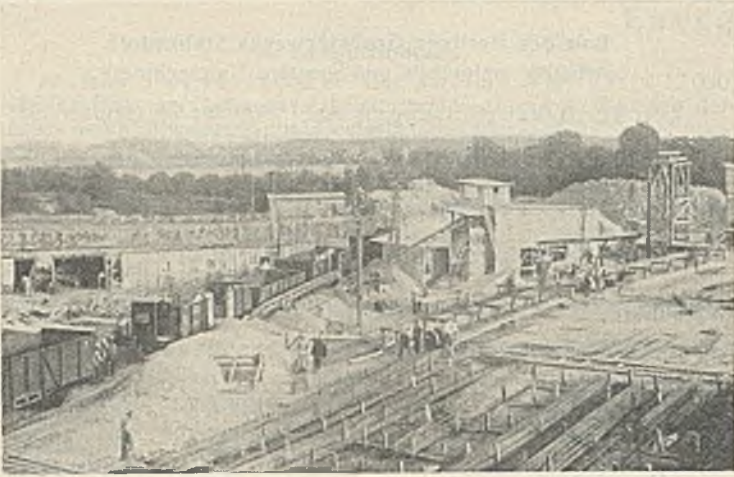


Abb. 24. Blick auf die im Betriebe befindliche Vollbahngleisanlage.

3. Vorarbeiten.

Die ersten Arbeiten erstreckten sich auf die Beseitigung der Reste der früheren Tropfkörperanlage, auf Rodungs- und umfangreiche Erdarbeiten. Die fertig ausgehobenen Grundflächen der größeren Betonbauwerke wurden sodann vor Aufnahme der eigentlichen Betonarbeiten zunächst mit einer Magerbetonschicht von 10 cm Dicke überzogen. Ein Löffelbagger der Firma Lerche & Nippert, Hoch- und Tiefbau AG, mit 1 m³ Löffelbaggerinhalt bewältigte den Hauptteil der Erdarbeiten. Seine größte Leistung betrug am Tage 1300 m³, in 8 Std. 800 m³.

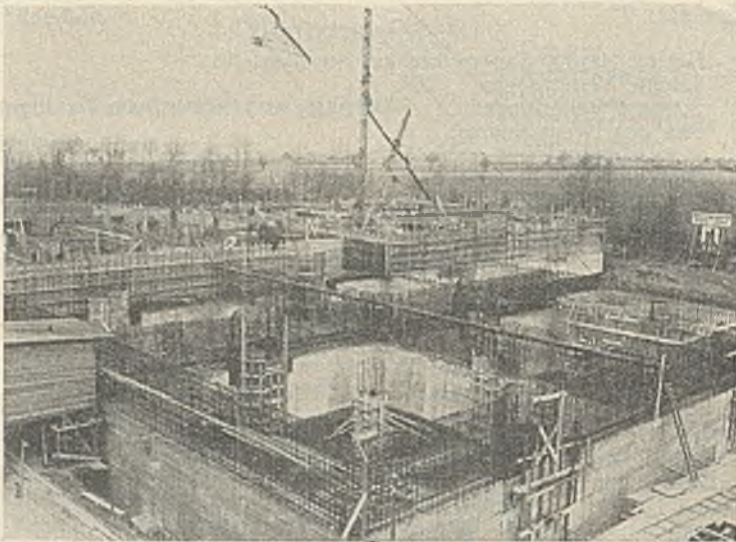


Abb. 25. Wandbewehrung des Hauptfaulbehälters.

4. Eisenbetonarbeiten.

Die Eisenbetonarbeiten bildeten den Hauptbestandteil der von der Arbeitsgemeinschaft auszuführenden Baulistungen. Eine Ansicht fertig verlegter Eisenbewehrung gibt Abb. 25.

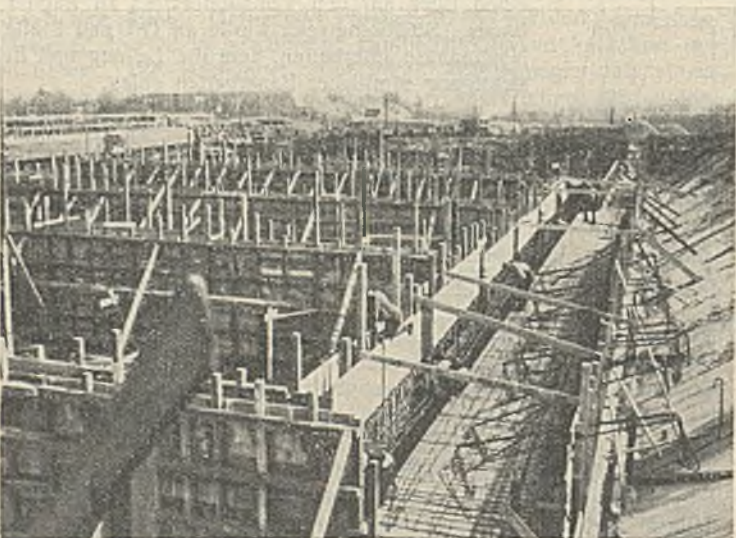


Abb. 26. Die eingeschalteten Längsbecken der Vorreinigung.

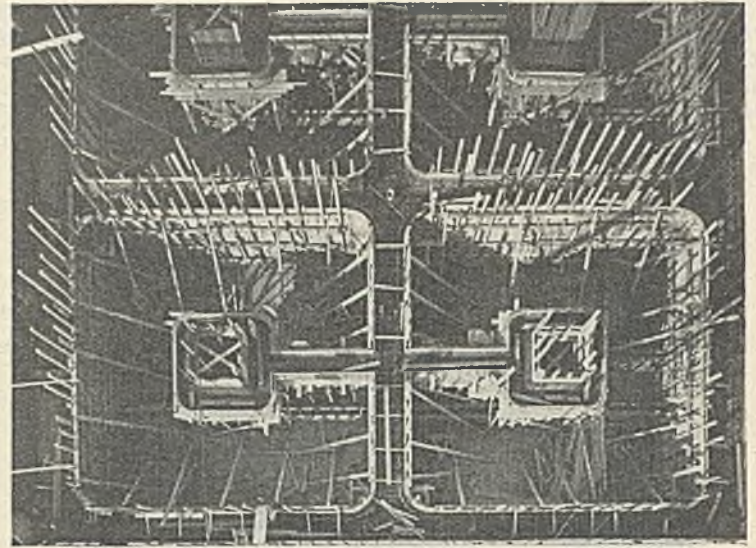


Abb. 27. Blick in die Schalung der Dortmunder Tiefklärbecken der Nachreinigung.

Da es sich vorwiegend um verhältnismäßig dünnwandige und stark zergliederte Konstruktionen handelte, ergaben sich Schalungsaufbauten von größerer Ausdehnung und besonderem Reize (vgl. hierzu Abb. 26 u. 27).

Zur Beförderung des Gußbetons dienten zwei ortsfeste und ein fahrbarer Gießturm, erstere mit einer Höhe von 42 bzw. 54 m, letzterer 35 m hoch. Die größte Rinnenlänge betrug 120 m. Sie ist aus Abb. 28 zu ersehen.

Die zur Beförderung des Pumpenbetons verwendete Betonpumpe hat die Firma Torkret G. m. b. H. geliefert. Sie war nach dem System Giese-Holl gebaut und hat sich in Stahnsdorf recht gut bewährt. Ihre Acht-

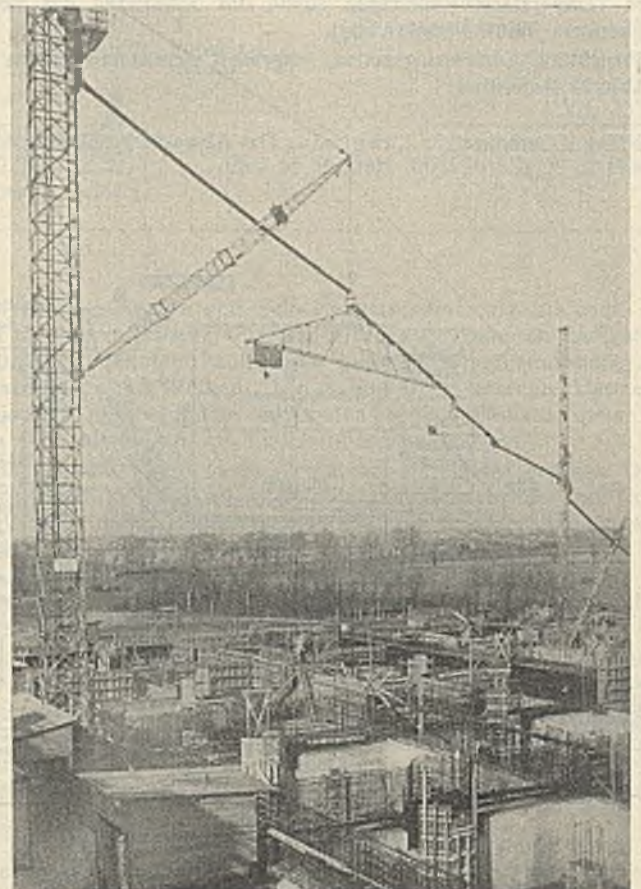


Abb. 28. Die Gießrinnenführung beim Faulbehälter.

stundenleistung betrug im Normalfalle 70 m³, im Höchstfalle 110 m³ fester Beton. Demgegenüber leisteten die Gießtürme des Klärwerks Stahnsdorf normal je 90 m³, höchstens je 150 m³ in 8 Std. Die höchste gesamte tägliche Betonleistung in Stahnsdorf beziffert sich auf 460 m³.

An besonderen Vorzügen des Pumpverfahrens sind zu nennen: Wesentliche Vereinfachung der Baustelleneinrichtung gegenüber dem Gießturmbetrieb. Ersparnis an Anmachwasser gegenüber Gußbeton, wodurch wesentlich bessere Dichtigkeits- und Festigkeitseigenschaften des Betonkörpers erzielt werden.



Abb. 29. Der Pumpenbeton verläßt die Rohrleitungen.

Bequeme Erreichung jeder beliebigen Verwendungsstelle beim Betonieren ohne nennenswerte Hilfskonstruktionen, was sich besonders bei schmalen, langen Wänden günstig auswirkt. Geringe Montagekosten und geringfügiger Platzanspruch.

Bequeme Verteilung des Betons abwechselnd auf verschiedene Arbeitsstellen.

Gegenüber dem Gußbeton verhältnismäßig geringe Möglichkeit der Luftaufnahme während des Transportes, was sich für die Betondichtigkeit günstig auswirkt.

Voraussetzung für ein einwandfreies Arbeiten der Pumpe ist, daß jedes Entmischen des Betons, sei es in der Pumpe oder auch in der Rohrleitung,

vermieden wird. Entmischungen können ihre Ursache in ungünstiger Kornzusammensetzung, gewöhnlich in einem Mangel an Feinsand, haben. Kiesel mit glatter Oberfläche sind wegen der verhältnismäßig geringen Haftfähigkeit wenig geeignet. Korndurchmesser über 40 mm sollen ganz vermieden werden. Ferner können Entmischungen dadurch verursacht werden, daß bei Beginn oder während des Betriebes im Pumpenzylinder eingeschlossene Luft nicht entweichen kann. Auch sollen in der Rohrleitung starke Knicke oder auch sog. Säcke vermieden werden, da hierdurch die gleichmäßige Vorwärtsbewegung unnötig gehemmt und damit Gelegenheit zu Entmischungen gegeben wird. Undichte Rohrstöbe sind gleichfalls zu vermeiden, da hierbei Wasser in einem solchen Maße verlorengehen kann, daß hierdurch ebenfalls Entmischungen und damit Verstopfungen verursacht werden. Ein gewissenhaftes Reinigen der Pumpe sowie der Rohre unmittelbar nach dem Gebrauch ist ebenfalls unerlässlich. Vereinzelt verlegter Betonpausen bis zu etwa 20 min Dauer haben bei ordnungsmäßig verlegter Rohrleitung keinerlei unliebsame Folgen gehabt.

Die Betonpumpe arbeitet als einfache Kolbenpumpe mit Kugelventilen. Ihr vorgeschaltet ist ein Silo zur Aufnahme des Betons, aus dem dieser durch einen Rührgang in die Pumpe gelangt. Der Kolben des Zylinders besitzt Gummimanschetten, der Zylindermantel eine Wasserspülung, ohne daß der Beton in der Pumpe mit dem Spülwasser in Berührung kommt. Eine besondere Öffnung des Zylinders läßt sich zum Ablassen der eingeschlossenen Luft bedienen. Ein Windkessel sorgt für Ausgleich der Pumpenstöße. Der Druck im Windkessel schwankte zwischen 2 und 16 at.

Die Rohrleitung bestand aus dünnwandigen Blechmantelrohren von 12 cm l. W. Es waren Flanschrohre mit Patentbügelkupplung und Gummiringdichtung. Die Betongeschwindigkeit im Rohr betrug etwa 16 m/min.

Die verwendeten Rohrleitungslängen beliefen sich auf 60 bis 120 m bei einer manometrischen Druckhöhe von rd. 5 m.

Die vorstehenden Erfahrungen mit dem Pumpverfahren gründen sich in wesentlicher Hinsicht auf Mitteilungen des örtlichen Bauleiters der Firma F. W. & H. Förster, Herrn Ing. Brettner. (S. im übrigen Abb. 29 u. 30). Die mit dem Pumpverfahren erzielte Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen Erhärtung eines Betons mit einem Zementgehalt von 300 kg/m³ und mit einem Traßfaktor = 2,35 betrug 195 kg/cm².

Über Einzelheiten der Betonmischrichtungen wurde bereits an anderer Stelle eingehend berichtet⁹⁾.

Dort finden sich auch genaue Angaben über die in Stahnsdorf besonders gewissenhaft durchgeführte Baukontrolle. Besondere Untersuchungen wurden auch in Hinsicht auf die günstigste Zuteilungsweise der Betoneinzelstoffe angestellt¹⁰⁾.

Eine Ansicht frisch ausgeschalteter, in der Formgebung reizvoller Betonkonstruktionen zeigt Abb. 31.

5. Dichtungsarbeiten.

Die erforderliche Wasserdichtigkeit der zahlreichen Betondecken wurde durch ein möglichst dichtes Betongefüge sowie durch einen inneren zweifachen bituminösen Anstrich erzielt. Von der Herstellung eines Putzes wurde im allgemeinen aus Ersparnisgründen abgesehen. Die Trennungsfugen erhielten als elastische Abdichtung 30 cm breite und 6 mm dicke Bleiplatten mit Bitumenumhüllung, die an Ort und Stelle mit einbetoniert wurden. Zur Erzielung möglichst wasserdichter Arbeitsfugen sind Probeuntersuchungen am Bauwerk und im Laboratorium vorgenommen worden. Hierbei zeigte sich, daß ein praktisch wasserdichter Anschluß des Eisen-

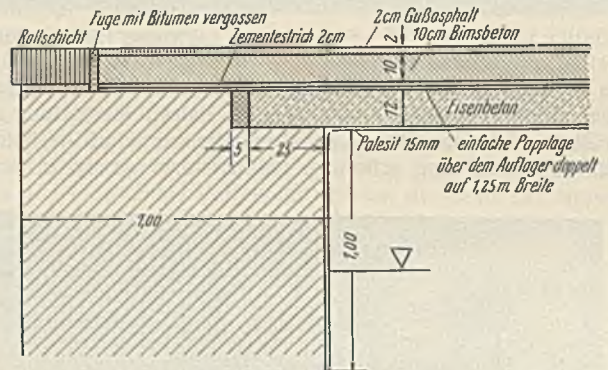


Abb. 32. Schnitt durch die Deckenkonstruktion des Hauptfaulbehälters.

betons bei Arbeitsfugen nicht erreichbar ist. Am günstigsten verhielten sich die Arbeitsfugen, wo die Betonoberfläche des früheren Betonierabschnittes sorgfältig nach besonderer Vorschrift aufgeraut, und wo unmittelbar vor dem Beginn der weiteren Betonierarbeit eine etwa 5 mm hohe Mörtelschlampe aufgebracht wurde. Von wesentlich die Dichtigkeit erhöhendem Einfluß ist auch in dieser Hinsicht ein Innenanstrich der Betonbehälter.

⁹⁾ Mag.-Baurat Dr.-Ing. Erich Weise, Nochmals die Baukontrolle, eine Stellungnahme zum 3. Sonderheft von B. u. E. 1929, Heft 20. B. u. E. 1930, Heft 23/24.

¹⁰⁾ Mag.-Baurat Dr.-Ing. Erich Weise, Die günstigste Zuteilungsweise der Betoneinzelstoffe unter besonderer kritischer Betrachtung des Sand-Tränkungsverfahrens. Zement 1932, Heft 14 ff.

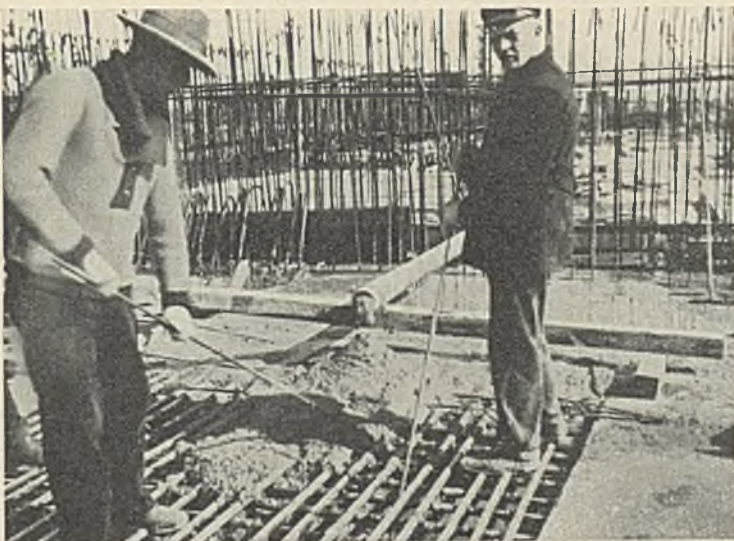


Abb. 30. Der Pumpenbeton von sehr steifer Konsistenz.

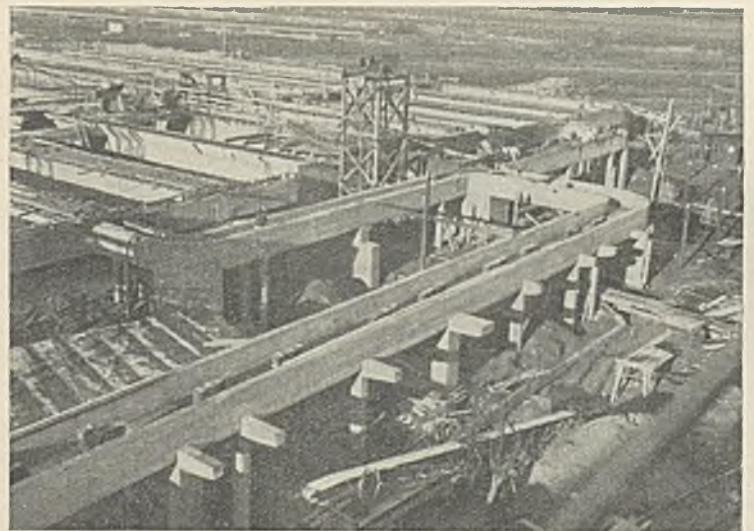


Abb. 31. Eisenbetonkonstruktionen der Zulaufrippen für die Belebzanlage.

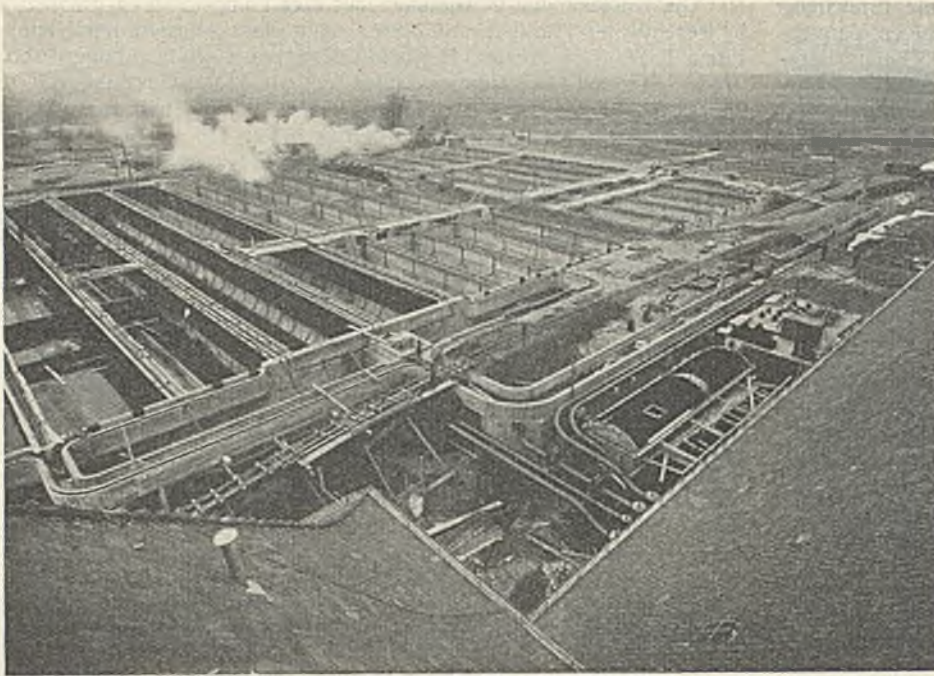


Abb. 33. Führung der Luftrohre für die Belebtaanlage.

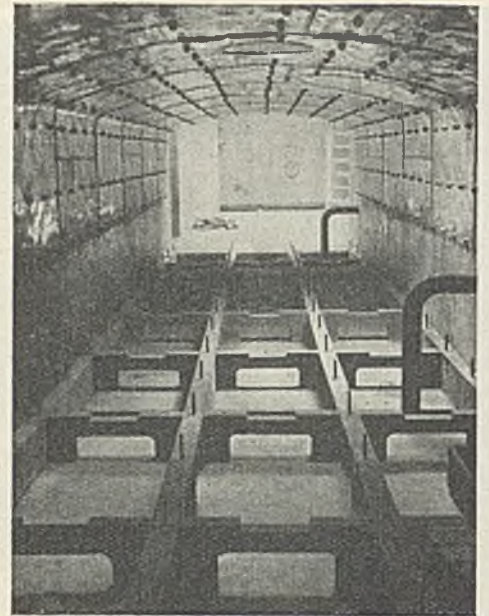


Abb. 34. Blick in eine Kammer der Vorbelüftungsanlage.

Die auf Gasdichtigkeit beanspruchte Decke des Faulbehälters erhielt außer den Anstrichen noch eine besondere Palesit-Spachtelung von etwa 1,5 mm Dicke. Die Oberfläche der Betondecke wurde mit Asphaltfilzplatte beklebt, die durch eine schwache Estrichschicht geschützt ist. Darauf

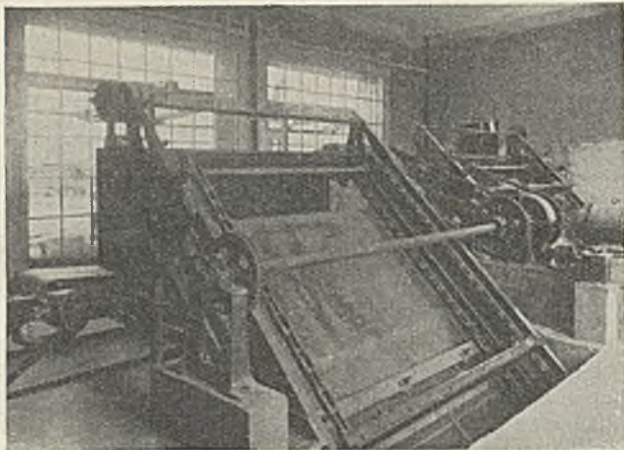


Abb. 35. Grobrechenanlage.

wurde eine Schicht Bimsbeton in einer Dicke von 10 cm zwecks Wärmeisolierung und als oberer Abschluß eine Lage Gußasphalt von 2 cm Dicke aufgebracht. Einen Normalquerschnitt durch die Faulbehälterdecke zeigt Abb. 32.

6. Rohr- und Kabelverlegung sowie Straßenbauten.

Wie sich aus Abb. 22 ergibt, stellen die Rohrverlegungsarbeiten einen sehr beachtenswerten Anteil der gesamten Bauleistungen dar. Die Abwasserzu- und -ableitungen sind zum großen Teil aus schmiedeisernem Rohrmaterial von 1400 mm Durchm. hergestellt worden. In Abb. 33 sind die aus nahtlosen Mannesmannrohren zusammengeschweißten Druckluftleitungen der Schlammbelebungsanlage zu erkennen.

Ein großer Teil der für den Betrieb erforderlichen Rohrleitungen bedurfte besonderer Unterstützungen durch selbständige Betontragwerke oder Konsolen benachbarter Bauteile.

Die Befestigung der zum Klärwerk führenden Straßen geschah entweder als reine Betondecke oder als mit Bitumuls getränkte Schotterdecke auf gewalzter Packlage.

7. Maschinelle und sonstige Einbauten.

Hier kann nur ein Teil der zahlreichen Konstruktionen besprochen werden. Im übrigen wird auf die bereits vorerwähnte Stahnsdorfer Veröffentlichung hingewiesen. Zu den hierher gehörigen Abb. 34 bis 41 sind die folgenden Erläuterungen zu geben:

Abb. 34 zeigt die eine überdeckte Rinne der Vorbelüftungsanlage im Bau. Die unteren Betonstege dienen zur Aufnahme der Filterplatten, unterhalb deren die Druckluft zugeführt wird. Zugleich ist die innere Bleiauskleidung oberhalb des späteren Wasserspiegels zu erkennen, die die Betonflächen vor Korrosion durch die schwefelhaltige Abluft schützen soll.

Abb. 36 u. 37 zeigen die beiden Flügelkratzer der Vorreinigung. Der erstere fördert die Sinkstoffe im Sandfang von der Beckenmitte nach außen, letzterer den Frischschlamm des westlichen quadratischen Vorreinigungsbeckens vom Umfang nach der Beckenmitte zu. In beiden



Abb. 36. Nördlicher Sandfang mit Flügelkratzer.

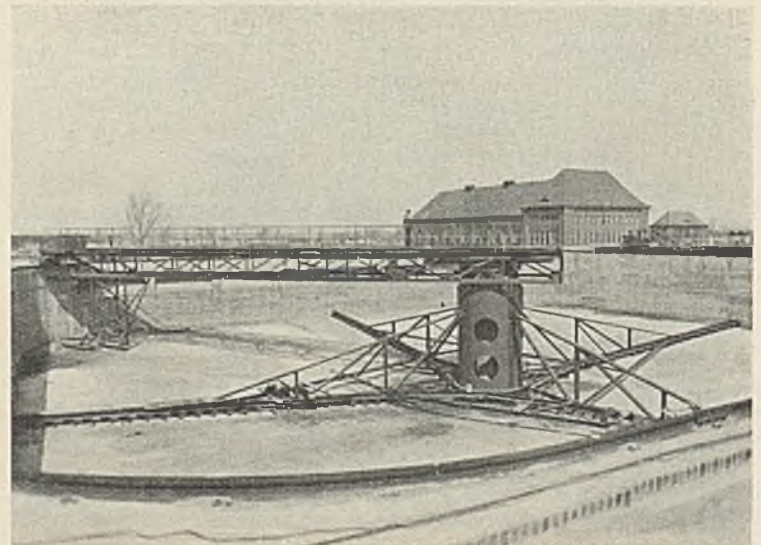


Abb. 37. Westliches quadratisches Vorreinigungsbecken mit Flügelkratzer.

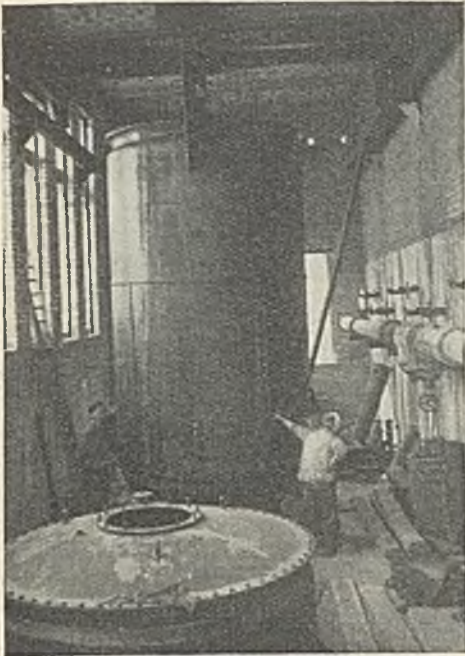


Abb. 38.

Montage der Schlamm erwärmungskessel.

Fällen ist das System der Arme, die die eisernen Kratzbleche tragen, starr mit dem mittleren Eisenzylinder verbunden, der seinerseits durch die drehbare Brückenkonstruktion mit in kreisende Bewegung gesetzt wird. Die Antriebsmaschine der Brückenkonstruktion, die über der Mittelsäule in der Längsrichtung verschieblich gelagert ist, läuft auf einer auf der Beckenwand verlegten ringförmigen Schiene.

Der Schlammausräumer des östlichen quadratischen Vorreinigungsbeckens besteht aus einer Gitterkonstruktion, die sich einmal auf einer Ringschiene der Mittelsäule abstützt, zum anderen auf einer in der Betonsohle des Beckens bündig verlegten zweiten Ringschiene. Die Eisen-

konstruktion selbst trägt die auf der Sohle entlangreichenden Kratzbleche. Sie wird in kreisende Bewegung versetzt durch einen gelenkartig angeschlossenen, gitterförmigen Mitnehmer, der durch eine Zugmaschine mitgenommen wird, die ihrerseits auf einer ringförmigen, auf den Beckenwänden verlegten Fahrschiene läuft.

Die gewaltigen Abmessungen der Schlamm erwärmungskessel lassen sich aus Abb. 38 erkennen, die das Innere des Schlamm erwärmungshauses während der Kesselmontage darstellt.

Das Verlegen der Filterplatten in den Schlammbelebungsbecken erforderte besonders viel Sorgfalt, da die erforderliche gleichmäßige Luftförderung ihre peinlich genaue Höhenlage voraussetzt, und da auch während des Einbaues Verstopfungsgefahren für die Filterporen zu vermeiden waren. Die verwendeten Filterplatten der Abb. 39 wurden, in geschlossenen gußeisernen Kästen mit den äußeren Abmessungen $120 \times 30 \times 4,5$ cm fertig verlegt, angeliefert. Nach dem Einbau dieser Filterkasten wurden die im Bilde erkennbaren Luftzuführungsrohre angeschlossen.

Die in Abb. 40 enthaltenen hölzernen Rührwerke werden in fortlaufende Umdrehung versetzt, wodurch eine gründliche Umwälzung des Wassers und eine innige Verteilung der von der Sohle her eingeblasenen Luftmengen erreicht wird.



Abb. 39. Verlegung der Filterkasten in einem Belüftungsbehälter.

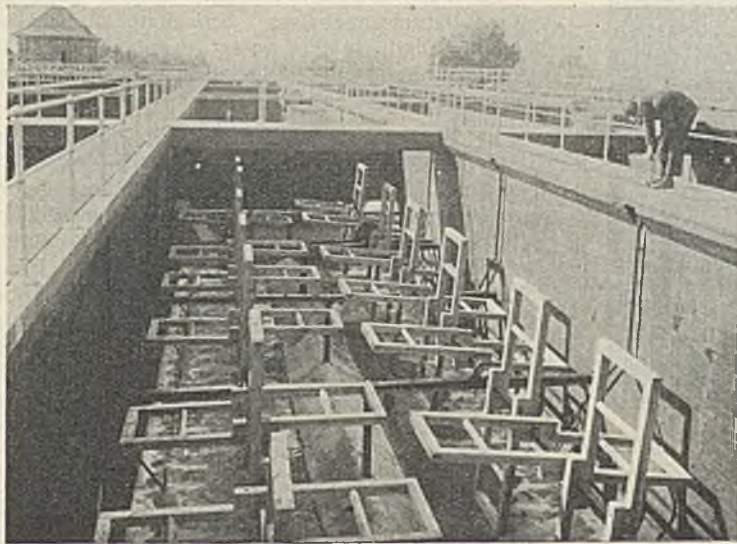


Abb. 40. Rührwerke der Belüftungsbecken.

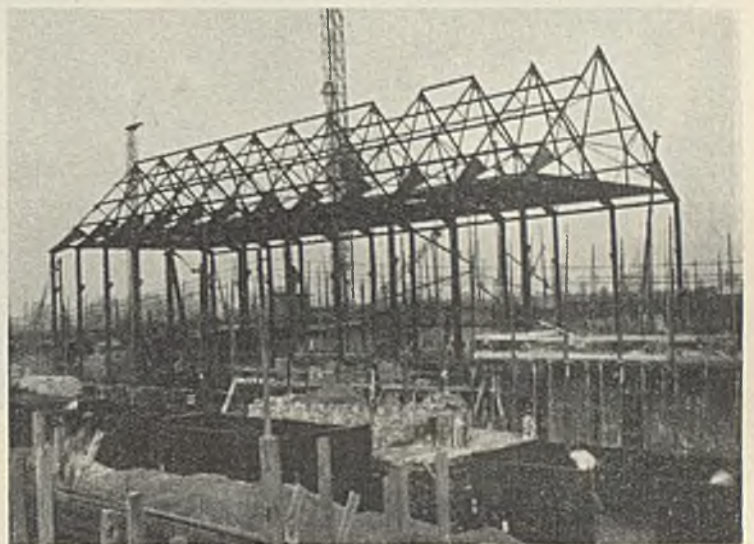


Abb. 42. Eisenkonstruktion des Maschinenhauses.

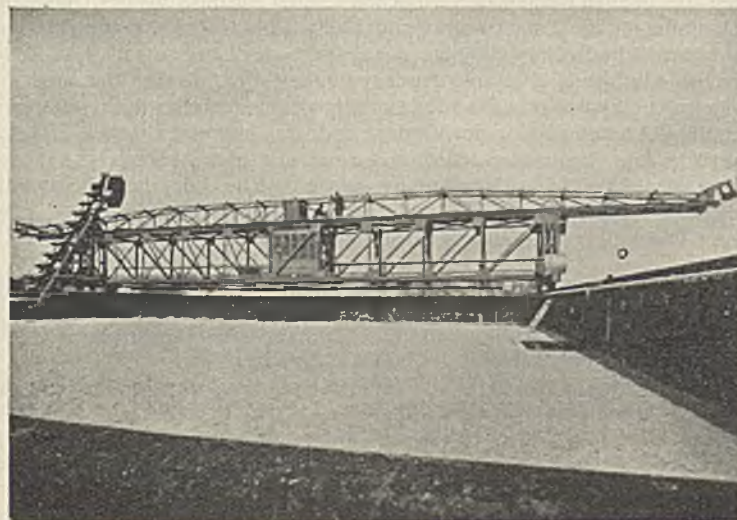


Abb. 41. Schlamm lager der Trockenplätze.

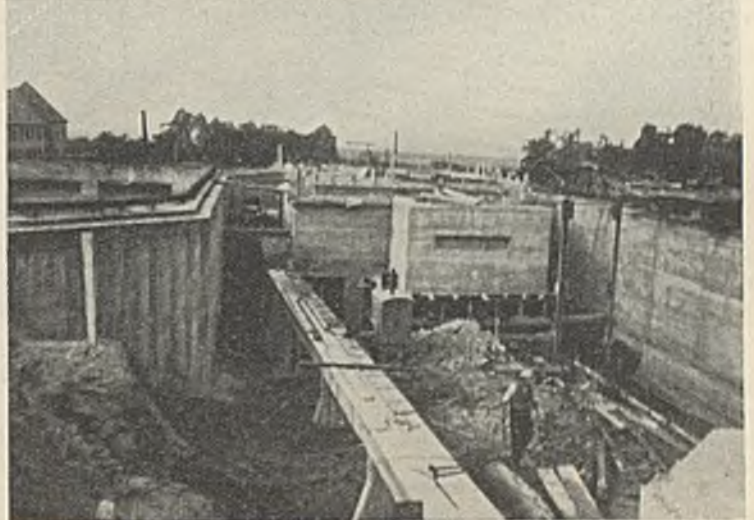


Abb. 43. Gründung des Pumpenhäuschens der Nachreinigung.

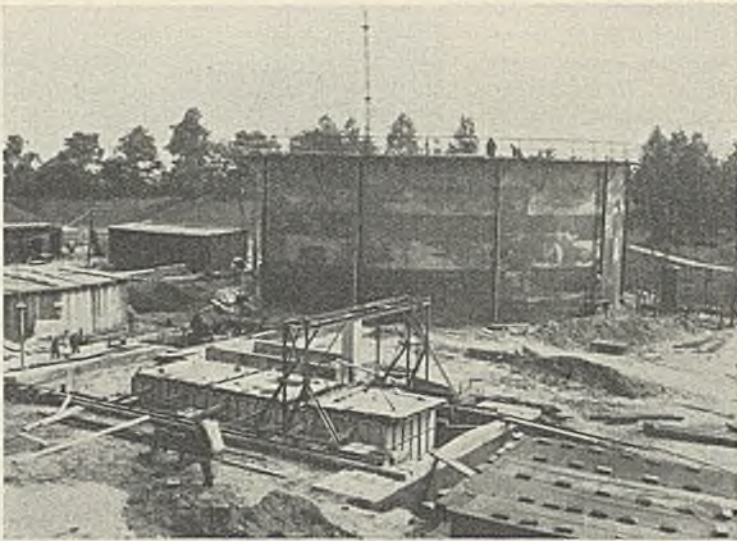


Abb. 44. Gasbehälter im Bau, im Vordergrund die Gasreinigeranlage.

8. Hochbauten.

Interessante Baustadien der Hochbauten zeigen Abb. 42 bis 44. Das Maschinenhaus ist ein Eisenskelettbau, der im übrigen in Ziegelmauer-

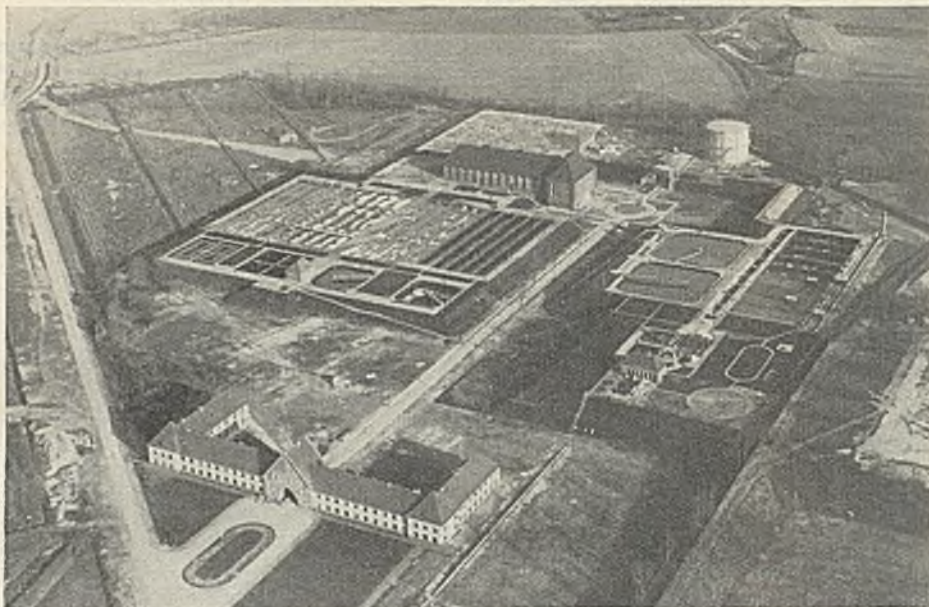


Abb. 46. Fliegerbild der Gesamtanlage nach teilweiser Inbetriebnahme.

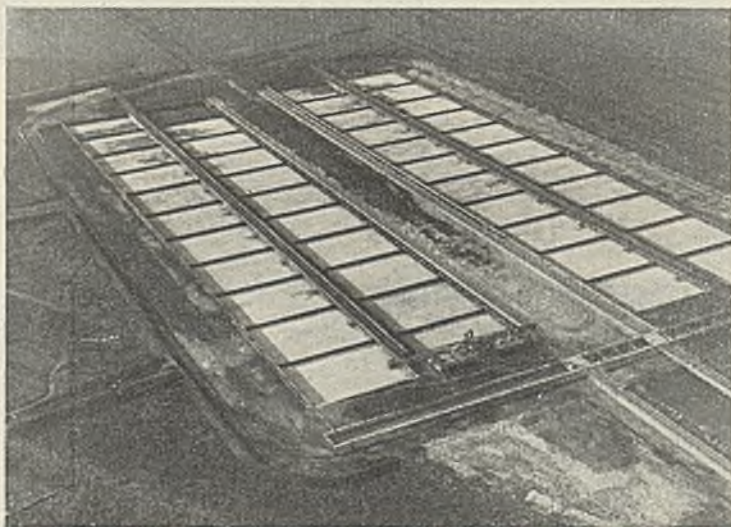


Abb. 47. Luftbild der Schlamm-trockenplätze.

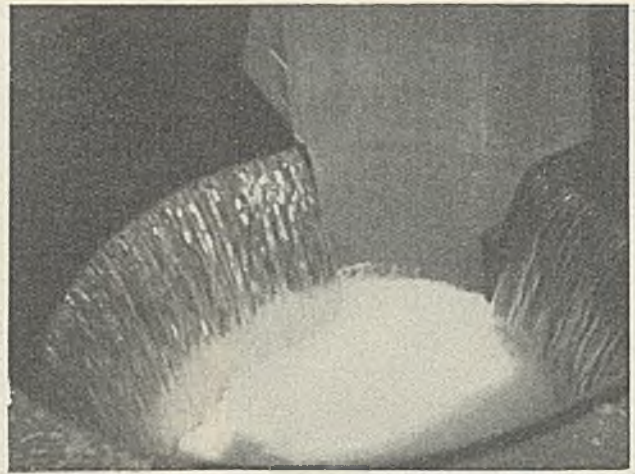


Abb. 45. Der Ablauf des biologisch geklärten Abwassers.

werk errichtet ist. Die interessante Eisenbetongründung des Pumpenhäuschens der Nachreinigung ist aus Abb. 43 ersichtlich.

V. Schlußbetrachtung.

Die Inbetriebnahme des Klärwerks hat im September 1931 stattgefunden (s. Abb. 45 bis 47). Sie konnte selbstverständlich nur schrittweise vorgenommen werden, und zwar schon mit Rücksicht auf die erforderliche Einarbeitungszeit aller maschinellen Einrichtungen. Auch braucht bekanntlich der Faulraum eine mehrmonatige Einarbeitungszeit, ehe die normale Gasentwicklung erreicht ist. Hinzu kommen in Stahnsdorf besondere Schwierigkeiten in noch schwebenden Genehmigungsfragen.

Es wäre hiernach verfrüht, bereits über einzelne Betriebsergebnisse berichten zu wollen. Immerhin darf soviel gesagt werden, daß der technische Reinigungserfolg den gehegten Erwartungen durchaus entspricht.

Es ist zu hoffen, daß die Betriebsergebnisse dieser Groß-Versuchsanlage, entsprechend den einleitenden, allgemeinen Ausführungen, insonderheit zur Klärung der Frage einer Errichtung künftiger Belebtschlammanlagen innerhalb des Weichbildes der Stadt Berlin, unter Ersparung langer Druckrohrleitungen, sowie in Ausnutzung der Selbstreinigungskräfte der vorhandenen leistungsfähigsten Vorfluter Havel und Spree beitragen werden. Hierbei wird auch eine zielbewußte Aufhöhung des Grundwasservorrates durch gereinigtes Abwasser im Hinblick auf die Wasserversorgung von Bedeutung sein können¹¹⁾.

Interessant sind die entsprechenden Erfahrungen des Ruhrverbandes, wonach es, vom Standpunkte der Wasserreinigung gesehen, unbedenklich ist, städtisches Abwasser im Kreislauf bis zu zehnmal zu reinigen und wieder zu verwenden¹²⁾.

Nicht minder wichtig als die rein klärtechnischen Gesichtspunkte sind noch die offenen Fragen der wirtschaftlichsten Ausnutzung der Dung- und Nährstoffe für die Landeskultur und Fischzucht, wobei die zur Zeit noch unvermeidliche Beeinträchtigung der Belange der Landwirtschaft zu Zeiten der Bestellung oder bei anhaltendem Regenwetter, sowie hier und dort aufgetretene hygienische Nachteile künftig vermieden oder doch wenigstens gemildert werden sollen. Im Vordergrund des Interesses stehen weiterhin Versuche zur landwirtschaftlichen Ausnutzung des Abwassers auf dem Wege der künstlichen Verregnung sowie solche künstlicher Schlamm-trocknung, beispielsweise mittels maschineller Schleudereinrichtungen, deren Durchführung ebenfalls in Stahnsdorf in die Wege geleitet ist.

¹¹⁾ Stadtbaurat Hahn, Die Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Berliner Rieselfelder durch den Bau von Belebtschlammanlagen und die Verbesserung der Wasserverhältnisse der Spree durch künstliche Anreicherung ihres Wasserschatzes. T. Gmdbl. 1929, Heft 1 ff.

¹²⁾ Dr.-Ing. Imhoff, Die Wiederverwendung von städtischem Abwasser. Gesund.-Ing. 1931, Heft 47.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Donaubrücke (Pantschevo-Brücke) bei Belgrad.¹⁾

Von Regierungsbaurat Heinrich Joosten, Berlin.

1. Vorgeschichte des Baues.

Bis zum Ende des Weltkrieges bildete die Save in ihrem Unterlauf und die Donau von Belgrad ab die Grenze zwischen Ungarn und Serbien. Die Hauptstadt von Serbien, Belgrad, lag unmittelbar an der Landesgrenze. Mit Ausnahme der für den internationalen Durchgangsverkehr wichtigen Eisenbahnstrecke Budapest—Belgrad—Konstantinopel, die bei Belgrad die Save überquert, endeten die Eisenbahnlinien und alle Straßen in beiden Staaten an der Save und an der Donau. Der Verkehr zwischen den beiden Staaten war sehr gering, so daß kein Bedürfnis für weitere Brückenverbindungen bestand. Nachdem aber mit Beendigung des Weltkrieges ein erheblicher Teil von Ungarn zu Serbien bzw. zu dem neu gebildeten Königreich der Serben, Kroaten und Slovenen geschlagen worden war, stellte sich sofort die Notwendigkeit heraus, die neu zusammengekommenen Landesteile durch verschiedene Brücken einander näher zu bringen. Von den maßgebenden Regierungsstellen wurde der Bau von Brücken über die Save und ihren Nebenfluß Drina sowie über die Donau beschlossen und in der Folgezeit auch durchgeführt.

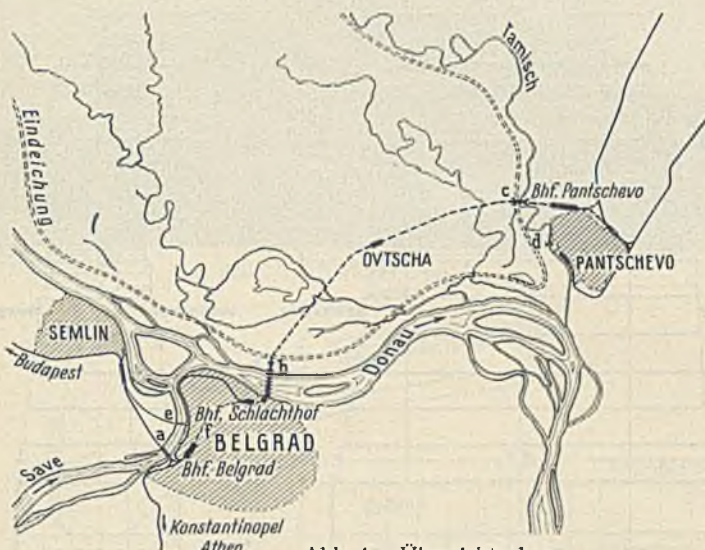


Abb. 1. Übersichtsplan.

Unter diesen ist die Donaubrücke bei Belgrad bei weitem die bedeutendste. Der Verkehr zwischen Belgrad und dem nördlich der Donau gelegenen neuen Landesteil ist bisher ausschließlich auf den Wasserweg angewiesen und leidet sehr unter den sich hierdurch ergebenden Unsicherheiten. Der Schiffsverkehr muß im Herbst und Frühjahr wegen Nebels häufig tagelang und im Winter manchmal wegen Eises wochen-, ja monatelang eingestellt werden. Diese wirtschaftlichen Gründe wären jedoch allein nicht zwingend genug gewesen, den Bau einer solch gewaltigen Brücke wie die Donaubrücke bei Belgrad zur Tatsache werden zu lassen. Hinzu kamen schwerwiegende strategische Gründe. Ferner erleichterte die Tatsache, daß der größte Teil der Baukosten über Reparationskonto verrechnet werden konnte und von seiten des jugoslawischen Staates nur etwa $\frac{1}{4}$ der Gesamtkosten unmittelbar aufzubringen war, der jugoslawischen Regierung den Entschluß zur Durchführung dieses großen Baues.

Die Feststellung der zweckmäßigsten Lage der Brücke zog sich sehr in die Länge. Die Brücke soll in erster Linie der Überführung der neuen Eisenbahnlinie Belgrad—Pantschevo über die Donau dienen. Für diese Strecke hatte man die Wahl, sie nördlich oder südlich der Donau zu führen. Das nördlich der Donau gelegene Gelände, das Pantschevo-Ried, hat den Nachteil, daß es bei Wasserständen von nur wenig über MW stets überschwemmt wird, während das Gelände am südlichen Ufer der Donau ein Rutschgebiet ist. Um dieses zu umgehen, hätte die Bahn weit nach Süden ausholen und durch mehrere Tunnel geführt werden müssen. Man entschied sich daher schließlich dahin, die Bahnlinie nördlich der Donau auf einem hochwasserfreien Damm²⁾ durch das Pantschevo-Ried zu führen.

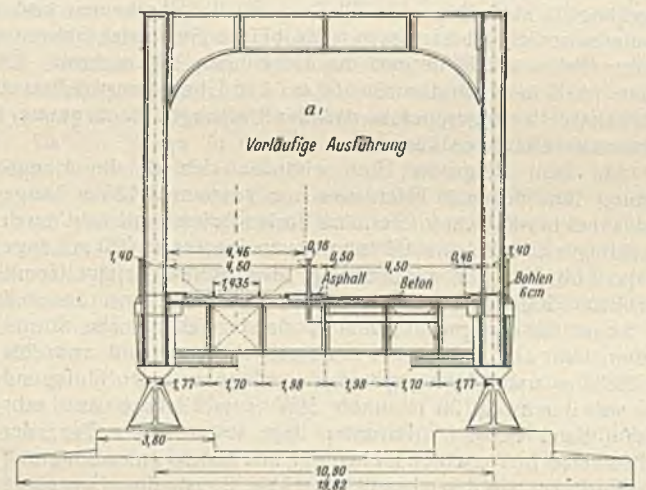
¹⁾ Bautechn. 1929, Heft 5 u. 53; 1930, Heft 24, 53/54, 55; 1932, Heft 35.

²⁾ Zwei Jahre später hat die Regierung sich entschlossen, das ganze Pantschevo-Ried einzudeichen und trocken zu legen, um es landwirtschaftlich

Auf diese Weise und aus der Notwendigkeit heraus, den Bahnhof „Schlachthof“ bestehen zu lassen, ergab sich die endgültige Lage der Donaubrücke unmittelbar am nordöstlichen Rande der Stadt Belgrad (Abb. 1). Obgleich die Brücke rd. 15 km von Pantschevo entfernt liegt, wird sie vielfach die „Pantschevo-Brücke“ genannt.

2. Auftragvergebung.

Nach recht langwierigen Verhandlungen wurde von der jugoslawischen Regierung der Auftrag für den Bau der Donaubrücke im Jahre 1927 an eine Gruppe von deutschen Firmen vergeben. Die Ausführung der Unterbauten und des massiven südlichen Landanschlusses, sowie der Unterbauten einer Brücke über die Tamisch, die ebenfalls im Zuge der neuen



b) Späterer Ausbau

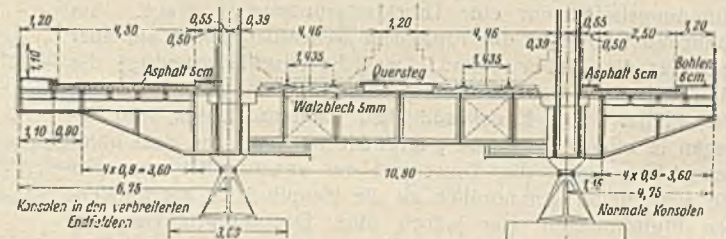


Abb. 3. Querschnitte der Strombrücke.

Eisenbahnlinie Belgrad—Pantschevo liegt (s. Abb. 1), wurde der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin-Siemensstadt, übertragen. Mit der Lieferung und Montage der eisernen Überbauten der Donau- und der Tamischbrücke wurden die folgenden deutschen Brückenbauanstalten betraut:

- Gutehoffnungshütte AG, Oberhausen,
- Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf,
- C. H. Jucho, Dortmund,
- Aug. Klönne, Dortmund,
- Fried. Krupp AG, Friedrich-Albert Hütte, Rheinhausen,
- Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG, Werk Gustavsburg,
- Vereinigte Stahlwerke AG, Dortmund.

Zur Durchführung der Montage der Pantschevo-Brücke bildeten diese Firmen „Die Deutsche Gesellschaft zur Montage der Pantschevo-Brücke“, im folgenden kurz die „Pamont“ genannt.

3. Kurze Beschreibung der gesamten Bauwerke.

Die Brücke ist in ihren Grundzügen im jugoslawischen Verkehrsministerium entworfen worden, und zwar als vereinigte Eisenbahn- und Straßenbrücke. Bei der Wahl des Systems haben militärische Gründe mitgesprochen. Die endgültigen Entwurf- und Ausführungszeichnungen sowie die statischen

in höherem Maße nutzbar zu machen und um die Mückenplage zu bekämpfen. Die Eisenbahnstrecke kann daher nunmehr im Schutze des Hochwasserdammes in Geländehöhe verlegt werden.

Berechnungen sind von den bauausführenden deutschen Firmen im Einvernehmen mit der jugoslavischen Eisenbahn-Neubaudirektion aufgestellt worden.

Die Donau ist an der Baustelle rund 1200 m breit und durchweg 7 m tief (Abb. 2). MW liegt auf Ord. + 70,00, HHW auf Ord. + 75,00, NNW auf Ord. + 67,00. Für die Schifffahrtöffnung verlangte die Internationale Donau-Kommission eine Durchfahrthöhe von 9,00 m über HHW, so daß die Konstruktionsunterkante in der mittleren Öffnung auf Ord. + 84,00 gelegt werden mußte. Die anschließenden Überbauten liegen im Gefälle von 1‰, 2‰ und 3‰ (s. Abb. 2). Den eigentlichen Strom überbrücken sieben halbparabelförmige Fachwerkträger von je 160 m Stützweite. Die Systemhöhe beträgt über den Auflagern 10 m und steigt bis zur Mitte auf 24 m an. Der Mittenabstand der Hauptträger ist 10,90 m. Zwischen den Hauptträgern ist vorläufig nur ein Eisenbahngleis und daneben eine 4,50 m breite Straße vorgesehen (s. Abb. 3a). Wenn der Verkehr es erfordert, soll später innerhalb der Hauptträger ein zweites Eisenbahngleis angeordnet werden. Für den Straßenverkehr wird dann auf jeder Brückenseite eine Einbahnstraße auf Konsolen an die Hauptträger angehängt (s. Abb. 3b). Die Pfeiler und die Überbauten sind von vornherein entsprechend bemessen. Die beiden Straßenfahrbahnen werden in diesem Falle je 2,50 m und die Gehbahnen 1,20 m breit. Über jedem Pfeiler, also in Abständen von 160 m, sind Überholungsstellen von 4,50 m Fahrbahnbreite vorgesehen, so daß hier Kraftwagen die langsamer fahrenden Fuhrwerke überholen können.

Auf dem Belgrader Ufer schließen sich an die Hauptöffnung fünf Bogen in Eisenbeton von zusammen 135 m Länge und auf dem nördlichen Ufer eine Vorlandbrücke mit acht durch Blechträger überbrückte Öffnungen von insgesamt 250 m Länge an (s. Abb. 2). Die Gesamtlänge der Brücke beträgt somit reichlich 1500 m. Die Brücke zählt 21 Pfeiler, von denen 8 im Strom, die übrigen auf dem Vorlande stehen. Die Strompfeiler und ein Landpfeiler mußten sehr tief, und zwar bis zu 29,35 m unter MW gegründet werden, weil der Flußgrund bis auf durchweg 26 m unter MW ausschließlich aus sehr feinem Sand besteht. Darunter liegt fester blauer Ton, der stellenweise in Tonschiefer übergeht und als ein guter Baugrund angesprochen werden kann. In Abb. 2 ist die Grenzlinie zwischen dem feinen Sand und dem festen blauen Ton eingezeichnet. Für die Pfeiler II bis VIII kam infolge der großen Gründungstiefen nur eine Druckluftgründung in Frage. Am südlichen Ufer steht die Tonschicht wesentlich höher an, aber auch für die Pfeiler A und I war die Druckluftgründung die billigste, weil die Einrichtung dazu ohnehin vorhanden war. Die Pfeiler B bis E des südlichen Landanschlusses sind dagegen in offener Baugrube gegründet worden. Auf dem nördlichen Ufer steigt die Tonschicht nur unwesentlich an. Für die acht Pfeiler der nördlich an die Hauptbrücke anschließenden Flutöffnungen war jedoch eine Druckluftgründung auf der Tonschicht mit Rücksicht auf die dortigen geringen Spannungen unnötig und zu teuer. Man entschloß sich daher dort zu einer schwimmenden Gründung in dem feinen Sand auf 13 m langen Eisenbetonpfählen.

4. Beschreibung der Strompfeiler.

Die Belastungen der Überbauten wurden nach den Vorschriften für Eisenbauwerke (BE) der Deutschen Reichsbahn vom 25. Februar 1925¹⁾ ermittelt, wobei der Lastenzug E mit einem Achsdruck von 20 t zugrunde gelegt wurde. Als Verkehrslast der Straßenfahrbahn wurde ein Kraftwagen bzw. eine Dampfwalze von 20 t Gewicht gewählt. Im übrigen wurde noch Menschengedränge von 460 kg/m² angenommen. Mit diesen Annahmen ergaben sich die von den Strompfeilern zu tragenden Auflagerbelastungen bei dem endgültigen Ausbau der Brücke als zweigleisige Eisenbahn- und Straßenbrücke wie folgt:

- a) senkrechte Kräfte:
 - durch Eigengewicht und Verkehrslast . . . 1950 t
 - durch Wind senkrecht zur Brückenachse ± 150 t
 je Auflager,
- b) waagerechte Kräfte:
 - senkrecht zur Brückenachse durch Wind 90 t je Auflager,
 - parallel zur Brückenachse durch Bremskräfte 170 t je festes Auflager,
 - parallel zur Brückenachse durch Reibungswiderstände 60 t je bewegliches Auflager.

¹⁾ Berlin 1926, Wilh. Ernst & Sohn.

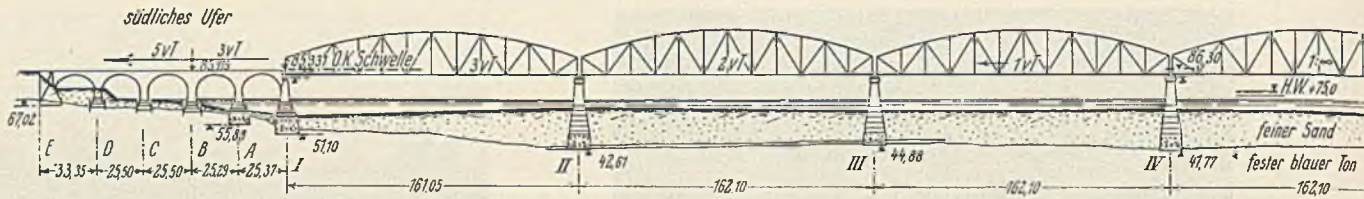


Abb. 2.

Pfeiler I hat außer den beiden festen Auflagern eines 160-m-Überbaues den Kämpferdruck des landseitig anschließenden Dreigelenkbogens aufzunehmen. Die Pfeiler II bis VII haben je zwei feste und zwei bewegliche Auflager zu tragen. Pfeiler VIII nimmt die beweglichen Auflager eines 160-m-Überbaues und die festen Auflager eines 32-m-Überbaues auf. In der statischen Berechnung der Strompfeiler wurde kein Eis- und kein Strömungsdruck in Rechnung gestellt. Auch wurden keine waagerechten Kräfte infolge von Schiffstößen gegen die Pfeiler berücksichtigt.

Auf Grund der vorgenommenen Bohrungen (an jeder Pfeilerbaustelle im allgemeinen zwei Bohrungen) hatten sich folgende Gründungstiefen als notwendig erwiesen:

- für Pfeiler I auf + 51,00,
- für Pfeiler II, IV, V und VI auf + 42,00,
- für Pfeiler III und VII auf + 45,00 und
- für Pfeiler VIII auf + 46,00.

Die mit diesen Voraussetzungen durchgeführte statische Berechnung ergab für die größten Kantenpressungen in der Bodenfuge unter Berücksichtigung des Eigengewichtes der Überbauten und Pfeiler, der Erdaulast auf den Pfeilerabsätzen, der Verkehrslast, der Wind- und Bremskräfte

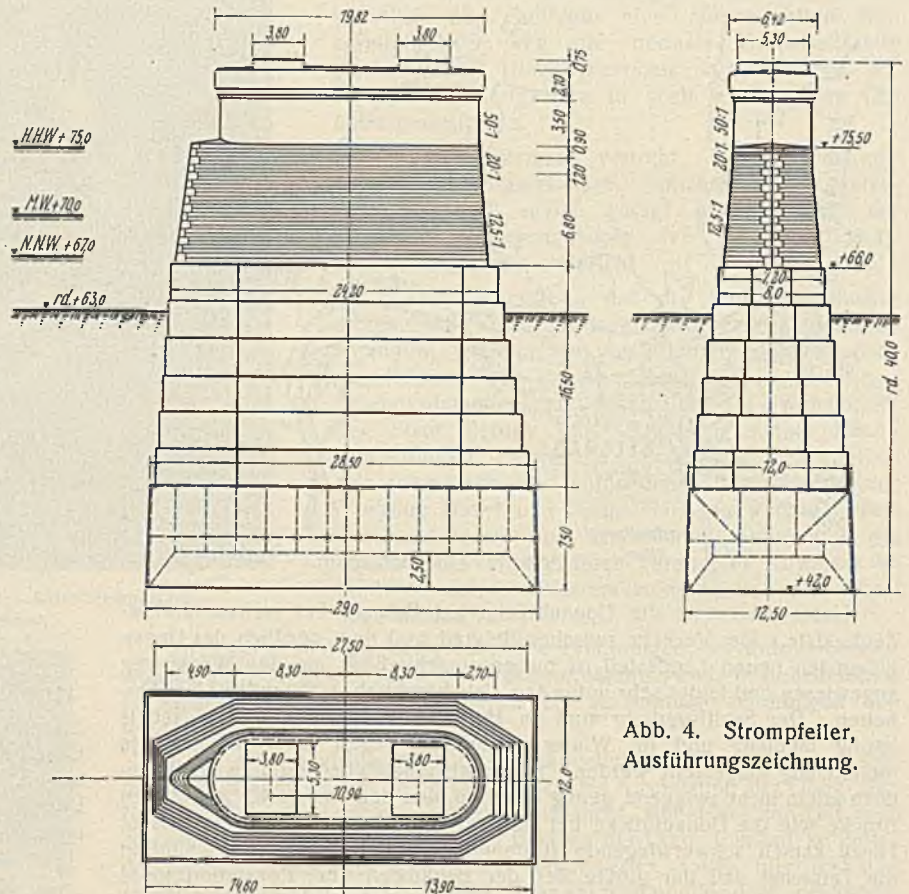
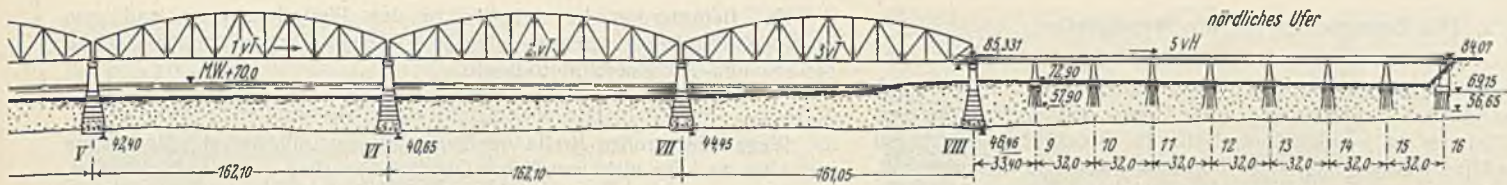


Abb. 4. Strompfeiler, Ausführungszeichnung.

und unter weiterer Berücksichtigung einer während der Absenkung etwa vorkommenden Verschiebung des Senkkastens um 20 cm aus seinen Achsen, jedoch ohne Berücksichtigung des Auftriebs, folgende Werte:

- für Pfeiler I 10,22 kg/cm²
bei einer Grundfläche des Pfeilers von 12,50 × 24,50 m,
- für Pfeiler II, IV, V und VI 12,50 kg/cm²
bei einer Grundfläche des Pfeilers von 12,50 × 29,00 m,
- für Pfeiler III und VII bei der gleichen Grundfläche 11,70 kg/cm²
- für Pfeiler VIII 9,37 kg/cm²
bei einer Grundfläche des Pfeilers von 13,25 × 26,00 m.

Die Bodenfuge des Pfeilers I liegt 11 m unter Flußsohle und 19 m unter MW, die der Pfeiler II bis VII 20 bis 23 m unter Flußsohle und 25 bis 29 m unter MW, die von Pfeiler VIII 26 m unter Gelände. In diesen Tiefen wurden die obengenannten größten Kantenpressungen in der Bodenfuge auf dem dort angetroffenen festen Ton als durchaus zulässig erachtet. Abb. 4 gibt die Entwurfszeichnung für den normalen Strompfeiler, d. h. Pfeiler II bis VII, wieder. Entsprechend den ver-



Übersichtszeichnung.

schiedenen Gründungstiefen sind die Fundamentabsätze bei den einzelnen Pfeilern um ein geringes Maß verschieden hoch.

Sämtliche Pfeiler bestehen durchweg aus Beton 1 : 8 (190 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton). In dem Teil, der unter Umständen den Eisangriffen ausgesetzt ist, d. h. von 1,00 m unter NW bis 0,50 m über HW sind die Strompfeiler II bis VII mit Hausteinen verkleidet, und zwar mit einem ganz vorzüglichen Olivin-Gabbro aus Bosnien. Die untersten vier

Schalung gekommen sind. Abb. 5 zeigt einen fertigen Pfeiler. Von der Oberkante des eisernen Senkkastens bis zum Ansatz des Vorsatzbetons sind die Fundamente mit einem Schutzanstrich (Preolit oder Igol) versehen worden. Die Pfeilerkopflplatten sind in einer Stärke von 1,20 m als Auflagerbänke in Beton 1 : 4 hergestellt und mit Rundisen bewehrt worden, um die Pfeilerköpfe vor Rissen zu bewahren und eine gute Druckverteilung aus den Auflagerquadern auf die Pfeiler zu gewährleisten. Die Auflagerquadern bestehen aus Eisenbeton 1 : 4 mit reichlicher spiralförmiger Ringbewehrung. Die größte Kantenpressung unter den Fundamentplatten der stählernen Auflagerkörper beträgt 69 kg/cm².

Pfeiler I hat keine Steinverkleidung erhalten, da er später bei der Herstellung des dort geplanten Donaukais eingeschüttet und dann keinen Eisangriffen mehr ausgesetzt sein wird.

Die Senkkasten für die Pfeiler A und I bis VIII sind aus Eisen hergestellt worden, damit ein möglichst großer Kostenanteil über Reparationskonto verrechnet werden konnte. Senkkasten aus Eisenbeton würden an und für sich durchaus geeignet und sogar billiger gewesen sein. Die Höhe der Arbeitskammer betrug 2,50 m, die Schneidenbreite 30 cm. Die ersten hier verwendeten Senkkasten waren nicht genügend torsionsfest konstruiert. Da der Boden in den oberen Schichten stellenweise sehr ungleichmäßig war, verdrehte sich der eiserne Senkkasten stark. Diese Verdrehung war wohl für die Eisenkonstruktion ungefährlich, jedoch bekam der noch verhältnismäßig frische Fundamentbeton Risse, so daß es erforderlich wurde, den Fundamentbeton stellenweise mit Eiseneinlagen zu versehen. Die letzten Senkkasten wurden verstärkt, indem sie mit einem besonderen lotrechten Längsverband und einem waagerechten Verband versehen wurden. (Längs- und Querschnitt des verstärkten Senkkastens s. Abb. 8). Die Höhe der einzelnen Senkkasten war verschieden und richtete sich nach der an der jeweiligen Pfeilerbaustelle zur Zeit der Absenkung zu erwartenden Wassertiefe. Sie war so bemessen, daß der Senkkasten noch etwa 1,50 m Freibord hatte, wenn er auf der Flußsohle aufstand. Vier Senkkasten hatten eine Höhe von 7,50 m, drei eine solche von 9,50 m, einer — und zwar der für Pfeiler VI — eine Höhe von 10,50 m. An der Baustelle des Pfeilers VI lag die Flußsohle auf etwa + 62. Da

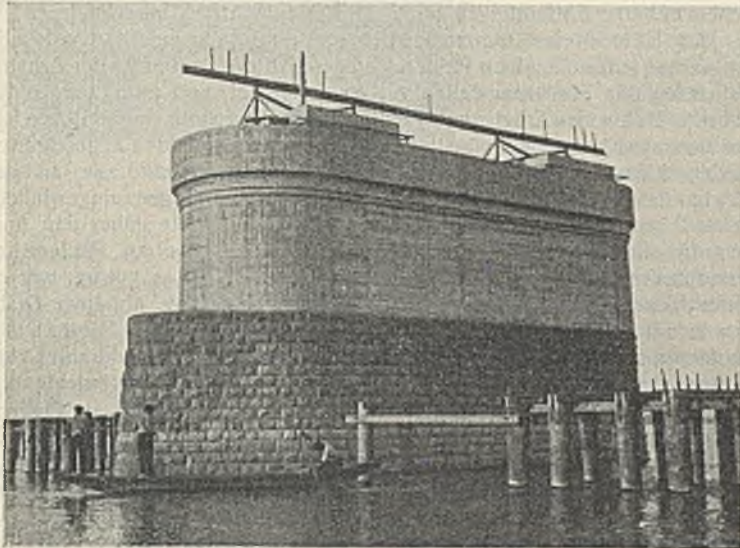


Abb. 5. Fertiger Pfeiler.

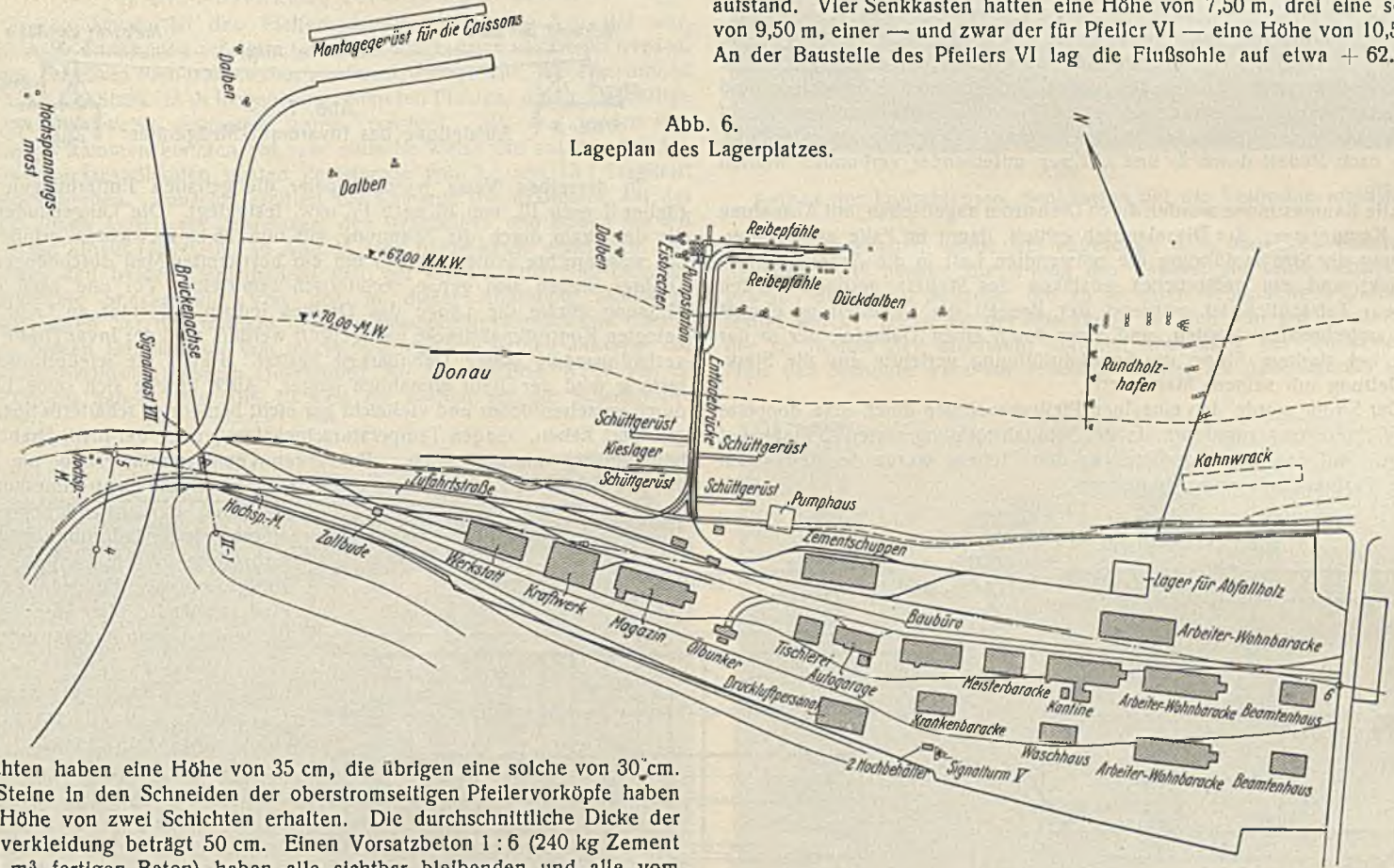


Abb. 6. Lageplan des Lagerplatzes.

Schichten haben eine Höhe von 35 cm, die übrigen eine solche von 30 cm. Die Steine in den Schneiden der oberstromseitigen Pfeilervorköpfe haben eine Höhe von zwei Schichten erhalten. Die durchschnittliche Dicke der Steinverkleidung beträgt 50 cm. Einen Vorsatzbeton 1 : 6 (240 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton) haben alle sichtbar bleibenden und alle vom Wasser umspülten Pfeilerflächen erhalten mit Ausnahme der Pfeilerkopflplatten, die in Beton bzw. Eisenbeton 1 : 4 (340 kg Zement auf 1 m³ fertigen Beton) hergestellt sind. Die sichtbaren Betonflächen sind nicht bearbeitet worden, sondern so belassen, wie sie aus der gehobelten

mit der Absenkung dieses Pfeilers im Frühjahr begonnen werden mußte, wo die Donau einen Wasserstand von mindestens + 71 hat, stellte eine Höhe von 10,50 m für den Senkkasten das Mindestmaß dar, wollte man nicht besondere Gefahren in Kauf nehmen.

5. Die Bauarbeiten für die Strompfeiler.

a) Die Baustelleneinrichtung.

Entsprechend den zu leistenden sehr umfangreichen Bauarbeiten ergab sich die Notwendigkeit zur Errichtung eines Lager- und Werkplatzes von erheblichem Umfange in unmittelbarer Nähe der Brückenbaustelle. Auf dem Belgrader Ufer wurde zunächst eine Anzahl von Baracken aufgebaut, u. a. eine Bürobaracke, Wohnbaracken für Angestellte und Arbeiter, eine Kantine, eine Krankenbaracke. Ferner wurde eine Bade- und Desinfektionsanstalt erstellt. Zur Unterhaltung des umfangreichen Geräteparkes war eine gut eingerichtete Reparaturwerkstatt und Schmiede erforderlich. Der auf der Baustelle benötigte elektrische Strom wurde in einem Baukraftwerk erzeugt, in dem vier Dieselmotoren von je 160 PS mit unmittelbar gekuppelten Drehstromgeneratoren aufgestellt waren. Da alle für den Bau benötigten Maschinen und Geräte, sowie von den Baustoffen Zement und Eisen aus Deutschland auf der Donau herangeschafft wurden, mußte am Donauufer eine Entladebrücke errichtet werden, auf der ein Drehkran mit einer Tragfähigkeit von 6 t aufgestellt wurde (s. den in Abb. 6 wiedergegebenen Plan des Lagerplatzes). Die auf der Baustelle verwendeten Maschinen und Geräte hatten einen Neuwert von 1,8 Mill. RM. Die Anzahl war so bemessen, daß gleichzeitig zwei Pfeiler abgesenkt und ein dritter fertig betoniert werden konnte. Leider konnte der Gerätepark wegen des 1929 einsetzenden Geldmangels nur im ersten eigentlichen Baujahr (1928) voll ausgenutzt werden. Die wichtigsten Baugeräte und Maschinen waren:

2 Sätze Luftschleusen mit je 2 Material- und einer Personenschleuse. Die Materialschleusen besaßen je 2 Materialhosen und einen Anschlußstutzen für eine Betonhose. Die Personenschleuse hatte einen Durchmesser von 2,90 m, so daß die 25 Mann starke Belegschaft gleichzeitig darin Platz fand.

2 Kompressoranlagen, bestehend aus je 4 einstufigen Kompressoren mit einer Ansaugleistung von je 13 m³ Luft/min.

2 Portalkrane mit einer Tragfähigkeit von 15 t zum Versetzen der Luftschleusen. Das Verfahren dieser Krane geschah von Hand, während das Heben der Last und das Fahren der Katze elektrischen Antrieb hatte.

2 Portalkrane mit 2 t Tragfähigkeit zum Einbringen des Betons während der Pfeilerabteufung. Bei diesen Kranen geschah das Verfahren des Kranes und der Katze sowie das Lastheben elektrisch.

2 Betonmischanlagen, mit je einer 750-l-Mischmaschine, einem Kiesilo und einem elektrischen Drehkran, der den Kies aus dem Transportkahn in den Silo zu heben hatte.

2 Universal-Dampfkränen mit einem Bärgewicht von 2 t.

Eine der Betonmischanlagen war auf einem alten Dampfer aufgestellt, in dem unter Deck eine der Kompressoranlagen eingebaut war. Alle anderen schwimmend montierten Geräte (die zweiten Kompressor- und Betonmischanlagen, die Rammen, eine Krankenschleuse usw.) waren auf 2 bis 5 allseitig geschlossenen Pontons von 20 t Tragfähigkeit aufgestellt, die je nach Bedarf durch I- und U-Eisen miteinander verbunden werden konnten.

Alle Baumaschinen wurden durch Drehstrom angetrieben, mit Ausnahme eines Kompressors, der Dieselantrieb erhielt, damit im Falle einer Unterbrechung der Stromzuführung die notwendige Luft in die Arbeitskammer geschickt und ein gefährliches Absinken des Pfeilers verhütet werden konnte. Tatsächlich ist während der Bauzeit die Stromleitung einmal völlig unterbrochen worden, und zwar durch einen Dampfer, der in der Nacht bei starkem Sturm die Schiffahrtöffnung verfehlte und die Starkstromleitung mit seinem Mast zerriß.

Der Strom wurde den einzelnen Pfeilerbaustellen durch eine doppelte 3000-V-Freileitung zugeführt. In der Schiffahrtöffnung waren 2 Flußkabel verlegt. Auf den Arbeitsgerüsten an den Pfeilern wurde der Starkstrom in die Verbrauchsspannung umgeformt.

Zur Beförderung der Arbeiter zu den Pfeilerbaustellen und zum Schleppen der Transportschuten dienten 2 Dieselmotorschlepper (100 und 140 PS) und 2 kleinere Motorboote.

b) Die Vermessungsarbeiten.

Wegen der großen Breite der Donau waren unmittelbare Messungen von Ufer zu Ufer nicht möglich. Die Brückenachse war durch die staatlichen Ingenieure durch je einen einbetonierten Bolzen auf dem nördlichen und südlichen Ufer festgelegt. Stromaufwärts und stromabwärts von diesen Achsenfestpunkten wurde auf beiden Donaufern je ein weiterer Festpunkt durch einbetonierte Gasrohre örtlich gesichert. Ferner wurde noch ein Festpunkt auf der stromabwärts liegenden Donauinsel in derselben Weise vermarktet. Über diese sieben Festpunkte wurden hölzerne Signaltürme von 4 bis 8 m Höhe mit einer noch 3 m darüber hinausragenden senkrechten Stange errichtet. Auf beiden Donaufern waren die Entfernungen der Festpunkte durch mehrfache Streckenmessungen (Basismessungen) ermittelt. Ferner wurden von sämtlichen Festpunkten aus alle möglichen Winkel gemessen. Aus den Strecken- und Winkelmessungen wurden die nicht meßbaren Entfernungen der Festpunkte mehrfach berechnet.

Mit Hilfe dieses trigonometrischen Vermessungsnetzes wurde die Längsachse jedes einzelnen Pfeilers gelegentlich der Rammung der Arbeitsgerüste an den Pfeilerbaustellen örtlich festgelegt, und zwar wurden für mehrere Pfähle der Arbeitsgerüste die Winkel berechnet, unter denen sie von den zwei jeweils am günstigsten gelegenen Festpunkten angeschnitten werden konnten. Diese Pfähle wurden dann, während sie an der schwimmenden und daher leicht verfahrbaren Ramme hingen, eingewinkelt. Pfeiler II wurde zuerst erbaut. Seine Längsachse bildete daher den Ausgang für die zweite, die unmittelbar von Pfeilerachse zu Pfeilerachse auszuführende Messung. Da der Pfeilerabstand 162,10 m betrug, war zu dieser Messung ein Stahldraht von besonderer Legierung, ein Invar-Draht oder Indilatans-Draht von etwa 162,10 m Länge erforderlich. Dieser Draht wurde mit Hilfe einer Hanfleine und eines gewöhnlichen Stahldrahtes vom festliegenden Pfeiler II nach dem Gerüst an dem zu zweit zu errichtenden Pfeiler I hinübergezogen. Auf dem Pfeiler II und dem Gerüst am Pfeiler I wurden unmittelbar hinter den Pfeilerachsen Spannbocke aufgestellt, über die der Invar-Draht mit Hilfe von Gewichten, die an einer kurzen Schnur hingen, gespannt wurde. Unter die Meßmarken an den beiden Enden des Invar-Drahtes wurden Stative gestellt, die den Anfangs- und den Endpunkt der Messung mittels starrer Lote auf dem Pfeiler II und dem Gerüst am Pfeiler I festlegten. Aus Abb. 7 dürfte die Anordnung des Meßgerätes klar hervorgehen.

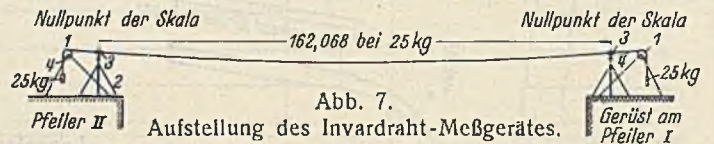


Abb. 7. Aufstellung des Invardraht-Meßgerätes.

In derselben Weise wurden später die genauen Entfernungen von Pfeiler II nach III, von III nach IV usw. festgelegt. Die Längenänderung, die der Draht durch die Spannung mit den 25-kg-Gewichten erfährt und die waagerechte Projektion des um ein bestimmtes Maß durchhängenden Drahtes, ließen sich genau rechnerisch ermitteln. Vor und nach jeder Messung mußte die Länge des Drahtes jedoch auf einer an Land festgelegten Kontrollmeßstrecke nachgeprüft werden, weil der Invar-Draht eine verhältnismäßig starke Dehnbarkeit besitzt. Durch die wiederholte Belastung wird der Draht allmählich länger. Auch könnte sich seine Länge durch versehentliches und vielleicht gar nicht bemerktes schärferes Spannen geändert haben. Gegen Temperaturschwankungen ist der Invar-Draht verhältnismäßig unempfindlich. Bei einer Temperaturänderung um 10 ° änderte sich seine Länge nur um etwa 2 mm. Durch die Kontrollmessungen war eine Berücksichtigung auch dieser Längenänderung möglich. Auf diese Weise wurde eine völlig genaue Festlegung der Pfeilerabstände über die ganze Breite der Donau hinüber erreicht.

c) Der Zusammenbau und das Einschwimmen der Senkkasten.

Für den Zusammenbau der eisernen Senkkasten, den die Pamont ausführte, wurde in der Donau in nächster Nähe des Belgrader Ufers ein Montagegerüst erbaut (Abb. 6 u. 9). Die Konstruktionsteile der Senkkasten und auch später die Eisenkonstruktion für die Überbauten (ins-

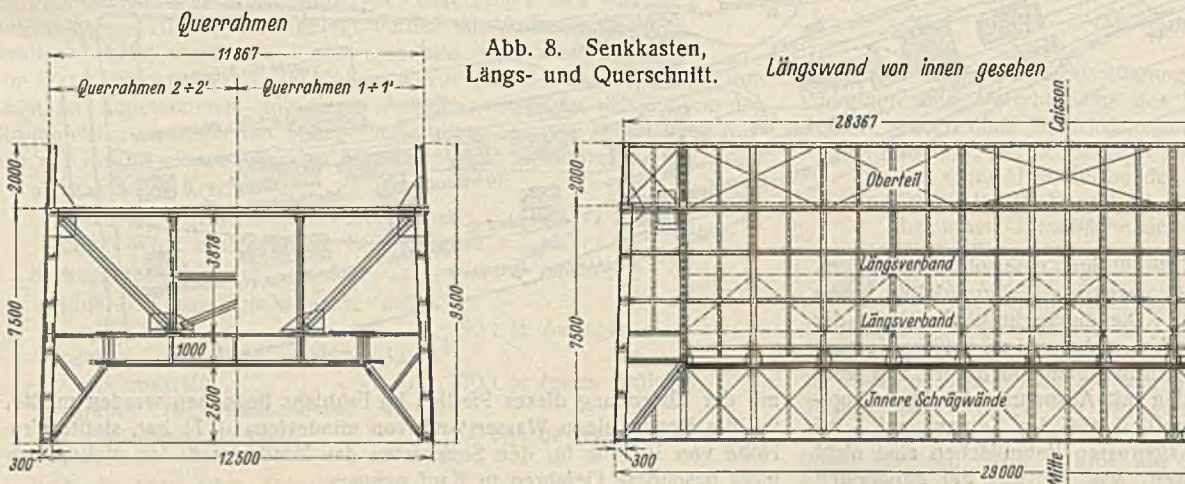


Abb. 8. Senkkasten, Längs- und Querschnitt. Längswand von innen gesehen.



Abb. 9. Ins Wasser gesetzter Senkkasten wird abgeschleppt.

gesamt rund 25 000 t) wurden aus Deutschland von Regensburg auf dem Donauwasserwege herangeschafft. Das Montagegerüst wurde daher so ausgebaut und mit einer Verbindungsbrücke zum Ufer hin versehen, daß es von der Pamont gleichzeitig als Ausladebrücke benutzt werden konnte. Das Montagegerüst bestand aus zwei Hälften mit einem lichten Abstände von etwa 16 m. Der Zwischenraum wurde durch eine fahrbare Bühne überbrückt. Auf dieser Bühne wurden nacheinander acht Senkkasten montiert (lediglich der Senkkasten für Pfeiler VIII wurde an Ort und Stelle auf dem nördlichen Ufer zusammengebaut). Der zur Montage benutzte

Portalkran, der auch zum Ausladen der gesamten Eisenkonstruktion für die Überbauten diente, hatte eine Tragfähigkeit von 18 t. Der jeweils fertig montierte Senkkasten im Gewicht von 190 bis 240 t wurde mittels vier handbetriebener Hubwerke, die auf zwei ortsfesten Bockkranen standen, ein wenig angehoben, woraufhin die Bühne zurückgeschoben und der Senkkasten mittels der Hubwerke senkrecht abgelassen und ins Wasser gesetzt wurde (Abb. 9).

Von diesem Augenblick ab wurden die Senkkasten von der Siemens-Bauunion übernommen. Die Senkkasten tauchten etwa 2,50 m ein und hatten eine gute Schwimmstabilität, aber einen großen Schleppwiderstand wegen ihrer rechteckigen Form. Es war daher ein Dampfer von mindestens 600 PS erforderlich, um die Senkkasten an ihre Versenkungsstellen zu schleppen.

d) Die Absenkung der Strompfeiler.

Da die Donau an den Pfeilerbaustellen nur 5 bis 8 m tief war, konnten die Senkkasten zwischen festen Arbeitsgerüsten abgesenkt werden. An den einzelnen Pfeilerbaustellen wurden Arbeitsgerüste, jedes bestehend aus etwa 100 Stück 18 m langen eingerammten Pfählen, die durch kräftige Zangen kreuzweise verbunden waren, errichtet. Mit den beiden vorhandenen Rammen konnten auf sehr einfache Weise die auf den Arbeitsgerüsten aufzustellenden beiden Portalkrane von 2 t und 15 t Tragkraft montiert werden. Zunächst stellten die Rammen die Kranbeine auf das Gerüst, dann faßten sie gemeinsam den Kranbalken und hoben ihn auf die Beine hinauf (Abb. 10). In Abb. 11 sind beide Krane ersichtlich, und zwischen den beiden Gerüsthälften auch der soeben durch den Dampfer eingebrachte Senkkasten. Von den in dieser Abbildung sichtbaren Schachtröhren hat das mittlere, das als Personeneinsteigeschacht diente, einen lichten Durchmesser von 80 cm, während die beiden anderen, die Materialschachtröhre, ovalen Querschnitt mit einer lichten Weite von 80 und 120 cm haben. Auf Abb. 12 sind die soeben auf die Schachtröhre

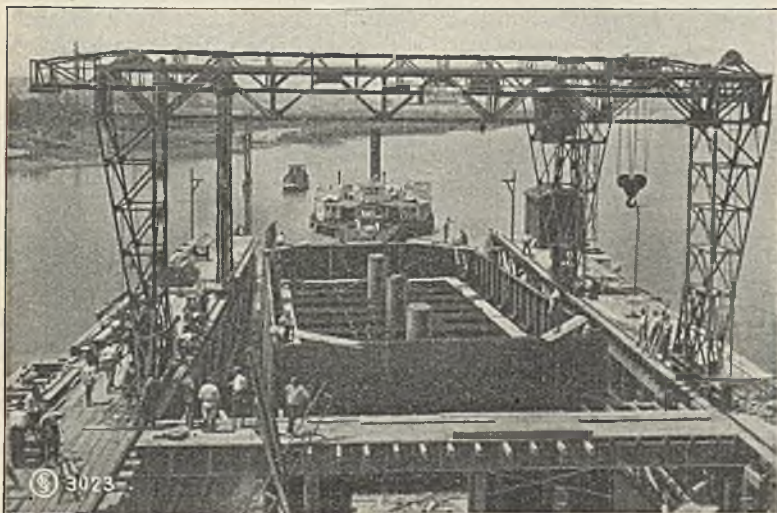


Abb. 11. Ankunft des Senkkastens auf der Pfeilerbaustelle.



Abb. 10. Aufstellung eines Portalkranes.

aufgesetzten Luftschießen (2 Material- und 1 Personenschleuse) zu sehen. Der in der Arbeitskammer gelöste Boden wurde mit Kübeln von je 150 l Inhalt im Gegenbetrieb in die Materialhosen befördert. Der Transport des Bodens von den Materialhosen in die Klappschuten wurde durch elektrisch angetriebene Förderbänder (s. Abb. 14 u. 15) bewirkt. Der Boden wurde in einen Seitenarm der Donau verklappt.

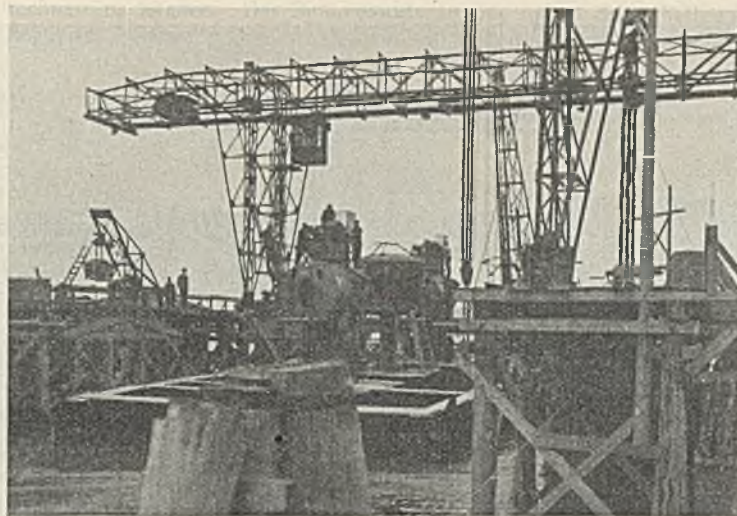


Abb. 12.

Aufbau der Luftschießen, Senkkasten hat die Flußsohle erreicht.

Der Senkkasten wurde frei abgesenkt, d. h. ohne Verwendung von Spindeln. Die genaue Einstellung des Kastens auf seine richtige Lage geschah durch vier Seilzüge, die an je einem achtpfähligen Dalben befestigt waren. Diese Art der Absenkung hat sich sehr gut bewährt. Bei der in früherer Zeit allgemein üblichen Absenkung der Senkkasten mit Hilfe von Spindeln wäre ein erheblich schwereres Absenkgerüst als das

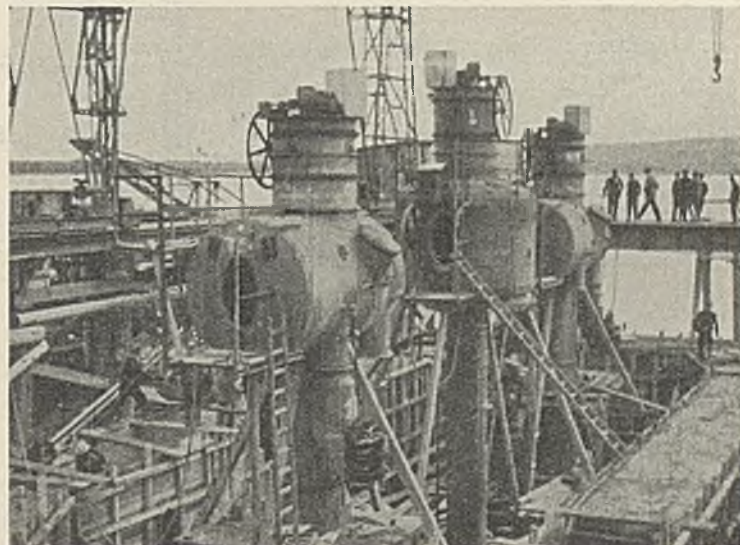


Abb. 13. Luftschießen nach dem ersten Umbau.

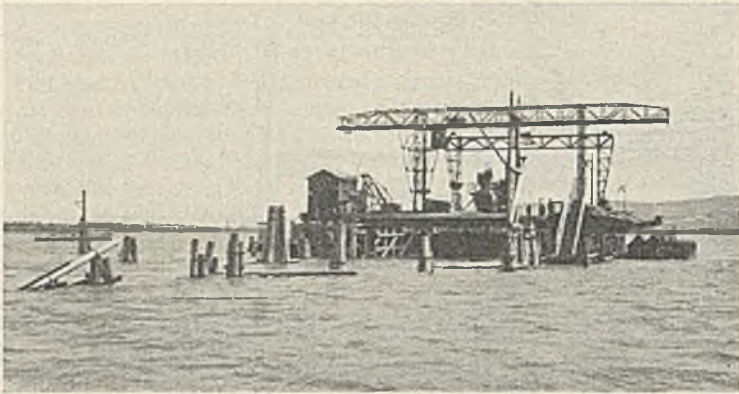


Abb. 14. Pfeilerbaustelle IV von Oberstrom, Spundwand vom Hochwasser überströmt.

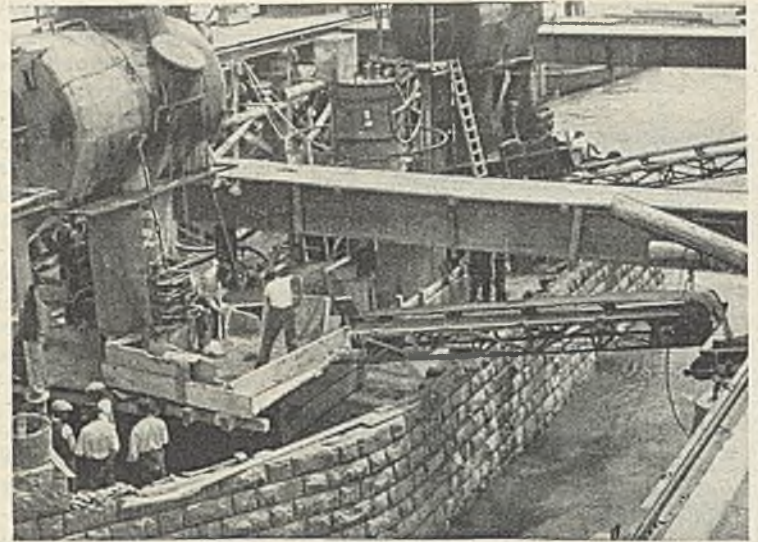


Abb. 15. Pfeiler kurz vor beendeter Absenkung.

hier verwendete Arbeitsgerüst erforderlich gewesen. Während das Gerüst bei dem hier gewählten Verfahren nur eine Belastung durch die beiden Portalkrane erfuhr, hätte es bei der Verwendung von Spindeln nicht nur das Gewicht des eisernen Senkkastens, sondern auch beträchtliche Betonmassen tragen müssen. Ferner wären die Kosten der Spindeln sehr erheblich gewesen.

Der in Abb. 12 zu sehende Senkkasten hat im Augenblick der Aufnahme gerade die Flußsohle erreicht. Da der Flußgrund aus sehr feinem

an dicht gerammten Holzpfählen, bei den späteren aus einer eisernen Spundwand, System Larssen, Profil 3. Nicht einmal bei dem auf einer Sandbank stehenden Pfeiler II, wo die Wassergeschwindigkeit nur etwa 1 m/sek betrug, konnte dieser Stromabweiser entbehrt werden, wie zunächst versucht wurde. Selbst dort bildete sich ein Kolk, in den der Senkkasten, der gerade die Flußsohle erreicht und nur noch wenig Freibord hatte, bei einem plötzlich auftretenden Sturm und starkem Wellengang hineinsank. Er konnte mit hydraulischen Hebeböcken, die in der Arbeitskammer angesetzt wurden, allerdings in kurzer Zeit und ohne daß irgendein weiterer Schaden entstanden wäre, wieder gehoben werden. Im übrigen wurden alle Pfeiler ohne Zwischenfall im Schutze von Stromabweisern mit der gewünschten Genauigkeit abgesenkt. Mit Rücksicht auf die geringe Tragfähigkeit des zu durchfahrenden feinen Sandes mußte der Beton zunächst in verhältnismäßig dünnen Wänden eingebracht werden (Abb. 13). Die Menge und Verteilung des Betons während des Absenkvorganges wurde vor Baubeginn eines jeden Pfeilers genau rechnerisch ermittelt und in sog. Absenkplänen veranschaulicht (Abb. 17). Für die Reibung am Pfeilmantel wurden dabei 1,5 bis 2 t/m² angenommen. Zur weiteren Vorsicht wurden in der Arbeitskammer Holzschwellen vorgehalten, um die Decke der Arbeitskammer im Falle eines zu schnellen Absinkens des Pfeilers abstützen zu können. Durchschnittlich, d. h. vom Beginn des Einblasens bis zur beendeten Absenkung, wurden täglich 40 cm abgesenkt. Die Höchstleistungen betragen an einzelnen Tagen bis zu 80 cm.

Der Boden wurde fast ausschließlich mit Kübeln gefördert. Nur ganz vorübergehend wurde Sand durch Blasen entfernt. Der Grund war folgender: Das Ausblasen war nur in den oberen Bodenschichten, soweit diese nämlich aus gleichmäßigem feinen Sand bestanden, möglich. Die Zahl der Senkkastenarbeiter mußte aber von den ersten Arbeitstagen an so bemessen werden, daß in den größeren Tiefen die Bildung der 4. und 5. Schicht möglich war, ohne Senkkastenarbeiter neu einzustellen. Man kann nicht Arbeiter in Druckluft von 2 und mehr atü schicken, wenn sie sich nicht vorher bei niedrigerem Druck eingewöhnt haben.

Während des 3-Schichten-Betriebes war die Belegschaft daher verhältnismäßig stark besetzt. Bei einer Bodenförderung mittels der Kübel ging das Abteufen schon derart schnell vonstatten, daß die Betonkolonne mit dem Aufbetonieren des Pfeilers nicht immer nachkam; sind doch gerade zu Beginn der Absenkung täglich weit größere Betonmassen einzubringen als später. Das Ausblasen von Boden hätte daher nur unnötige Kosten verursacht. Der Luftverbrauch und der Verschleiß an Blasrohren sind recht erheblich. Die die Profluß liefernde schwimmende Kompressoranlage wurde unmittelbar neben dem jeweils in der Abteufung begriffenen Pfeiler festgemacht. Bis zu einer Absenkentiefe von 20 m genügte im allgemeinen ein Kompressor mit einer Ansaugleistung von 13 m³/min, darüber hinaus zwei.

Abb. 18 gewährt einen Blick in die Arbeitskammer unmittelbar vor beendeter Absenkung. Man erkennt auf dem Bilde, daß die letzten Aushubmassen aus sehr festem Ton, der sich in Platten abheben ließ, bestanden. Unter dem Pfeiler III ging der Ton bereits in Tonschiefer über, der stellenweise nur durch Sprengen zu lösen war.

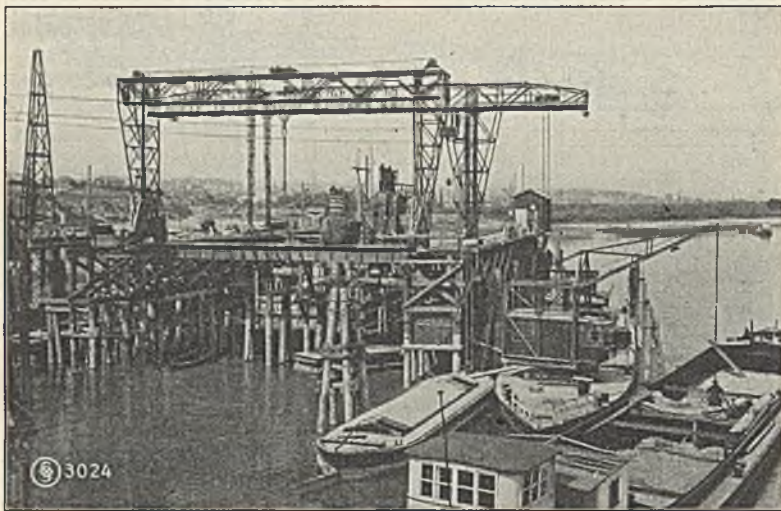


Abb. 16. Pfeilerbaustelle I von Unterstrom mit Betonmischanlage.

Sand bestand und die Wassergeschwindigkeit in der Donau an der Baustelle bei höheren Wasserständen etwa 2 m/sek betrug, mußte auf der Oberstromseite des Senkkastens ein Stromabweiser geschlagen werden, um eine Kolkbildung vor dem sich der Sohle nähernden Senkkasten zu vermeiden. Der Stromabweiser bestand bei den ersten Pfeilern aus dicht

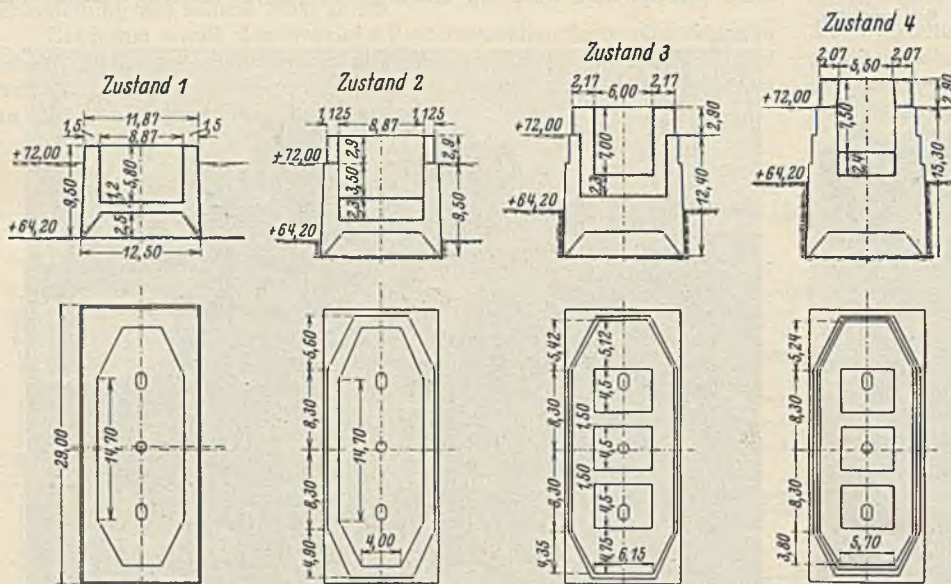


Abb. 17. Erster Teil eines Absenkplanes für Pfeiler V.

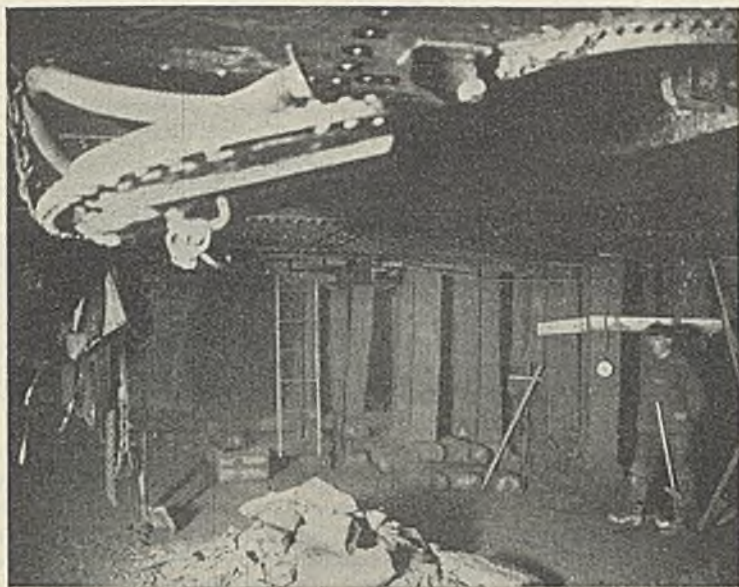


Abb. 18. Blick in die Arbeitskammer nach beendeter Absenkung.

e) Die Betonierung der Strompfeiler.

Zur Betonbereitung wurde Flußkies verwendet, der etwa 100 km unterhalb der Baustelle in der Donau gebaggert und in den Schleppkähnen von der Baggerstelle unmittelbar zur Verwendungsstelle an den Pfeilern gebracht

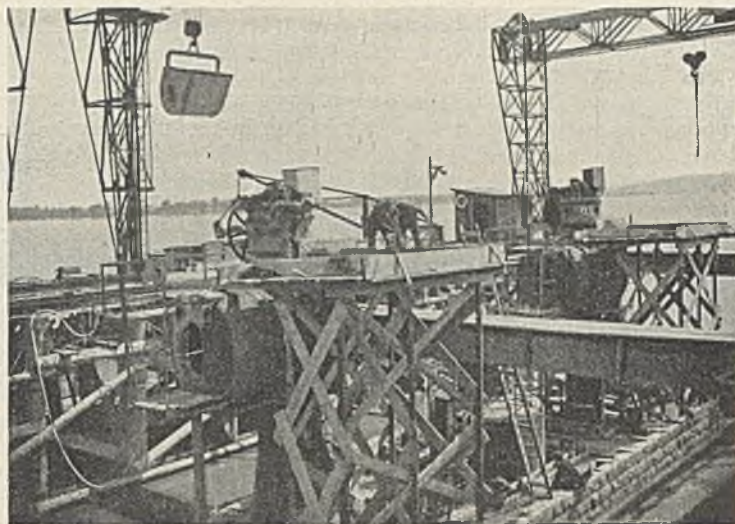


Abb. 19. Einbringen des Betons in die Arbeitskammer.

weniger tief greifen ließ, konnte man feineres oder gröberes Material bekommen. Die Kornzusammensetzung wurde laufend kontrolliert und der Bagger entsprechend angewiesen. Es wurde fast ausschließlich deutscher Portlandzement verwendet, um ihn über Reparationskonto verrechnen zu können. Der Beton wurde in der neben dem Pfeilergerüst liegenden Mischanlage plastisch gemischt und in Klappkübeln unter den

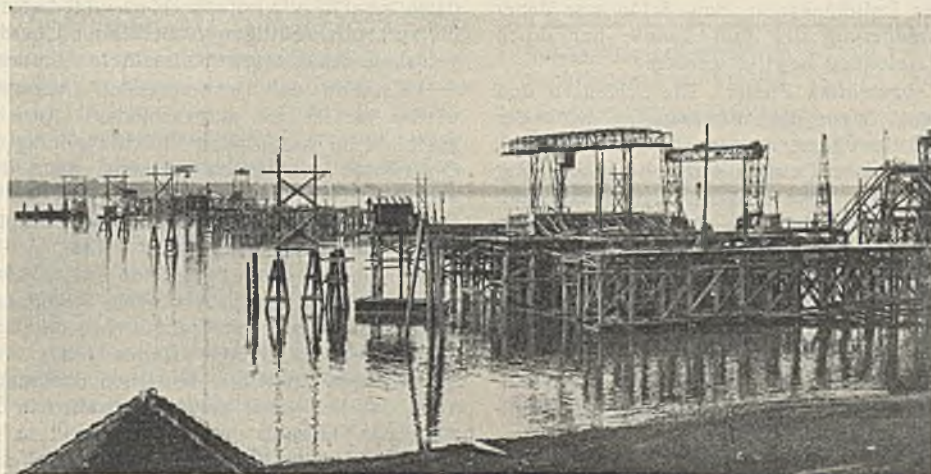


Abb. 22. Baustelle der Pfeiler A u. I bis III im Herbst 1928.

wurde. An Land befand sich nur ein kleineres Reservelager. Der Kies war frei von Lehm und sonstigen Verunreinigungen und enthielt (nach Raumteilen) etwa 15% feinen Sand von weniger als 1 mm Korngröße, etwa 35% groben Sand bis 7 mm Korngröße und etwa 50% Kies von mehr als 7 mm Korngröße. Je nachdem man den Bagger tiefer oder

auf dem Arbeitsgerüst laufenden 8 m auskragenden 2-t-Portalkran gefahren, der die Kübel an die jeweilige Betonierungsstelle brachte (s. Abb. 16). Der Kran machte im Tagesdurchschnitt 20 Spiele je Stunde. Der Beton mit einem Zementgehalt von 190 kg je 1 m³ fertigen Beton hatte eine Mindestfestigkeit von $W_{b28} = 100 \text{ kg/cm}^2$,

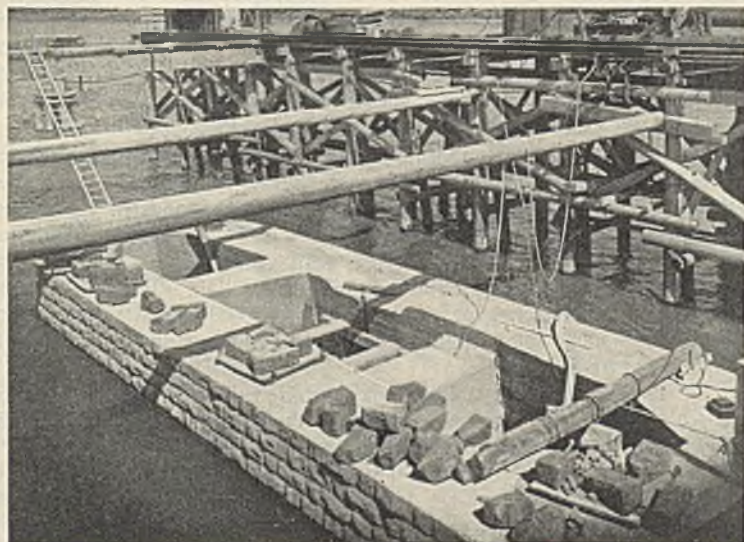


Abb. 20.
Fertig abgeteuffer Pfeiler.

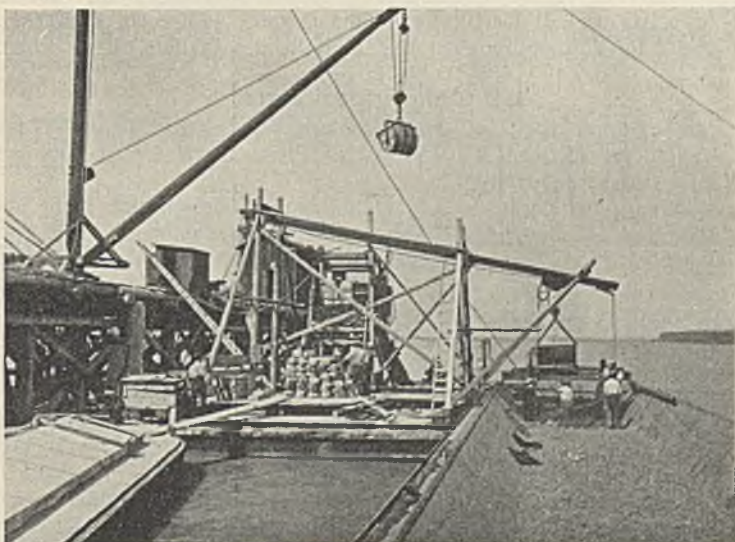


Abb. 21. Fertigbetonierung eines Pfeilers mit Derrick und behelfmäßiger Betonmischanlage.

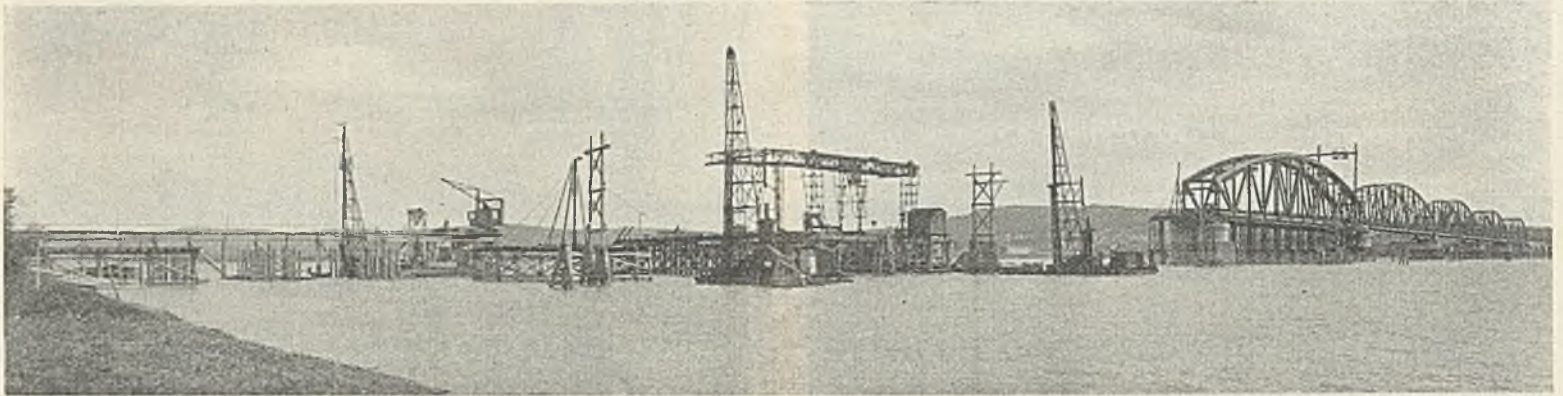


Abb. 23. Bauzustand Anfang Oktober 1930 vom nördlichen Ufer gesehen.

der Beton mit 340 kg Zement je 1 m³ fertigen Beton eine solche von 260 kg/cm².

Bei der Ausbetonierung der Arbeitskammer wurde der Beton durch die Betonhosen, die seitlich in die Materialschleusen eingeschoben werden konnten, eingeschleust (Abb. 19). Aus der Betonhose rutschte der Beton durch einen Trichter in eine ziemlich enge Rohrleitung, die, im Schachtröhre verlegt, senkrecht in den Arbeitsraum hinunterführte. Das Rohr hielt den Beton in genügendem Maße zusammen, so daß keine wesentliche Entmischung eintrat. Nach dem Ausbetonieren der Arbeitskammer wurden die Schächte noch etwa 24 Stunden unter Druck gehalten. Da die Senkkastenschneide während des Ausbetonierens der Arbeitskammer 1 bis 2 m im Ton steckte, entwich unter der Schneide nur noch sehr wenig Luft. Das Einlegen einer Luftdränage in den Beton war daher nutzlos. Eine ausreichende Erneuerung der Luft konnte nur durch ständiges Offenhalten der Ausblaseleitung bewirkt werden.

Abb. 20 zeigt einen fertig abgeteufte Pfeiler. Die Schleusen und Schachtröhre sind bereits abgebaut. Wenn die Portalkrane an den in der Absenkung begriffenen weiteren Pfeilern besser ausgenutzt werden konnten, wurden einzelne Pfeiler mit Hilfe eines Derricks fertig betoniert. Zur Betonbereitung diente in diesem Falle eine kleinere Station, die statt des elektrischen Drehkrans einen auf der Baustelle angefertigten Schrägaufzug hatte (Abb. 21).

Die Steine für die Verkleidung der Pfeiler wurden aus dem etwa 200 Bahn-Kilometer entfernt liegenden Steinbruch in unbearbeitetem Zustande bezogen, da die Steine in diesem Zustande zu einem wesentlich niedrigeren Frachtsatze befördert wurden und anderseits der Abfall nur gering war. Die Steine wurden am Donauufer hammerrecht bearbeitet. In den Tagesschichten wurden drei Schichten versetzt, und in den Nachtschichten wurde jeweilig die Betonierung nachgeholt.

f) Die zeitliche Bauabwicklung.

Das Jahr 1927 verging mit der Durchführung der Probebohrungen, der Entwurfbearbeitung und der Einrichtung der Baustelle. Im ersten eigentlichen Baujahr, 1928, wurden der Reihe nach Pfeiler II, I und A vollständig hergestellt und Pfeiler III fertig abgesenkt. Abb. 22 vermittelt einen Eindruck von dem Baubetriebe während dieses Jahres. Im Sommer 1929 wurde Pfeiler III fertig betoniert und infolge des eintretenden Geldmangels nur noch Pfeiler IV und V abgesenkt und fertiggestellt. Die drei letzten Pfeiler (VI, VII und VIII) wurden im Baujahr 1930 hergestellt. Abb. 23 zeigt den Bauzustand der Brücke Anfang Oktober 1930 vom nördlichen Ufer aus. Im Vordergrund ist die Baustelle des Pfeilers VII zu sehen.

6. Drucklufterkrankungen.

Der Luftdruck stieg bei der Absenkung der Pfeiler III und VII bis auf 2,6 atü, bei Pfeiler V bis 2,7 atü, bei Pfeiler II bis 2,8 atü und bei Pfeiler IV und VI sogar bis 3,2 atü.

Arbeiten unter derart hohem Luftdruck sind bekanntlich nicht ungefährlich und erfordern eine Reihe von Vorsichtsmaßnahmen. Beim Bau der Donaubrücke sind im wesentlichen die Bestimmungen der Deutschen Verordnung zum Schutze der Preßluftarbeiter vom 28. Juni 1920 eingehalten worden, da die jugoslawischen Bestimmungen noch unvollkommen und unvollständig sind. Die Kenntnis dieser Verordnung genügt jedoch nicht, den besonderen Gefahren der Druckluft erfolgreich begegnen zu können. Der Preßluftarzt und auch der Bauleiter müssen sich über die Art der Einwirkungen der Preßluft auf den menschlichen Organismus klar sein.

Die Preßluft durchdringt nicht nur alle Hohlräume des menschlichen Körpers, sondern sättigt auch alle Körpersäfte (das Blut, die Fettmassen und die Nervenmassen). Die Sättigung geschieht im wesentlichen auf dem Wege durch die Lungen. Der Sauerstoff und die Kohlensäure werden infolge ihrer großen Affinität zum Blut dabei im Blut chemisch gebunden, wobei der Überschub an Kohlensäure wieder durch die Lungen ausgeschieden wird. Der Stickstoff dagegen wird nur physikalisch gelöst.

Für die Lösung des Stickstoffes im Blut hat das Daltonsche Gesetz Gültigkeit: „Die Menge des absorbierten Gases ist dem Druck, unter dem das Gas über der Flüssigkeit steht, einfach proportional“. In den feuchten Geweben des Körpers (Fett- und Nervenmassen) wird dagegen viel mehr Stickstoff absorbiert, als dem Daltonschen Gesetz entsprechen würde. Während der Kompression (Einschleusung) nehmen die Körpersäfte in dem eben genannten Umfange Stickstoff auf. Nach den vorliegenden Erfahrungen kann man annehmen, daß das Blut mit einem Kreislauf die ihm unter dem jeweiligen Druck zukommende Stickstoffmenge fast bis zu seiner vollen Sättigung aufnimmt. Die Körpersäfte aber, deren Menge das Blutvolumen etwa um das Zehnfache übertrifft, sättigen sich sehr viel langsamer mit Stickstoff. Je höher der Druck ist, desto mehr Gas wird absorbiert und desto mehr Zeit vergeht aber auch bis zur vollen Sättigung. Bei einem Überdruck von 3 at dauert die Gasaufnahme schätzungsweise mehrere Stunden.

Während der Dekompression (Ausschleusung) wird der Stickstoff wieder in Gasform ausgeschieden. Auch die Entgasung des Körpers geschieht im wesentlichen durch die Lungen und kann nur dann für den Organismus unschädlich ablaufen, wenn die Gasentwicklung allmählich und in der Weise vor sich geht, daß der in den einzelnen Phasen der Dekompression jeweilig bestehende Gasüberschub durch die Respiration ausgeschieden werden kann. Die in der obenerwähnten Preßluftverordnung amtlich festgesetzten Ausschleusungszeiten tragen diesem Umstande in sehr reichlichem Maße Rechnung. Die Ausschleusungszeiten könnten nach den Erfahrungen bei der Belgrader Donaubrücke in den Druckstufen von 1,3 atü ab ohne Gefahr um etwa 30 % gekürzt werden. Die heutigen amtlichen deutschen Bestimmungen berücksichtigen ferner nicht, daß bei einem kurzen Verweilen in Druckluft die Körpersäfte noch nicht mit Stickstoff gesättigt sind und in diesem Falle die langen Ausschleusungszeiten daher nicht erforderlich sind.

Wird nach einem längeren Aufenthalt in Preßluft die Ausschleusung zu schnell vorgenommen, so entsteht im Blut eine Gasstauung, die zu schweren gesundheitlichen Schäden, unter Umständen sogar sehr schnell zum Tode führen kann. Aber auch wenn die Ausschleusung vorschriftsmäßig vorgenommen wird, können aus unbekanntem Gründen die frei werdenden, zunächst kleinsten Gasteilchen allmählich zu größeren Blasen zusammenfließen. Diese können dann die verschiedenartigsten Krankheitserscheinungen hervorrufen, je nachdem, wo sich diese Blasen zufälligerweise festsetzen. Es können zwei Hauptgruppen von Krankheitserscheinungen unterschieden werden. Die eine Gruppe umfaßt die Störungen der Herz- und Lungentätigkeit. Diese sind oft recht schwerwiegender Art und können unmittelbar zum Tode führen. Der anderen Gruppe gehören die meist ungefährlichen und leichter zu behandelnden Störungen des Nervensystems, insbesondere des Rückenmarkes, an.

Unter den zu der ersten Gruppe gehörenden Krankheitserscheinungen kommt am häufigsten die Asphyxie vor. Diese schwere, oft das Leben bedrohende Erstickungserscheinung rührt vom Vorhandensein von freiem Gas im Herzen und im kleinen Blutkreislauf und den dadurch bewirkten Zirkulationsstörungen her. Das Herz wird sehr schnell überanstrengt durch die Verarbeitung des Blut-Gas-Gemisches. Die Atmung ist stark erschwert und setzt oft ganz aus, so daß der Tod schnell und plötzlich eintritt, wenn nicht sofort künstliche Sauerstoffatmung und sonstige Maßnahmen angewendet werden.

Zu der zweiten Gruppe der Krankheitsfälle zählen vor allem Myalgien und Arthralgien. Der Kranke wird in diesem Falle plötzlich von heftigen Schmerzen in den Muskeln und Gelenken befallen, die stark an rheumatische Schmerzen erinnern. Nach einer Latenzzeit von ungefähr 20 bis 30 min stürzt der Arbeiter oft infolge heftiger Schmerzen und unerwartet eintretender Schwäche nieder.

Nicht selten ist ferner eine Erkrankung der Gehörorgane, die mit Schwindel, Taubheit und Erbrechen verbunden ist, der sogenannte Symptomenkomplex morbus Menierik. Der Schwindel macht sich be-

sonders beim Stehen fühlbar und kann ständig oder periodisch auftreten. Versucht der Kranke zu gehen, so geht er im Kreise wie ein Betrunkener. Die Taubheit geht meistens nach längerer Zeit vorüber, ist manchmal aber auch unheilbar.

Gemeinsam ist allen Dekompressionserkrankungen, daß zwischen der Beendigung der Dekompression und den ersten Anzeichen einer Erkrankung gewöhnlich eine Latenzzeit von 20 bis 30 min, unter Umständen bis zu 2 Std. vergeht. Glücklicherweise sind fast alle Erkrankungen, selbst bei schwersten allgemeinen und Herderscheinungen, schneller Rückbildung fähig. Es ist aber außerordentlich wichtig, daß Gegenmaßnahmen sofort getroffen werden. Die Krankheitsursache, die Ansammlung der Gasblasen, muß schnellstens beseitigt werden, sonst können auch leichte Fälle sehr langwierig oder gar unheilbar werden. Daher muß über die Bestimmungen der erwähnten Preßluftverordnung hinaus bei einem Vorhandensein von mehr als 2 atü in der Arbeitskammer verlangt werden, daß die Arbeiter nach der Ausschleusung noch 2 Std. in einem besonders für sie hergerichteten Aufenthaltsraum in möglichster Nähe der Krankenbaracke verweilen, damit ihnen sofort ärztliche Hilfe zuteil werden kann, wenn sie unwohl werden sollten. Bei einem Druck von weniger als 2 atü kommen ernste Erkrankungen selten vor.

In der Verordnung zum Schutze der Preßluftarbeiter wird an mehreren Stellen gesagt, daß ein kurzer Aufenthalt unter Preßluft in der Krankenschleuse mit nachfolgendem sehr langsamem Ausschleusen in der Regel die Druckluftkrankheit beseitigt. In dem Aufsatz von Dipl.-Ing. Blattner in der Schweiz. Bauztg. 1930, S. 91 bis 95, wird ebenfalls die Krankenschleuse für ein Universalmittel erklärt. Beim Bau der Donaubrücke sind jedoch mit der Krankenschleuse keine guten Erfahrungen gemacht worden. Allerdings ist hier nicht versucht worden, Druckluftkrankheiten durch ein 8 bis 12stündiges Ausschleusen zu heilen, wie Blattner es empfiehlt. Aber selbst wenn das ganz langsame Ausschleusen die Heilwirkung hat, wie Blattner behauptet, muß man sagen, daß zum mindesten alle auf Störungen des Nervensystems beruhenden Druckluftkrankheiten auf Grund der Belgrader Erfahrungen viel einfacher durch elektrische Schwitzbäder zu heilen sind. Durch diese Behandlungsmethode, die in der obenerwähnten Verordnung leider noch nicht angeführt ist, sind in Belgrad alle Krankheiten genannter Art ohne Ausnahme sehr schnell geheilt worden. Auch alle Fälle von Asphyxie sind bis auf zwei Fälle, die zum Tode führten, ohne Krankenschleusen, und zwar in erster Linie durch künstliche Sauerstoffatmung, geheilt worden. Ein Sauerstoff-Rettungskoffer sollte daher auf keiner Druckluft-Baustelle fehlen. Eine Behandlung in der Krankenschleuse hat jedenfalls den großen Nachteil, daß in schwereren Fällen der Arzt in der Schleuse bei dem Kranken bleiben und sein Befinden, insbesondere die Herzrätigkeit, beobachten muß. Dadurch ist der Arzt durch einen einzigen Krankheitsfall für den ganzen Tag in Anspruch genommen, während bei einer Behandlungsweise, wie sie in Belgrad üblich war, der Arzt gleichzeitig eine ganze Reihe von Kranken behandeln kann.

Bei dem großen Umfange der Druckluftarbeiten beim Bau der Donaubrücke und dem hier mehrfach auftretenden hohen Überdruck konnte es natürlich nicht ausbleiben, daß eine ganze Reihe von Arbeitern erkrankte.

Tabelle 1.
Anzahl der Preßluftkranken bei den einzelnen Pfeilern in den verschiedenen Druckstufen.

Pfeiler in der Reihenfolge ihrer Absenkung	Jahr der Absenkung	bis 1,3 atü	1,3 bis 2,0 atü	2,0 bis 2,5 atü	2,5 bis 3,0 atü	3,0 bis 3,2 atü	Summe
II	1929	7	52	81 (1)	24 (8)	—	164 (9)
I	1929	19 (2)	54 (5)	—	—	—	73 (7)
A	1929	12	21 (1)	—	—	—	33 (1)
III	1929	—	2	53	59 (8)	—	114 (8)
IV	1930	—	8	21	43 (4)	39 (8) ¹⁾	111 (12)
V	1930	—	8	11 (1)	31 (4)	—	50 (5)
VIII	1931	—	2	9	29 (1)	14 (1)	54 (2)
VI	1931	2	17 (1)	19 (2)	77 (7) ¹⁾	41 (6)	156 (16)
VII	1931	—	4	36 (2)	24 (2)	—	64 (4)
Zusammen:		42 (2)	175 (7)	250 (7)	272 (34)	80 (14)	819 (64)

¹⁾ Davon je einer gestorben.

Aus der vorstehenden Tabelle 1 ist die Anzahl der bei den einzelnen Pfeilerbauten erkrankten Druckluftarbeiter zu ersehen. Die eingeklammerten Zahlen geben die ernstlich Erkrankten an, d. h. diejenigen, bei denen eine gewisse Gefahr für die Wiedergewinnung ihrer völligen Gesundheit bestand. An dieser Tabelle wird auffallen, daß bei den Pfeilern II, I und A verhältnismäßig viel Erkrankungen in den unteren Druckstufen angegeben sind. Bei Pfeiler II und auch bei I besteht hierfür folgender Grund: Pfeiler II und I wurden mit neu eingestellten Druckluftarbeitern abgesenkt. Eine Auslese der am besten für die Arbeit in Druckluft geeigneten Arbeiter läßt sich durch die ärztliche Untersuchung nicht allein bewirken. Manche

Arbeiter, die bei der Untersuchung als tauglich befunden waren, erkrankten derart häufig, daß sie die Arbeit in Druckluft wieder aufgeben mußten. Bei den Pfeilern I und A war der zu durchteufende Boden sehr mit in Fäulnis begriffenen, übel riechenden organischen Stoffen, die vom benachbarten Schlachthof stammten, durchsetzt, so daß die Luft in der Arbeitskammer sehr schlecht war, obgleich für eine möglichst gute Lüfterneuerung gesorgt wurde. Bei den übrigen Pfeilern, bei denen normale Verhältnisse herrschten, hielt sich die Zahl der Erkrankten in sehr mäßigen Grenzen. Unter diesen waren die Verhältnisse am ungünstigsten beim Pfeiler VI, der am tiefsten (bis auf Ord. 40,65) abzusenken war. Während der letzten 33 Tage der Absenkung betrug hier der Luftdruck in der Arbeitskammer mehr als 2,5 atü, während 6 Tagen sogar über 3,0 atü. Bei diesem Pfeiler erkrankten unter dem Druck von 1,3 bis 2,0 atü 17 Arbeiter oder durchschnittlich täglich 1,4 von hundert in Preßluft tätigen Arbeitern. In dem Druck von 2,0 bis 2,5 atü erkrankten auch nur 19 Arbeiter oder 1,6%. In der Druckstufe 2,5 bis 3,0 atü stieg die Zahl der Erkrankten auf 77 oder 2,4% und beim Überschreiten des Druckes von 3,0 atü sogar auf 6,5%. Da die Schneide des Senkkastens fest im Ton steckte, konnte der Luftdruck schon während des Ausbetonierens der Arbeitskammer etwa bis auf 2,8 atü herabgesetzt werden. Die Anzahl der Erkrankungen ging daraufhin sofort stark zurück, und zwar auf 4,6%. Die Zahl der ernstlich Erkrankten war stets sehr gering. Sie stieg auch während des Druckes von 3,0 bis 3,2 atü auf nur 6 Fälle oder 0,95% der derzeit in Druckluft tätigen Arbeiter.

Tabelle 2.
Berechnung der Hundertsätze der Preßluftkranken in den verschiedenen Druckstufen.

	bis 1,3 atü	1,3 bis 2,0 atü	2,0 bis 2,5 atü	2,5 bis 3,0 atü	3,0 bis 3,2 atü	Summe oder Durchschnitt
1. Summe der Arbeitstage in Senkkasten A u. I bis VIII	207	142	105	112	19	585
2. Durchschnittliche Zahl der Preßluftarbeiter	50	66	90	94	95	71
3. Anzahl der Preßluftkrankheitsfälle						
a) insgesamt	42	175	250	272	80	819
b) davon ernste Fälle .	2	7	7	34	14	64
c) Todesfälle	—	—	—	1	1	2
4. Auf je 100 Preßluftarbeiter entfallen täglich durchschnittlich						
a) Preßluftkranke insgesamt	0,4	1,9	2,6	2,6	4,4	2,0
b) ernstlich Erkrankte .	0,02	0,07	0,07	0,32	0,78	0,16

In der Tabelle 2 ist die Gesamtzahl der beim Bau der neun Pfeiler vorgekommenen Fälle von Drucklufterkrankungen eingetragen und ferner die Zahl der auf je 100 Preßluftarbeiter täglich durchschnittlich entfallenden Kranken berechnet. Das Ergebnis in den unteren Druckstufen ist stark von den Pfeilern A, I und II beeinflusst worden. Trotzdem ergibt sich ein ziemlich gleichmäßiger Anstieg der Krankheitsfälle bis zum Druck von 3,0 atü. Aus der letzten Zeile dieser Tabelle geht deutlich hervor, daß die Zahl der ernstlich Erkrankten auch in den hohen Druckstufen bei allen Pfeilern sehr niedrig war.

Die leicht Erkrankten waren größtenteils innerhalb von 1 bis 2 Tagen, die ernstlich Erkrankten im allgemeinen auch innerhalb weniger Tage wiederhergestellt. Bei 40 der ernstlich Erkrankten dauerte die völlige Wiedergesundung weniger als 10 Tage, bei 8 weniger als 20 Tage und bei 11 allerdings bis zu einigen Monaten. Drei der ernstlich erkrankten Arbeiter haben nicht ihre volle Gesundheit und Arbeitsfähigkeit wiedererlangt; einer hat völlige Taubheit auf beiden Ohren, zwei haben ein geschwächtes Bein behalten. Zwei Arbeiter sind infolge ihrer Erkrankung in Preßluft gestorben, und zwar beide innerhalb weniger Stunden nach ihrer Ausschleusung. Beide waren jedoch an ihrem Tode in erheblichem Umfange mit schuldig. Entgegen der Anordnung, nach der Ausschleusung 2 Std. in dem besonders hergerichteten Aufenthaltsraum in der Nähe der Krankenbaracke zu verweilen, hatten sich diese Arbeiter in ihre Wohnung begeben, so daß, als sie plötzlich erkrankten und ohnmächtig wurden, dem einen erst nach 1 Std., dem anderen sogar erst nach 5 Std. ärztliche Hilfe zuteil werden konnte. In beiden Fällen hätte aber nur eine sofortige Verabfolgung von Sauerstoff Erfolg haben können. Die Todesursache war in beiden Fällen Gas-Embolie in den Gehirnzentren.

Man kann daher trotz allem sagen, daß bei guter ärztlicher Überwachung der Druckluftarbeiter, bei gewissenhafter Beachtung der Schutzvorschriften und bei Vorhandensein von erfahrenem Aufsichtspersonal die mit dieser Arbeitsweise nun einmal verbundenen besonderen Gefahren auf ein derart geringes Maß zurückgedrängt werden können, daß Druck-

luftgründungen nicht gefährlicher sind als andere Bauarbeiten und daher keineswegs gescheut zu werden brauchen, selbst wenn der Luftdruck auf mehr als 3 atü gesteigert werden muß.

7. Die Montage der eisernen Überbauten.

Mit der Aufstellung der eisernen Überbauten für die Strombrücke wurde im Sommer 1929 begonnen. Die Montage geschah auf einem festen Gerüst, bestehend aus einem Untergerüst aus eingerammten Pfählen und einem von Öffnung zu Öffnung versetzbaren eisernen Obergerüst. Der Montagekran hatte zwei Laufkatzen mit einer Tragfähigkeit von je 25 t. Die schwersten aufzustellenden Fachwerkstäbe wogen 23 t. Die beiden letzten Überbauten der Strombrücke wurden im Sommer 1931 aufgestellt. Abb. 24, die im November 1931 aufgenommen worden ist, vermittelt einen Eindruck von der fertigen Donaubrücke.

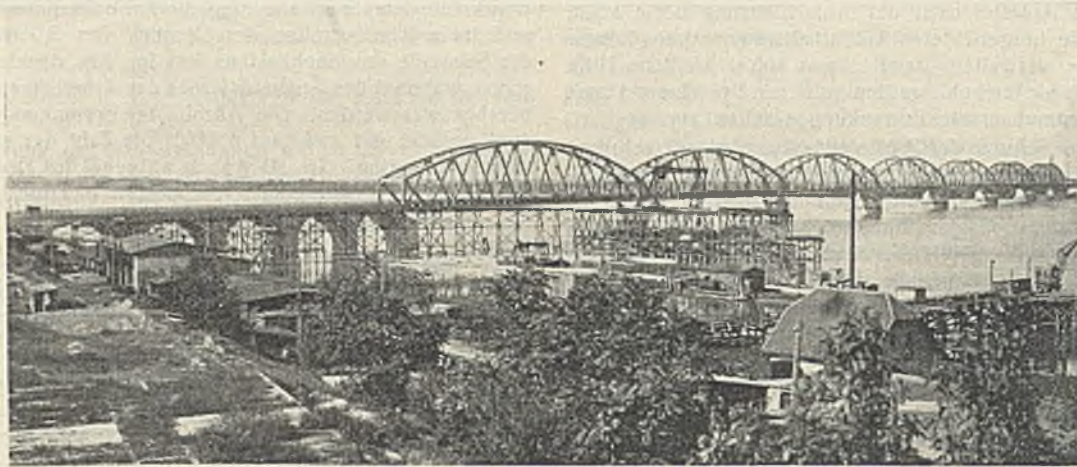


Abb. 24. Fertige Brücke vom südlichen Ufer gesehen.

8. Der Bau der Landanschlüsse und der Tamischbrücke.

Gegenüber der großen Strombrücke treten die Landanschlüsse und die Tamischbrücke an Bedeutung erheblich zurück, obgleich sie für sich betrachtet auch ganz bemerkenswerte Bauwerke darstellen. Pfeiler A des südlichen Landanschlusses, der mittels Druckluftsenkkasten gegründet wurde, ist zusammen mit den Stropfeilern bereits mehrfach erwähnt worden. Über die anderen Pfeiler und den massiven Überbau ist in der Bautechn. 1930, Heft 24, und 1932, Heft 35, ziemlich eingehend berichtet worden, so daß sich weitere Ausführungen hier erübrigen. In denselben Abhandlungen ist der Bau der Pfeiler der Tamischbrücke, von denen drei mit Druckluftsenkkasten aus Eisenbeton gegründet wurden, geschildert worden.

9. Die Inbetriebnahme der Brücke.

Die eisernen Überbauten der nördlich an die Donaubrücke anschließenden Flutöffnungen und der Tamischbrücke werden voraussichtlich in diesem Jahre aufgestellt. Mit dem Bau der Eisenbahnstrecke und der neuen Straße von Belgrad nach Pantschevo ist noch nicht begonnen worden, da zuvor das Pantschevo-Ried, das Gelände nördlich der Donau, eingedeicht werden soll, um die Eisenbahn und die Straße in Geländehöhe im Schutze des Hochwasserdammes anlegen zu können. Die Eindeichungsarbeiten sind seit drei Jahren im Gange, schreiten jedoch nur sehr langsam vorwärts,

so daß die Donau- und Tamischbrücke frühestens in drei Jahren in Betrieb genommen werden können.

10. Schlußbemerkungen.

Die Bauarbeiten für die Donaubrücke sind ohne wesentliche Zwischenfälle durchgeführt worden. Es herrschte stets das beste Einvernehmen zwischen den jugoslavischen Behörden und den bauausführenden deutschen Firmen. Auch die Gewerbeaufsichts- und Sanitätsbehörden hatten für die besonderen Schwierigkeiten des Baues volles Verständnis. Im strengen Winter 1928/29, in dem die Donau etwa 2 Monate in ihrer vollen Breite zugefroren war, bestand die Gefahr, daß der bei Tauwetter einsetzende starke Eisgang die in der Donau stehenden Gerüste an den Pfeilerbaustellen III und IV fortreißen würde. Seitens der jugoslavischen Regierung wurden Artillerie- und Pioniertruppen abgeordnet und vor Beginn des

Eisganges umfangreiche Versuche angestellt, das Eis durch Sprengungen mit verschiedenen Sprengstoffen und durch Beschleßungen zu zerkleinern. Am besten bewährte sich die Beschleßung mit schweren Minen. Bei dem Mitte März einsetzenden starken Eisgang wurden die größten Schollen daher vom Belgrader Ufer aus mit Minen zerkleinert. Daß von den oft 200 m breiten und fast 1 km langen Eisschollen nur sehr geringer Schaden angerichtet wurde, war allerdings in erster Linie dem glücklichen Umstande zu verdanken, daß das Eis durch längeres Tauwetter bereits stark zermürbt war, als es in Bewegung geriet. Immerhin soll die tatkräftige Hilfe, die bei der Eisabwehr seitens des jugoslavischen Militärs geleistet wurde, dankbar anerkannt werden.

Zur Herstellung der 12 mit Druckluftsenkkasten gegründeten Pfeiler der Donau- und der Tamischbrücke mußten rd. 67 000 m³ Boden unter Druckluft gefördert werden. Für die übrigen Pfeiler wurden rd. 9000 m³ in offener Baugrube ausgeschachtet. Insgesamt wurden rd. 84 000 m³ Beton hergestellt und 13 800 lfdm Eisenbetonpfähle angefertigt und gerammt. Die Kosten der Pfeiler der Donau- und der Tamischbrücke und des massiven Überbaues des südlichen Landanschlusses betragen rd. 13 000 000 RM, die der eisernen Überbauten etwa ebensoviel. Von den Gesamtkosten sind etwa $\frac{3}{4}$ über Reparationskonto verrechnet und der Rest von der jugoslavischen Regierung bezahlt worden.