DER BAUINGENIEUR

15. Jahrgang 6. Juli 1934 Heft 27/28

NEUERE BETONBAUTEN DER EMSCHERGENOSSENSCHAFT[1].

Marinebaurat a. D. Dr.-Ing. Prüß.

Vorstand des Abwasseramtes und stellvertretender Baudirektor der Emschergenossenschaft in Essen.

1. Bedeutung und Aufgaben der Emschergenossenschaft.

Die Ruhr und die Lippe entwässern zwei große aneinanderstoßende Niederschlagsgebiete, die jedem Deutschen von der frühesten Geschichte bis zur Gegenwart als höchst bedeutungsvoll und schicksalhaft bekannt sind. Weniger bekannt aber ist der Allgemeinheit der Name der Emscher, jenes rechtsrheinischen Nebenflusses, der das auf Abb. 1 zu erkennende kaum 800 km² große selbständige Flußgebiet entwässert, das sich in einer Länge von rd. 75 km zwischen die beiden Mündungsgebiete der Ruhr und der Lippe schiebt, obwohl dies von 2,3 Millionen Menschen besiedelte Emschergebiet den Kern des rheinisch-westfälischen Industriegebietes bildet. Die im Emschergebiet vorhandene Zusammenballung zahlreicher Städte und der Großindustrie auf kleinem Raum bedingt den Anfall sehr großer Mengen an städtischem und gewerblichem Abwasser und an Grubenwasser. Außerdem kommt wegen der dichten Bebauung auch das Niederschlagswasser schneller und in größerem Umfang zum Abfluß. Diese Wassermengen konnten von dem nur flach ins Gelände eingeschnittenen natürlichen Entwässerungsnetz des Emschergebietes nicht ohne großzügige Hilfsmaßnahmen abgeführt werden, zumal infolge des Bergbaues örtliche Senkungen der Erdoberfläche eintreten, die jährlich bis 1 m betragen können und die Senkungsmulden bis insgesamt 10 m Tiefe entstehen lassen. In diesen Senkungsmulden lagerte sich der von den großen Abwassermengen mitgeführte Schlamm und Unrat ab, der dann bei Hochwasserüberschwemmungen weit in das dicht besiedelte Land hineingetragen wurde. Dort führten die im Schlamm enthaltenen Krankheitskeime in bedenklichem Umfang zur Verbreitung ansteckender Krankheiten.

Zur Verhinderung der Überschwemmungen und zur Behebung der gesundheitlichen Gefahren im Emschergebiet wurde vor 30 Jahren auf Betreiben der Industrie und der Städte des Gebietes die Emschergenossenschaft als preußische Körperschaft des öffentlichen Rechts gegründet, der im Niederschlagsgebiet der Emscher die Schaffung und Erhaltung guter Vorflut und die Reinigung allen in ihrem Gebiet anfallenden Abwassers übertragen wurde.

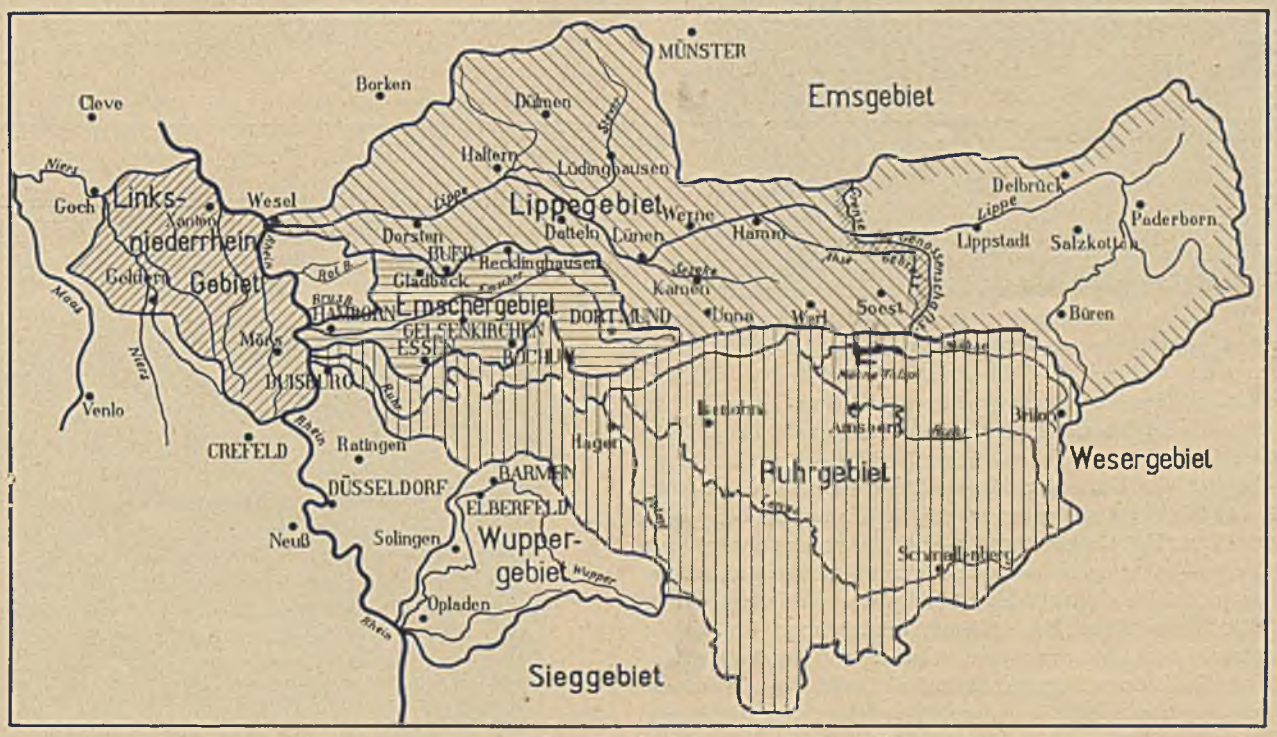


Abb. 1. Lageplan der wasserwirtschaftlichen Verbände im rheinischwestfälischen Industriegebiet.

Die Genossenschaft hat seitdem, wie aus der Abb. 2 zu entnehmen ist, fast das ganze, viele hundert Kilometer lange natürliche Entwässerungsnetz des Emschergebietes um 3—5 m vertieft und begradigt und diese natürlichen Wasserläufe durch Befestigung der Sohle zur Abführung auch stark verschlammten Abwassers befähigt. Zur Kreuzung des dichten Straßen- und Eisenbahnnetzes mußten dabei Hunderte von Brücken und Durchlässen gebaut werden. Zur künstlichen Entwässerung tiefer Senkungsmulden, für die freie Vorflut nicht mehr zu schaffen war, wurden bisher 28 Abwasserpumpwerke mit insgesamt 8000 PS Maschinenleistung errichtet. 36 Kläranlagen für städtisches und gewerbliches Abwasser wurden bisher zum Schutze des Genossenschaftsgebietes und des Rheines vor übermäßiger Verschmutzung in Betrieb genommen. Die Bedeutung des von der Genossenschaft durchgeführten großen Sanierungswerkes erkennt man am besten

[1] Nach einem am 6. April 1934 auf der diesjährigen Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins in Berlin gehaltenen Vortrag.

aus der Höhe der bisher hierfür aufgewendeten Baukosten die annähernd 200 Mill. Goldmark betragen haben.

Bei allen Kunstbauten der Genossenschaft stellen der Beton und Eisenbeton die vorzugsweise benutzten Baustoffe dar. Im folgenden werden Beispiele der verschiedenartigsten Verwendung dieser Baustoffe in neueren Bauweisen sowohl bei den Vorflutanlagen, den Pumpwerken und den Kläranlagen der Genossenschaft gebracht.

Abb. 2. Lageplan des Emschergebietes mit den Anlagen der Emschergenossenschaft.

II. Vorflutanlagen.

Durch den Ausbau des natürlichen Entwässerungsnetzes im Emschergebiet ist das ganze Emschergebiet abwassertechnisch zu einem großen Kanalisationssystem zusammengefaßt. Die Emscher ist der Hauptsammler; die von der Genossenschaft ausgebauten Nebenbäche, die auf der Abb. 2 in starken Strichen angegeben sind, stellen die Nebensammler dar, die bis an den dicht bebauten Kern der einzelnen Stadtsiedlungen herangeführt sind. Bau und Betrieb der Kanalisationen innerhalb der Städte ist Aufgabe der Städte geblieben. Die städtischen Kanalisationen sind in üblicher Weise als geschlossene Straßenkanäle ausgeführt.

a) Bachläufe. Demgegenüber besteht das von der Genossenschaft ausgebaute Entwässerungsnetz — mit Ausnahme des unteren Emscherlaufes — vorwiegend aus offenen Sammlern mit dreieckförmigem Querprofil. Durch Auskleidung der untersten Profilspitze mit fabrikmäßig hergestellten Betonplatten schafft man für die in der Hauptsache aus Schmutzwasser bestehende Trockenwettermenge eine ähnliche glatte Abflußmöglichkeit wie in einem städtischen geschlossenen Sammler. Das tief eingeschnittene offene Dreieckprofil gibt gleichzeitig die Möglichkeit, die größte aus den einzelnen Bachgebieten wegen der engen Bebauung beschleunigt zum Abfluß kommende Regenwassermenge ohne die Gefahr einer Ausuferung abzuführen. Da diese Abwassersammler aus den natürlichen Entwässerungsgräben entstanden sind, besteht ja nicht die Möglichkeit, diese Sammler bei starken Regenfällen nach natürlichen Bachläufen hin zu entlasten. Im Emschergebiet gibt es zahlreiche Bachläufe dieser Art, die bei Trockenwetter eine Schmutzwassermenge von weniger als 0,5 m³ abführen und deren Wassermenge bei Hochwasser in kurzer Zeit auf über 30 m³ sec anschwellen kann.

Für die verschiedene Größe der Trockenwetterwasserführung gibt es die verschiedenen in der Abb. 3 dargestellten Typen an Betonschalen, die von mehreren über das Emschergebiet verteilten Betonwarenfabriken im Auftrage der Genossenschaft stets mit genügender Erhärtungsdauer auf Lager gehalten werden. Die Platten werden, wie in früheren Veröffentlichungen der Genossenschaft mitgeteilt, lose auf einer Schlackenunterlage verlegt. Die Fugen bleiben zum Ausgleich der schwankenden Grundwasserstände offen. Das Gewicht der größten Einzelplatten ist so bemessen, daß sie von den Arbeitern noch ohne Hilfe von Kränen transportiert und eingebaut werden können. Die Auflösung der Sohlbefestigung in einzelne lose verlegte Betonplatten gibt die Möglichkeit, nach dem Eintreten weiterer Bergsenkungen die Bachsohlen unter Wiederverwendung der Betonplatten zu erhöhen oder zu vertiefen. Das auf der Abb. 3 angegebene neuere Steilprofil C hat für die Frage der Schlammablagerung den Vorteil, daß bei örtlichen Absenkungen das Durchflußprofil nicht so stark vergrößert wird wie bei den früheren Flachprofilen. Die Sohlschalen wurden früher aus Standsicherheitsgründen in der flacheren Neigung der oberen Abbildung verlegt, zumal die Profilspitze bei den tiefen Bachläufen im Emschergebiet meist in Fließsandschichten einzuschneiden war. Auch das neuere

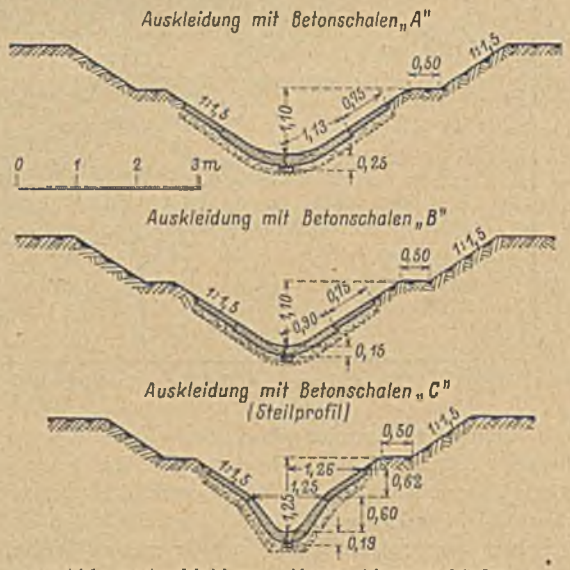


Abb. 3. Auskleidung offener Abwasserbäche mit Betonsohlschalen.

Steilprofil wird aus kleineren noch leicht zu befördernden Tafeln hergestellt und zur Baustelle gebracht. Vor Einbau werden dann die einzelnen Teile durch Einputzen der in Abb. 4 zu erkennenden Bügel zum biegungsfesten Gesamtprofil zusammengefügt und mit einem Verlegegerüst eingebaut. Die Bügel liegen nur in der Stoßfuge. Sie haben in allen Fällen ausgereicht, das Steilprofil selbst in tiefen Einschnitten und bei ungünstigem Untergrund ausreichend biegungsfest zu gestalten. Der Einbau des Steilprofiles geschieht mit einem Verlegegerüst, ähnlich wie es in Abb. 5 beim

Verlegen eines größeren flachen Profils zu erkennen ist. Diese Art der Verlegung ermöglicht es, die Platten im fließenden Wasser sauber ausgerichtet zu verlegen. Man spart dabei die großen Kosten, die im anderen Falle für die Umleitung des Bachwassers

Abb. 4. C-Profil der Abb. 2 mit biegungsfester Verbindung der einzelnen Platten.

während der Bauzeit ausgegeben werden müssen. Der Bauvorgang ist so, daß auf einem auf der Abb. 5 zu erkennenden Montagegerüst das ganze Profil einschließlich der Seitenplatten zusammengesetzt und beim Steilprofil durch Einputzen der Bügel biegungsfest gestaltet wird. Von dem Verlegerahmen werden dann biegsame Rundeisen unten um das Profil herumgelegt und der Rahmen dann an dem Krangerüst an die Verlegestellen verfahren — was auf der Abb. 5 gerade gezeigt wird. Durch Absenken des Verlegerahmens auf die in der Längsrichtung am Ufer verlegten Führungsholme werden dann die Platten genau in die vorgesehene Lage gebracht. Muß die Sohle an dieser Stelle vertieft

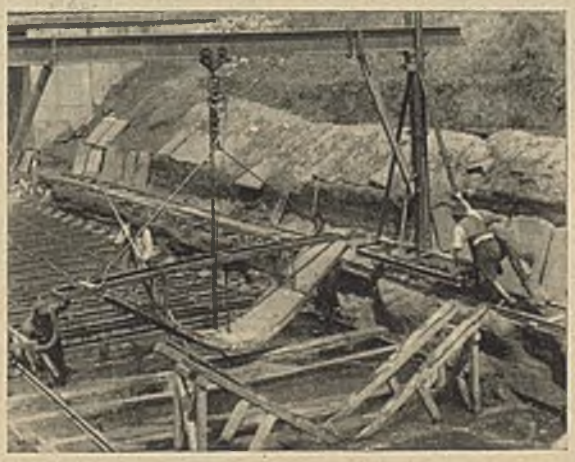


Abb. 5. Verlegen der Sohlplatten nach Abb. 2 im fließenden Wasser.

werden, so wird vorher der Boden in Breite der Platten aus dem fließenden Wasser ausgehoben. Muß die Sohle aufgehöht werden, so wird der Zwischenraum zwischen der alten Sohle und der höher verlegten Platte durch Einbringen und Einstampfen von Boden und Schlacke ausgefüllt. Sind so auf 20—30 m Länge die Platten in ihre endgültige Lage verlegt und eingestampft, so werden nach Lösen von Schraubenmuttern die Rundeisen unter den Betonprofilen herausgezogen und die Verlegerahmen wie auch die Längsholme zur Wiederverwendung ausgebaut. Auf diese Weise sind bei der Genossenschaft selbst große Profile auch mit dem alten flachen Querschnitt sauber verlegt, die Ersparnis gegenüber der früheren Ausführung mit Wasserumleitung betrug etwa 40%.

Trotz der losen Verlegung halten die Betonplatten nach den Messungen an den zahlreichen Bachläufen der Emschergenossenschaft einer Schleppkraft bis zu 2,5 kg/m² stand, bei größerer Schleppkraft aber werden sie durcheinander geworfen.

Es muß daher dafür gesorgt werden, daß die Fließgeschwindigkeit auch bei höchstem Hochwasser das zulässige Maß nicht überschreitet. Dies ist im Bergsenkungsgebiet, wo die Gefällverhältnisse der Bachläufe durch ungleichmäßige Bewegungen der Oberfläche ständig verändert werden, nicht immer leicht. Es waren auch hier künstliche Hilfsmittel nötig, um bei zu steil gewordenem Längsgefälle die Fließgeschwindigkeit des Hochwassers klein zu halten. Es haben sich hierfür die in Abb. 6 dargestellten als „Wasserbremsen" bezeichneten Einbauten aus Eisenbetonbalken gut bewährt. Die je nach dem Gefälle in Abständen von etwa 20 m eingebauten Bremsbalken belassen dem schlammigen Trockenwetterabfluß die ungehinderte Abflußmöglichkeit in der ausgekleideten Profilspitze. Sie treten erst bei ansteigendem Wasserspiegel in Tätigkeit und sorgen durch Bildung innerer Wirbel dafür, daß die Schleppkraft an der Sohle selbst bei höchstem Hochwasser die Standfestigkeit der Sohlplatten nicht gefährden kann.

Abb. 6. „Wasserbremsen" zur Verringerung der Hochwassergeschwindigkeit in einem offenen Abwassersammler. Die Energievernichtung am Absturzbauwerk.

Durch solche Betonwasserbremsen kann man, wie auch in Abb. 6 zu erkennen ist, mit geringen Kosten auch Einrichtungen zur Energievernichtung bei Absturzwerken erreichen. Derartige Abstürze mußten bei den Bachausbauten der Genossenschaft oft in das Längsprofil eingeschaltet werden, um örtliche Nachregulierungen im Längsprofil infolge ungleichmäßiger Bergsenkungen zu ermöglichen. Von besonderer Bedeutung ist der Bremsbalken oberhalb der Absturzkante, durch den das Auftreten einer zu steilen Absenkungskurve oberhalb des Absturzbauwerks und der dadurch bedingte Sog auf die Bachsohle zuverlässig verhindert wird. Derartige mit Wasserbremsen ausgerüstete Absturzbauwerke können unter Aufwand wesentlich geringerer Betonmassen und mit viel kleineren Sturzbetten durchgebildet werden, als das früher möglich war.

Abb. 7. Künstliche Entwässerung von Senkungsgebieten durch Pumpwerke im Emschergebiet. Voraussichtliche Poldergröße im Jahre 1955.

b) Pumpwerke. Wie schon eingangs erwähnt, können die örtlichen Absenkungen durch Bergbau so groß werden, daß eine Entwässerung mit natürlicher Vorflut für einzelne Gebiete nicht mehr möglich ist. Heute muß schon von etwa 12% des ganzen Emscherge-

bietes die gesamte Trocken- und Regenwassermenge durch Pumpwerke gehoben werden. Es läßt sich heute schon übersehen, daß, wie in Abb. 7 gezeigt, nach weiteren 20—25 Jahren etwa 35% des ganzen Emschergebietes gepoldert werden muß. Die heutigen

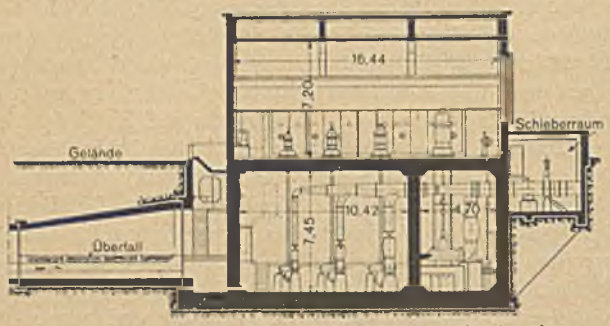


Abb. 8. Pumpwerk Hamborn-Schmidthorst. Senkrechter Längenschnitt.

bergbausicheren Pumpwerke lassen sich gegenüber früher wesentlich billiger bauen, nachdem leistungsfähige Schmutzwasserkreiselpumpen mit senkrechter Welle entwickelt worden sind, bei denen elektrische Antriebsmotoren unmittelbar auf die senkrechte Welle wirken. Wie auf Abb. 8 des Pumpwerks Schmidthorst-Hamborn zu sehen ist, können derartige Kreiselpumpen selbst mit großer Leistung dicht nebeneinander angeordnet werden. Die Pumpen stehen selbstansaugend unterhalb des Wasserspiegels, während die Motoren mit senkrechter Welle hochwasserfrei darüber angeordnet sind. Die hohen Längswände des Unterbaues gestatten mit verhältnismäßig geringen Eiseneinlagen eine bergbausichere Durchbildung des ganzen in den Untergrund versenkten Eisenbetonunterbaues, von dem dann die leichte Schale des über der Erde sichtbaren hohen Maschinensaales getragen wird. Die Abb. 9 zeigt das Innere des nach ähnlichen Grundsätzen entworfenen Abwasserpumpwerkes Schwelgern-Hamborn.

Als letztes Beispiel moderner Betonbauweise bei den Pumpwerken sei in Abb. 10 die Eisenbetondecke eines Nebenpumpwerkes der Alten Emscher gezeigt, das in drei Stockwerken übereinander angeordnet ist. Über den Pumpen und den darüber liegenden Motorenraum ist im obersten Stock die Schaltanlage

Abb. 9. Abwasserpumpwerk Hamborn-Schwelgern. Innenansicht des Motorenraumes.

untergebracht. Die Decke ist als balkenloses Schalendach ausgeführt, das neben dem Vorteil geringer Baukosten auch eine gute Raumwirkung bietet.

III. Kläranlagen.

In besonders umfangreicher und mannigfaltiger Weise hat die Genossenschaft die Eisenbetonbauweise bei der Durchbildung ihrer Kläranlagen zur Anwendung gebracht; handelt es sich dabei doch meistens bautechnisch um die Herstellung sehr großer wasserdichter Behälter, die, ohne daß sie einer ständigen Prüfung

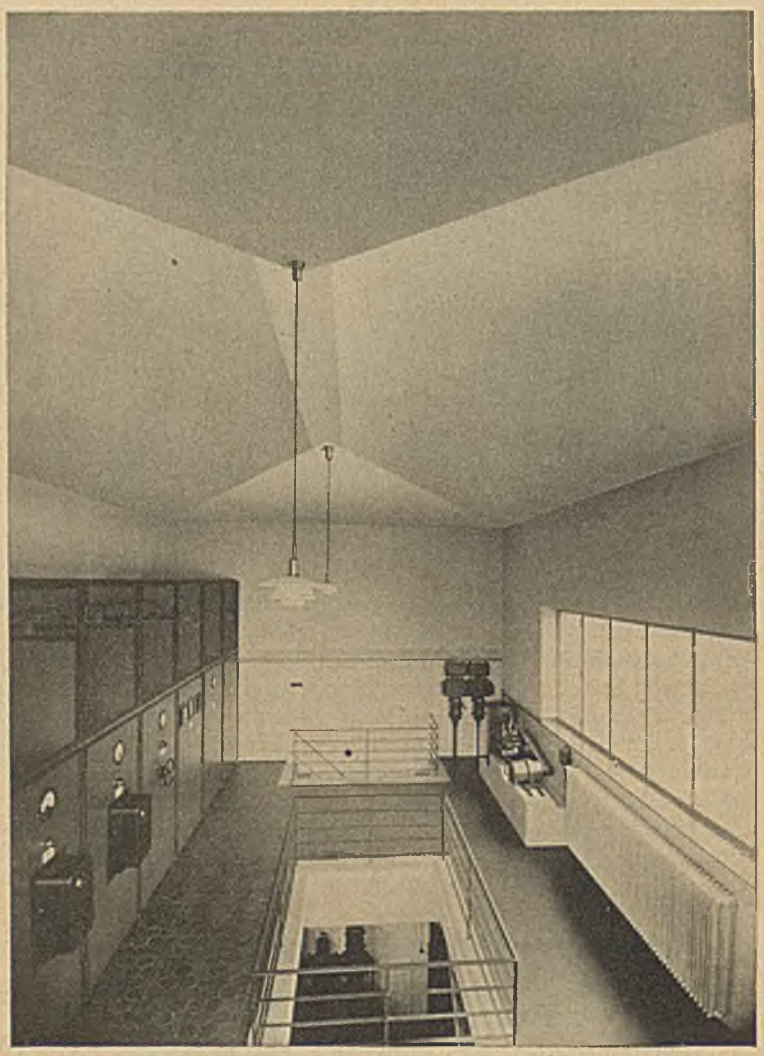


Abb. 10. Pumpwerk Hamborn Alte Emscher. Innenansicht des Nebenpumpwerkes mit Eisenbetonschalendach.

und Unterhaltung zugänglich wären, Flüssigkeiten aufnehmen müssen, die alle möglichen, die Wandungen angreifenden Stoffe enthalten können. Neben dem für die Temperaturregelung günstigen Vorteil größerer Wandstärken hat dabei der Eisenbetonbau gegenüber anderen zugfesten Baustoffen den Vorteil größter Unempfindlichkeit gegen alle in Frage kommenden chemischen Angriffe, so daß bei ihm eine Erneuerung von Schutzanstrichen kaum notwendig wird.

Abb. 11 stellt einen in Eisenbeton entworfenen Entsandungsbrunnen dar, dem das ankommende Abwasser durch ein mittleres Fallrohr zugeleitet wird. Je nach der zufließenden Wassermenge fließt dann das Abwasser in der äußersten Ringzone und bei zunehmender Wassermenge in den dann folgenden Ringzonen senkrecht wieder nach oben und verliert dabei seine schweren anorganischen Sandteile, die sich in der unteren Brunnenspitze sammeln und von dort durch eine Mammutpumpe ausgeräumt werden. Infolge verschieden hoher Lage der oberen Überfallkanten der ringförmigen Einbauten treten die verschiedenen Ringzonen mit schwankender Wassermenge selbsttätig in Betrieb.

Das in derartigen Anlagen entsandete Abwasser wird dann in Absetzbecken geleitet, in denen es mit Aufenthaltszeiten von 1—2 Stunden auch von den absetzbaren fäulnisfähigen Schlammstoffen befreit wird. Die Abb. 12 zeigt ein sehr großes im Bau befindliches kreisrundes Absetzbecken von rd. 70 m Durchmesser. Das Abwasser wird durch eine Dückerleitung mit mittleren Eisenbetonbrunnen zugeführt und fließt von ihm radial zur

äußeren Überfallrinne. Die ganze Anlage wird starken Bergsenkungen unterworfen sein, sie wird daher in zahlreiche Einzelbauteile aufgelöst, die sich ungehindert gegeneinander bewegen können.

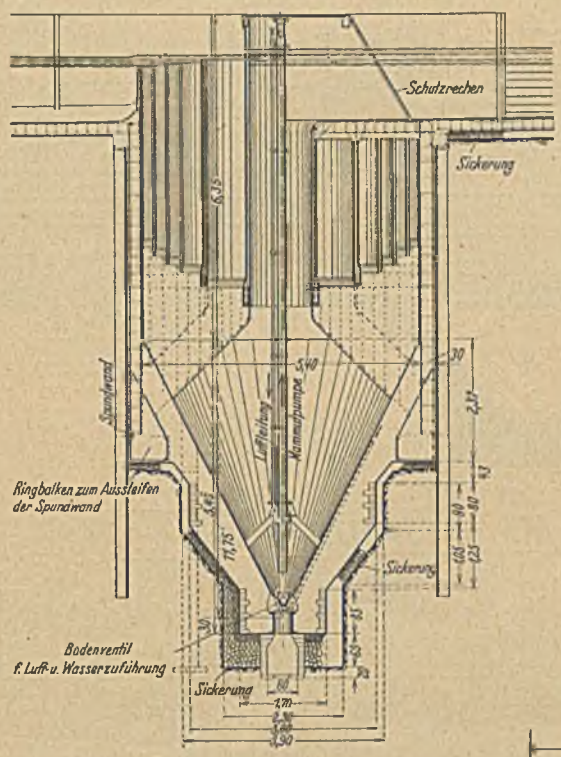


Abb. 11. Tiefsandfang der Kläranlage Essen-Nord. Senkrechter Längenschnitt.

Der abgesetzte Schlamm wird durch eine kreisende Brücke ausgeräumt.

Schlammausfaulung.

Der aus städtischem Abwasser herausgeklärte Schlamm ist stark fäulnisfähig. Er kann erst dann abgelagert oder der Landwirtschaft als Dünger zugeführt werden, wenn in ihm die fäulnisfähigen Stoffe durch Bakterienarbeit weitgehend mineralisiert worden sind. Diese Zersetzungsarbeit wird in großen Faulbehältern durchgeführt, von denen die Abb. 13 ein bemerkenswertes Beispiel zeigt. Auf der Kläranlage Essen-Nord wurden zwei Eisenbetonfaulbehälter von je 2200 m³ Inhalt in Betrieb genommen, die sowohl aus statischen wie aus betrieblichen Gründen etwa die Form einer Kugel erhalten haben. Die tiefe Lage des tragfähigen Baugrundes verlangte eine tiefe Gründung in einem Brunnen. Dies gab die Möglichkeit, ohne zusätzliche Aufwendungen die Behältersohle trotz ihres großen Durchmessers von 16 m in der Form eines einzigen steilen Trichters auszuführen, von dessen Tiefpunkt der ausgefaulte Schlamm durch eine Rohrleitung abgezogen wird. Die biologische Schlammzersetzung geht am schnellsten vor sich, wenn der Schlamm auf einer Temperatur von etwa 25 ° C gehalten wird. Der Schlamm wird daher in neueren Faulräumen stets künstlich beheizt. Man verwendet für die Beheizung meist die bei der Zersetzung entstehenden Faulgase, die einen hohen Heizwert von 6000—7000 Cal. haben. Sowohl zur Auffangung der Faulgase wie auch zur Verhinderung der Auskühlung müssen daher die Schlammfaulbehälter auf zweckmäßige Weise abgedeckt werden. Bei den Behältern in Essen-Nord ist dies, wie die Abb. zeigt, durch eine schalenförmige Eisenbetonabdeckung des Behälters geschehen. Neben dem Vorteil geringen Materialaufwandes bot diese Lösung auch den betrieblichen Vorteil, daß die schwimmenden Schlammstoffe, die aus dem fast 20 m tiefen Behälter zur Oberfläche emporsteigen, zu einer verhältnismäßig kleinen freien Oberfläche zusammengeführt und dort durch die in der Mittelachse angeordnete Mischpumpe mechanisch zertrümmert und so wieder zum Absinken gebracht werden können. Neben der Mischvorrichtung sind in der Schnittzeichnung die von der Decke aus eingehängten Heizrohrbündel zu erkennen, die zur Beseitigung von Verkrustungen von Zeit zu Zeit herausgezogen werden können, ohne daß der Behälter entleert zu werden braucht. Alle Eisenteile innerhalb des Behälters sind mit Beton ummantelt, wodurch sie zuverlässig gegen Angriffe durch den Faulschlamm geschützt sind. Abb. 14 zeigt die fertigen mit Erde eingeschütteten Behälter, deren größter Teil allerdings in der Erde steht. Zwischen dem Behälter ist das Heizhaus angeordnet, in dem der Gasheizkessel aufgestellt ist. Im Vordergrund sind die früher von der Genossenschaft bevorzugten Emscherbrunnen zu erkennen, bei denen die Faulräume tief in die Erde hineingebaut wurden, was natürlich wesentlich höhere Kosten verursachte, als die Entwicklung solch großer Räume nach oben, wie dies bei den neueren Behältern geschehen ist.

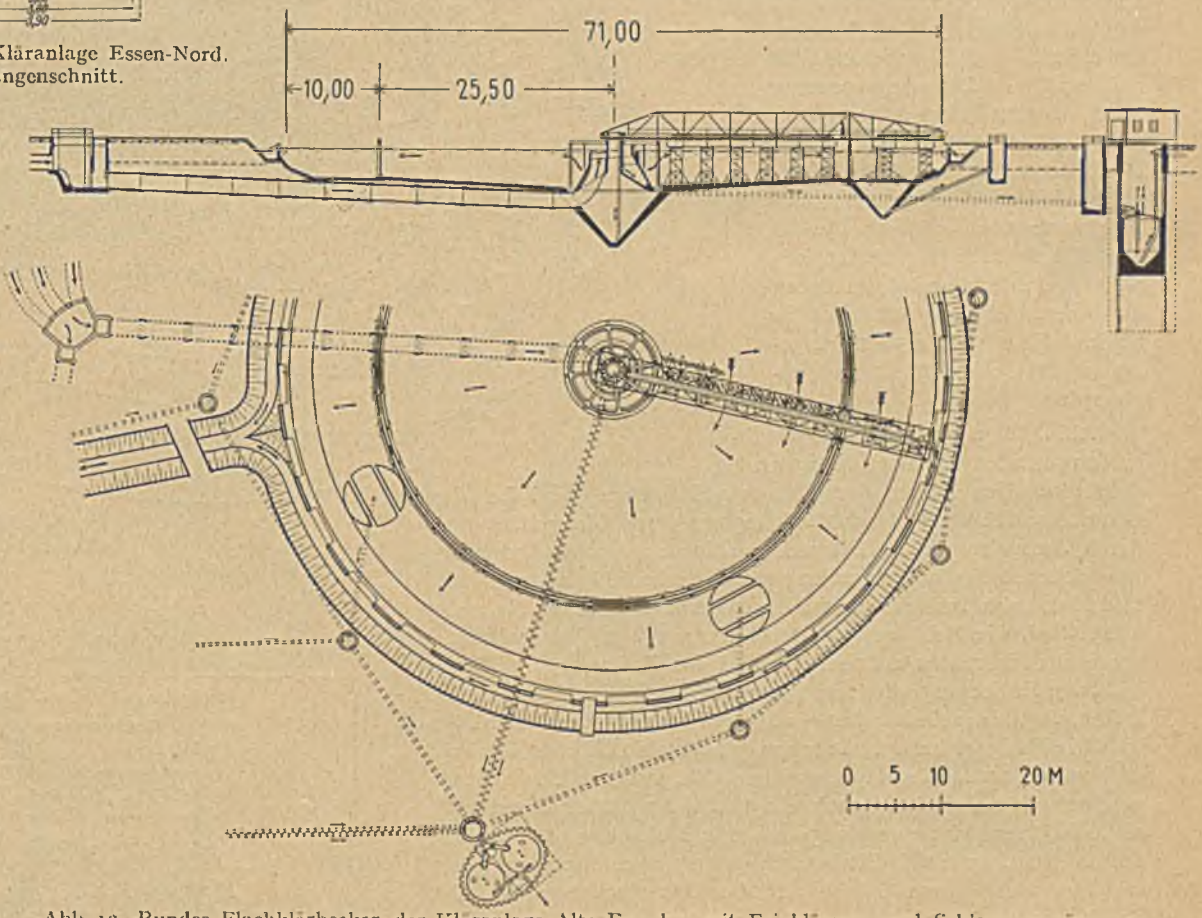


Abb. 12. Rundes Flachklärbecken der Kläranlage Alte Emscher mit Feinklärzone und Schlammausräumung durch eine kreisende Kratzerbrücke von 35 m Länge.

Die Gründung der Behälter geschah in einem kreisrunden Spundwandbrunnen von nur 10,7 m Durchmesser. Bei gefülltem Behälter entsteht an der Sohle eine Pressung von 5,2 kg/cm². Mit Rücksicht auf die Bergsenkungen wurde der Betonklotz

innerhalb des Gründungsbrunnens durch Einlegen geeigneter Bewehrungseisen für jede mögliche Beanspruchung durch die große Behälterlast biegungsfest gestaltet. Der eigentliche sich auf diesen starren Fundamentklotz stützende Kugelbehälter konnte deshalb als dünnwandige Kugelschale konstruiert werden, die nur rotations-symmetrische Belastungen erhält und frei von zusätzlichen Spannungen durch ungleichförmige Setzungen bleibt. Bei ungleichmäßigem Absinken des Bodens unter der verhältnismäßig kleinen Behältersohle steigen die Kantenpressungen sehr schnell bis auf die Verdrückungsgrenze an, die bei dem Mergelboden dieser Baustelle zu etwa 11 kg/cm² angenommen werden darf. Stärkere Schiefstellungen der über 20 m hohen Behälter sind daher nicht zu befürchten. Die große Behältertiefe erforderte am unteren Ende der senkrechten Behälterwand noch eine Wandstärke von über 1 m mit doppelter Eiseneinlage, da zur Sicherung der Wasserdichtigkeit des Eisenbetons die rechnerische Betonzugspannung nicht über 12 kg/cm hinausgehen sollte. Die Abb. 15 zeigt die Herstellung der senkrechten Wände der beiden Behälter. Der Beton wurde vom Gießturm aus zu den Mittelachsen der beiden Behälter gefördert und dann durch die innere Schalung hindurch in Schichthöhen von 1,50 m eingebracht und eingerüttelt und gestampft.

Abb. 16 zeigt einen Blick in den unteren Teil des fertigen Behälters. Das Innere der Eisenbetonfaulräume wird bei der Genossenschaft stets durch Aufbringung eines Glattputzes und durch Aufspritzen einer Bitumenemulsion wasserdicht gemacht. Alle Eisenteile im innern werden durch Betonumhüllung geschützt, so daß es nach Inbetriebnahme derartiger Faulbehälter nie mehr nötig wird, die Behälter zur Durchführung von Unterhaltungsarbeiten entleeren zu müssen. Dies ist von Bedeutung, weil eine derartige Entleerung, abgesehen von den betrieblichen Schwierigkeiten, wegen der Gefahr der Knallgasbildung nicht unbedenklich ist. Die Faulgase haben, wie schon gesagt, einen hohen Heizwert und müssen restlos abgefangen werden. Da nach den Beobachtungen der Genossenschaft auch ein gut ausgeführter Eisenbeton auf die Dauer nicht zuverlässig wasserdicht bleibt, wird meist eine dünne zwischen zwei Bitumenschichten angeordnete verlötete Bleifolie von $^3/_4$ mm Stärke auf die Betondecke gelegt. Der äußere Rand der Bleifolie taucht zum gasdichten Abschluß in eine Flüssigkeitstasche. Gegen mechanische Beschädigungen wird diese dünne Schicht durch Auflegen einer Schicht aus porösem Baustoff geschützt, die zur Wärmeisolierung der dünnwandigen Behälterdecke ohnehin nötig ist. Den obersten Abschluß bildet dann eine wasserabweisende Asphaltschicht. Auch die Außenwand der dünnwandigen Eisenbetonschale wurde, soweit sie nicht mit trockener Erde angeschüttet wurde, durch Vormauern von Bimsstein mit Außenputz wärmeisoliert.

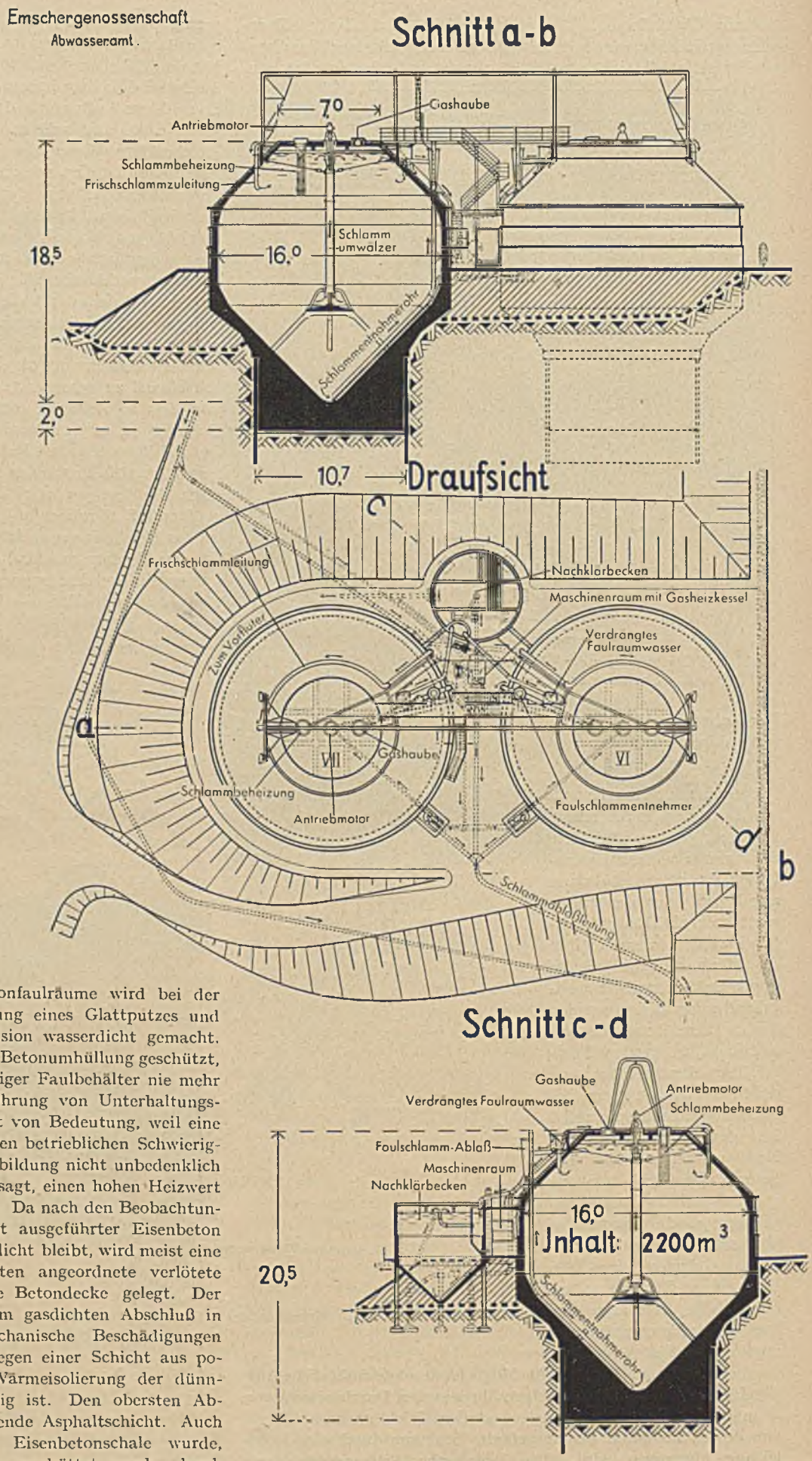


Abb. 13. Schlammfaulbehälter von je 2200 m³ Inhalt auf der Kläranlage Essen-Nord. Tiefgründung in einem eisernen Spundwandkasten.

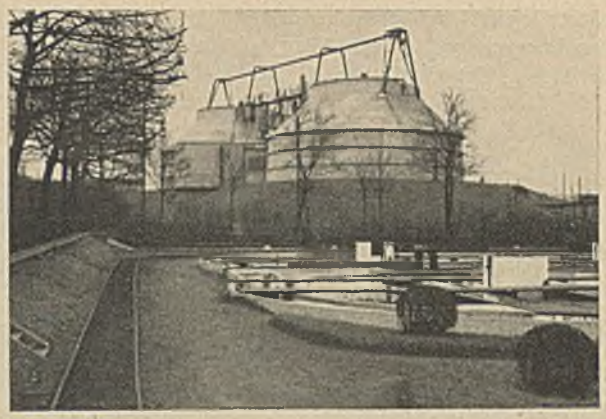


Abb. 14. Eisenbeton-Faulbehälter der Abb. 12. Ansicht der fertigen Behälter. Im Vordergrunde Emscherbrunnen der Kläranlage Essen-Nord.

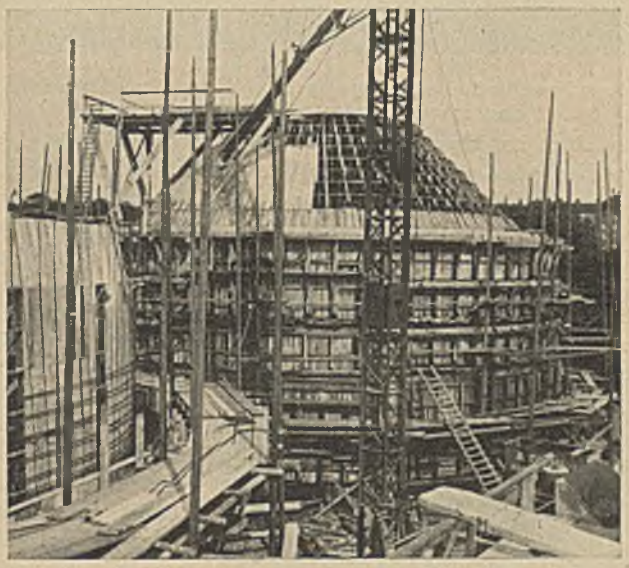


Abb. 15. Schalung der beiden Faulbehälter der Abb. 13.

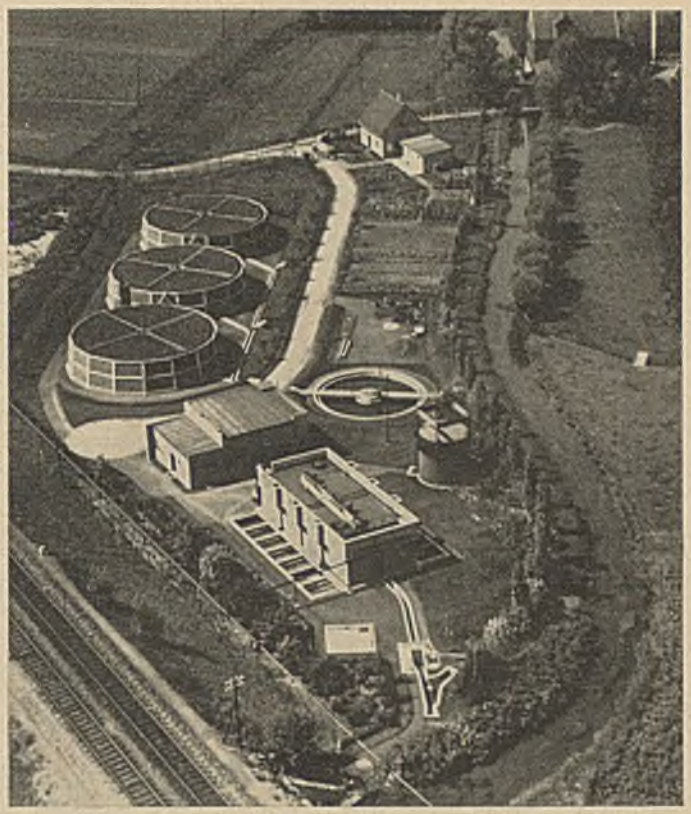


Abb. 17. Kläranlage des Lippeverbandes zur biologischen Reinigung des Abwassers der Stadt Soest (Luftbild).

Abb. 18. Längenschnitt durch die Soester Kläranlage der Abb. 17.

Abb. 16. Blick in das Innere eines Faulbehälters der Abb. 13.

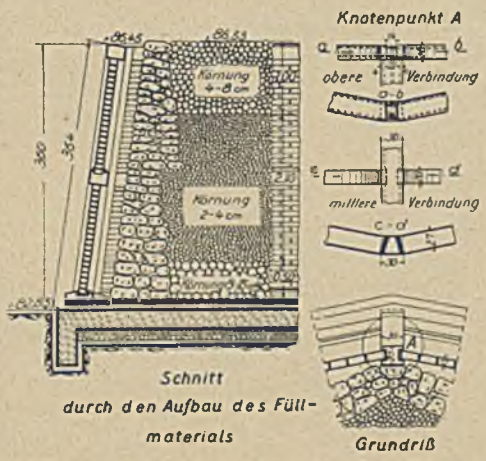


Abb. 19. Aufbau der biologischen Tropfkörper der Abb. 17. Senkrechter Längenschnitt.

Abb. 20. Aufbau der Tropfkörper nach Abb. 19.

Biologische Kläranlagen.

In vielen Fällen reicht eine nur mechanische Entschlammung des Abwassers nicht aus, um Schäden in einem kleinen Vorfluter durch das nur teilweise gereinigte Abwasser zu verhindern. Es muß dann eine durchgreifende Reinigung des Abwassers vorgenommen werden, wie sie hinsichtlich der Reinigungswirkung z. B. durch das Rieselfeldverfahren allgemein bekannt ist. Da die technischen und wirtschaftlichen Vorbedingungen für die an sich anzustrebende Reinigung auf Rieselfeldern nicht immer gegeben sind, hat man Verfahren entwickelt, bei denen die bei der natürlichen Reinigung im Boden und Wasser wirkenden biologischen Vorgänge in künstlich dafür geschaffenen Anlagen zur Wirksamkeit gebracht werden. Es sind dies in der Hauptsache die biologischen Tropfkörper und die biologischen Reinigungsbecken, in denen ein biologischer Reinigungsschlamm künstlich gezüchtet wird. Bei der Schaffung von Einrichtungen für beide Verfahren ist vielseitige Gelegenheit zur Anwendung der Eisenbetonbauweise gegeben. Die Abb. 17 zeigt das Luftbild der

von der Emschergenossenschaft für den Lippeverband gebauten biologischen Kläranlage der Stadt Soest i. W. für 25 000 Einwohner. Vor jeder biologischen Reinigung muß das Abwasser weitgehend entschlammt werden. Es geschieht dies in den beiden langgestreckten Absetzbecken, die zu beiden Seiten des hochragenden Schlammfaulraumes unten im Bild angeordnet sind. Das entschlammte Wasser wird dann durch die in dem Maschinenhaus angetriebenen Kreiselpumpen auf die kreisrunden Tropfkörper gehoben und durch über den Körpern kreisende durchlochte Rohre gleichmäßig über die Oberfläche verteilt. Die Tropfkörper sind eine 3,5 m hohe Aufschichtung von poröser Lavaschlacke, an deren Oberfläche sich während der Einarbeitungszeit zahlreiche Organismen ansiedeln, die die Reinigungsarbeit besorgen. Das zu reinigende Abwasser tropft etwa 1 Stunde lang von Brocken zu Brocken und fließt von der Sohle der Tropfkörper zu einem Nachklärbrunnen, in dem mit dem künstlich gezüchteten Belebtschlamm auch noch die letzten schädlichen Schmutzteile aus dem Wasser herausgefangen werden. Die Abb. 18 zeigt im Längenschnitt diesen Weg des Wassers. Die ganze Kraft für das Heben des Wassers und für die Erzeugung der Preßluft wird in einer im Maschinenhaus untergebrachten Gasmaschine aus den Faulgasen selbst erzeugt. Das Brockenmaterial der auf einer Eisenbetonplatte aufgebauten Tropfkörper wird durch Eisenbetonstützen und Holme zusammengehalten (s. Abb. 19). Die Eisenbetonholme und Stützen wurden in liegenden Schalungen betoniert und dann zusammengebaut. Zur Regelung der Belüftung der Tropfkörper wurden die Zwischenräume der Eisenbetonrahmen mit einem halbsteinstarken Ziegelmauerwerk ausgefüllt. Die Abb. 20 zeigt, wie das Eisenbetonskelett aufgebaut und ausgemauert wurde und wie mit einem verfahrbaren Montagekran das Tropfkörpermaterial unter gleichzeitiger Waschung in der vorgeschriebenen Schichtung eingebracht wurde. Abb. 21 zeigt noch einen Schnitt durch den 12 m tiefen Nachklärbrunnen, dessen mittlerer künstlich belüfteter Teil der biologischen Nachreinigung dient, während die obere ringförmige Klärzone zur mechanischen Abscheidung und Rückgewinnung des die Reinigung besorgenden Schlammes benutzt wird.

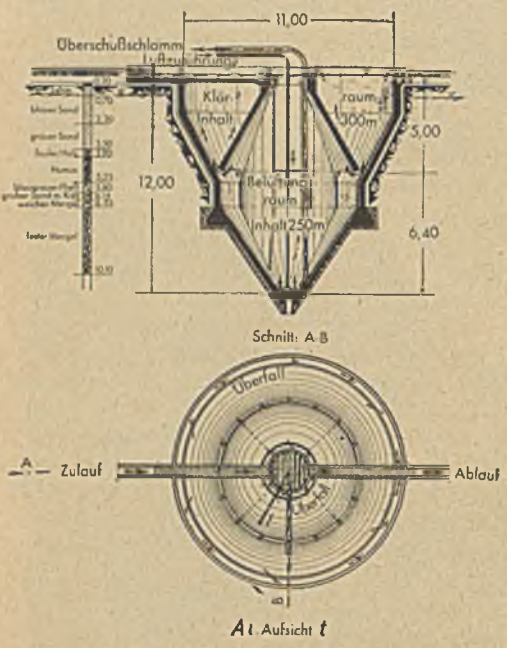


Abb. 21. Nachklärbrunnen der biologischen Reinigungsanlage auf der Kläranlage Soest (s. Abb. 17 u. 18).

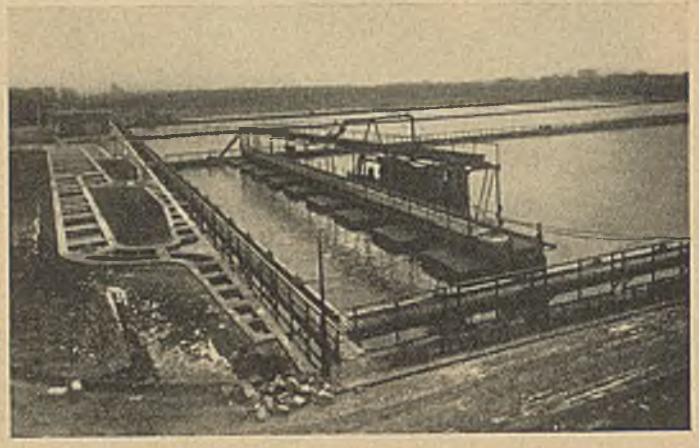


Abb. 23. Emscherflußkläranlage nach Abb. 22. Verteilungsrinnen und schwimmender Schlammbagger.

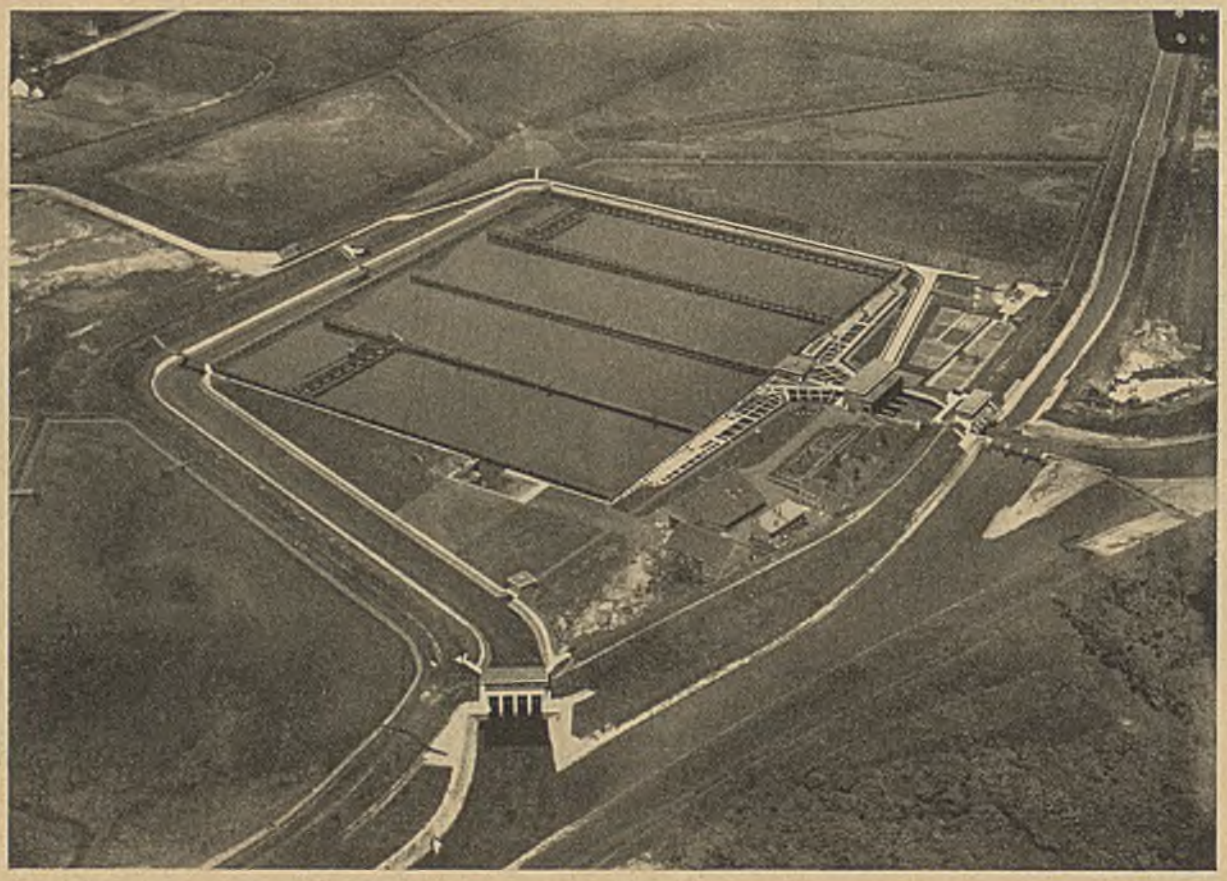


Abb. 22. Luftbild der Emscherflußkläranlage bei Essen-Karnap.

Emscherflußkläranlage.

Zum Schluß seien noch einige Abbildungen von der größten Kläranlage der Emschergenossenschaft gebracht, in der die ganze Emscher mit einer sekundlichen Wasserführung von 10 m³ mit zweistündiger Absetzzeit mechanisch nachgeklärt wird. Es ist hierzu ein Klärbecken von 200 m Breite, 160 m Länge und annähernd 4 m Tiefe erforderlich. Die Anlage mußte an einer Stelle

errichtet werden, die sehr starken ungleichmäßigen Bodensenkungen unterworfen ist. Eine Übersicht über die Anlage gibt die Luftbildaufnahme (Abb. 22). Die von rechts in den unteren Rand des Bildes hineinfließende Emscher ist an der Einmündungsstelle eines Nebenbaches, der Boye, durch ein festes Wehr abgeriegelt. Das abgelenkte Wasser durchbricht in einem Schieberhaus den Hochwasserdeich, durchfließt ein Grob- und Feinrechenhaus und wird durch ein weitverzweigtes Rinnensystem gleichmäßig über die 200 m lange Einlaufseite des großen Absetzbeckens verteilt. Nach zweistündigem Aufenthalt in diesem Becken fällt das entschlammte Wasser an der gegenüberliegenden Seite über höhenverstellbare Überfallbretter in die Ablaufrinne und fließt durch das zweite im Hochwasserdeich angeordnete Schieberhaus in das Emscherbett zurück. Der abgesetzte Abwasserschlamm kann wegen seines hohen Gehalts an Kohlenschlamm und Teer unbedenklich einige Wochen in den Absetzbecken aufgespeichert werden, er wird durch schwimmende Bagger unter Wasser abgesaugt und auf die Trockenplätze geleitet, die eine Fläche von über 100 Morgen um das Klärbecken herum in Anspruch nehmen. Das Rinnensystem und den einen der beiden Schwimmbagger zeigt im einzelnen die Abb. 23. An der 200 m langen Ablaufseite des Klärbeckens sind die Überfalltafeln an Schraubenspindeln aufgehängt, an denen sie den Bodensenkungen folgend stets wieder in die horizontale Lage gebracht werden können. Man mußte sich schon im ersten Betriebsjahre mit einer Schiefstellung der Kläranlage um 1 m abfinden, während der Wasserspiegel natürlich horizontal blieb. Die Anlage konnte diesen starken Bewegungen folgen, ohne daß sie auch nur einen Tag außer Betrieb gesetzt werden mußte. Die Querschnitte der Abb. 24 zeigen, wie dies erreicht wurde. Es wurden alle starren senkrechten Bauteile vermieden und die Einfassung des Beckens an allen vier Seiten soweit wie möglich durch ein liegendes unvergossenes Steinpflaster vorgenommen, das allen ungleichförmigen Bewegungen wie eine elastische Matte folgen kann. Die senkrechte Zulaufrinne wurde in kurze Teile zerschnitten, ihre Enden liegen auf Einzelpfeilern auf. Auch der feste Überfallrücken der Ablaufseite ist auf einzelne Pfeiler gegründet. Auf ihn setzen sich die beweglichen Überfalltafeln auf, die den Bergsenkungen folgend verstellt werden können. Überall, wo zur Bedienung der Anlage und zur Führung der Schwimmbagger senkrechte Bauteile nötig sind, wurden hölzerne Brücken geschlagen, die in ihrer Höhenlage leicht der schwankenden Geländehöhe angepaßt werden können. Die ganze Anlage wurde im Schutz einer künstlichen Grundwassersenkung hergestellt. Die sandige Sohle selbst blieb völlig unbefestigt. Das letzte Bild (Abb. 25) zeigt die Gesamtanlage noch einmal im Luftbild mit nahezu gefüllten Schlammtrockenteichen. In dieser Kläranlage werden bei guter Beschäftigung der Industrie jährlich etwa 250 000 t stichfesten Schlammes zurückgehalten, eine Menge, die in einem so dicht besiedelten Gebiet nicht auf lange Zeit hinaus aufgespeichert werden kann. Es ist beabsichtigt, den Schlamm, der in der Trockensubstanz einen Heizwert von annähernd 5000 Cal. besitzt, zur Dampferzeugung zu verbrennen. Mit dem Dampf soll ein Kraftwerk betrieben werden, in dem jährlich etwa 100 Millionen kW Strom erzeugt werden können. Es ist zu hoffen, daß auch die Wirtschaft an der Ruhr sich recht bald so lebhaft entwickeln wird, daß genügend Nachfrage für eine solche zusätzliche Stromerzeugung entstehen wird.

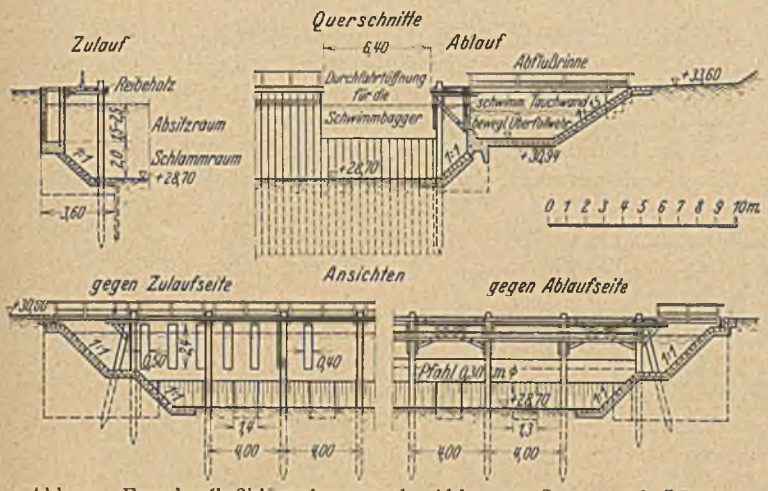


Abb. 24. Emscherflußkläranlage nach Abb. 22. Quer- und Längenschnitte durch die Absitzbecken.

Abb. 25. Emscherflußkläranlage bei Essen-Karnap. Gesamtüberblick des Absitzbeckens mit den Schlammtrockenbecken.

MASCHINENHAUS DES RHEINKRAFTWERKES ALBBRUCK—DOGERN, EINE GESCHWEISSTE KONSTRUKTION.

Von Dipl.-Ing. Zoepke, Dortmund.

Übersicht: Gesamtanordnung und Gestaltung des Stahlskelettbaus, statische Berechnung, Durchbildung der Rahmenbinder und der Kranbahn, Zusammenbau und Schweißung der Einzelteile; Montage mit Hilfe eines Portalkranes.

Im Zusammenhang mit dem großen Rheinkraftwerk Albbruck-Dogern, bei dem die Rheinisch-Westfälische Elektrizitätswerk A.-G. (R. W. E.) Hauptaktionär ist, wurde auch ein Maschinenhaus errichtet, das insofern bemerkenswert ist, als seine Stahlkonstruktion größtenteils geschweißt ausgeführt wurde.

Das Maschinenhaus, dessen Abmessungen aus der Abb. 1 hervorgehen, ist ein Stahlskelettbau mit massiven Außenwänden, die sich selbst tragen. Sie sind im unteren Teil 45 cm und oberhalb der Kranbahn 25 cm stark ausgeführt. Sämtliche horizontalen Kräfte sowie die Dachlasten, Kranbahn- und Bühnenlasten werden von der Stahlkonstruktion aufgenommen.

Zur Übertragung der Windkräfte sind die Wände mit einem Riegelwerk versehen, das bei den Stirnwänden und der unterwasserseitigen Längswand von Säule zu Säule bzw. Pfosten durchläuft, bei der oberwasserseitigen Wand dagegen durch die 12 m hohen Fenster unterbrochen ist. Die Riegel, die hier nur von Fenster zu Fenster reichen, sind mit den Säulen biegungsfest verbunden, kragen zu beiden Seiten der Säulen etwa 1,50 m aus und bilden so die Widerlager, auf die sich die Fensterkonstruktion stützt. Abgesehen von den beiden Endfeldern beträgt die Stützenentfernung 6,75 m. Die Stützen sind mit den Dachbindern zu Rahmen verbunden, die am Fuße nach beiden Richtungen eingespannt sind, mithin statisch ein 3fach unbestimmtes Gebilde darstellen. In ungefähr 11 m Höhe lagert auf den Stützen die Kranbahn auf, die als Träger auf 14 Stützen ohne Unterbrechung durch die ganze Halle läuft. Da die Lagerung so erfolgt ist, daß die Kranbahn sich in der Längsrichtung nicht auf den Stützen verschieben kann, werden die Bremskräfte aus dem Kran in der Längsrichtung nahezu gleichmäßig auf alle Stützen übertragen und die unschön wirkenden Bremsportale vermieden. Die Spannungsermittlung der eingespannten Rahmen erfolgte für folgende Belastungsfälle:

Eigengewicht, Schnee, Wind, Kranlasten, Bremskräfte, Schrägzug, Temperatur, Längsschub und Längsdehnung der Kranbahn. Die recht umfangreiche statische Berechnung wurde dadurch erschwert, daß die Rahmenstiele mit Rücksicht auf die Einbauten

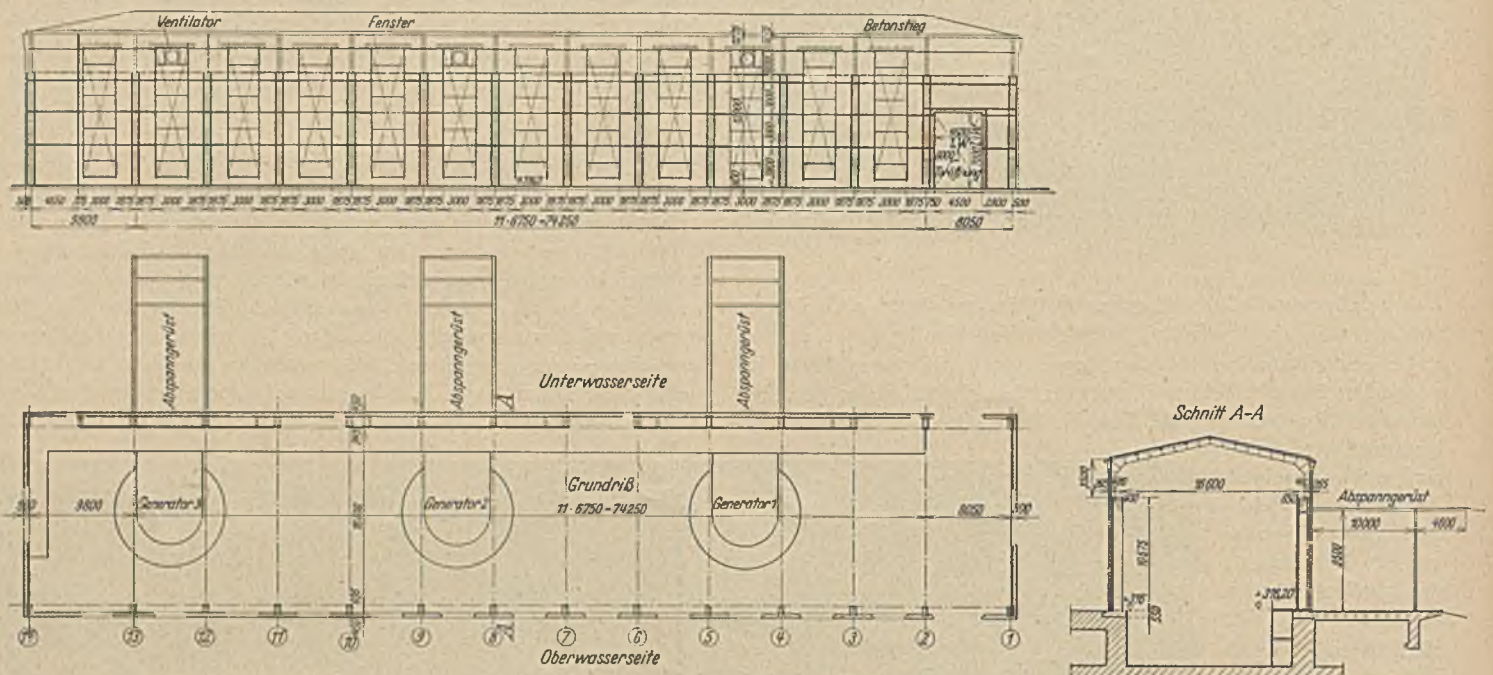


Abb. 1. Übersicht.

Abb. 2. Geschweißte Rahmenbinder und Kranbahn.

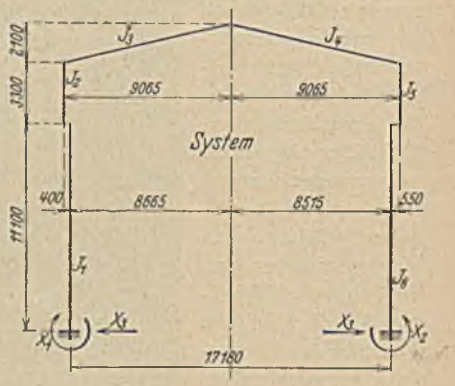


Abb. 3. Systemskizze.

an der Unterwasserseite auf beiden Seiten verschieden ausgebildet werden mußten. Um einen Maßstab für die Größenordnung der Kräfte zu haben, sei bemerkt, daß die Beanspruchung des oberwasserseitigen Rahmenstieles (Kranbahnseite) in 0,5 m Höhe über Fußplatte bei Belastung aus Eigengewicht, Kranlast, Seitenschub des Kranes und Wind zu $\sigma = 0{,}815$ t/cm² ermittelt wurde, während sich die Beanspruchung aus dem Kranbremsen zu 0,125 t/cm² und aus dem Schub infolge Längenänderung der Kranbahn zu 0,170 t/cm² ergab. Eingehend untersucht wurde die seitliche Ausweichung des Rahmens in Höhe der Auflagerung der Kranbahn infolge Belastung des oberen Rahmenriegels. Bekanntlich wird die Dacheindeckung meist erst aufgebracht, wenn die gesamte Stahlkonstruktion fertig aufgestellt und die Kranbahn ausgerichtet ist. Wird nun die seitliche Ausbiegung, die durch das Aufbringen der Dacheindeckung entsteht, beim Ausrichten nicht berücksichtigt, so erhält die Kranbahn ein falsches Spurmaß. Wenn auch die seitliche Ausbiegung bei eingespanntem Rahmen erheblich geringer ist als bei Zwei- oder gar Dreigelenkrahmen, so ist sie doch so groß, daß sie nicht vernachlässigt werden kann.

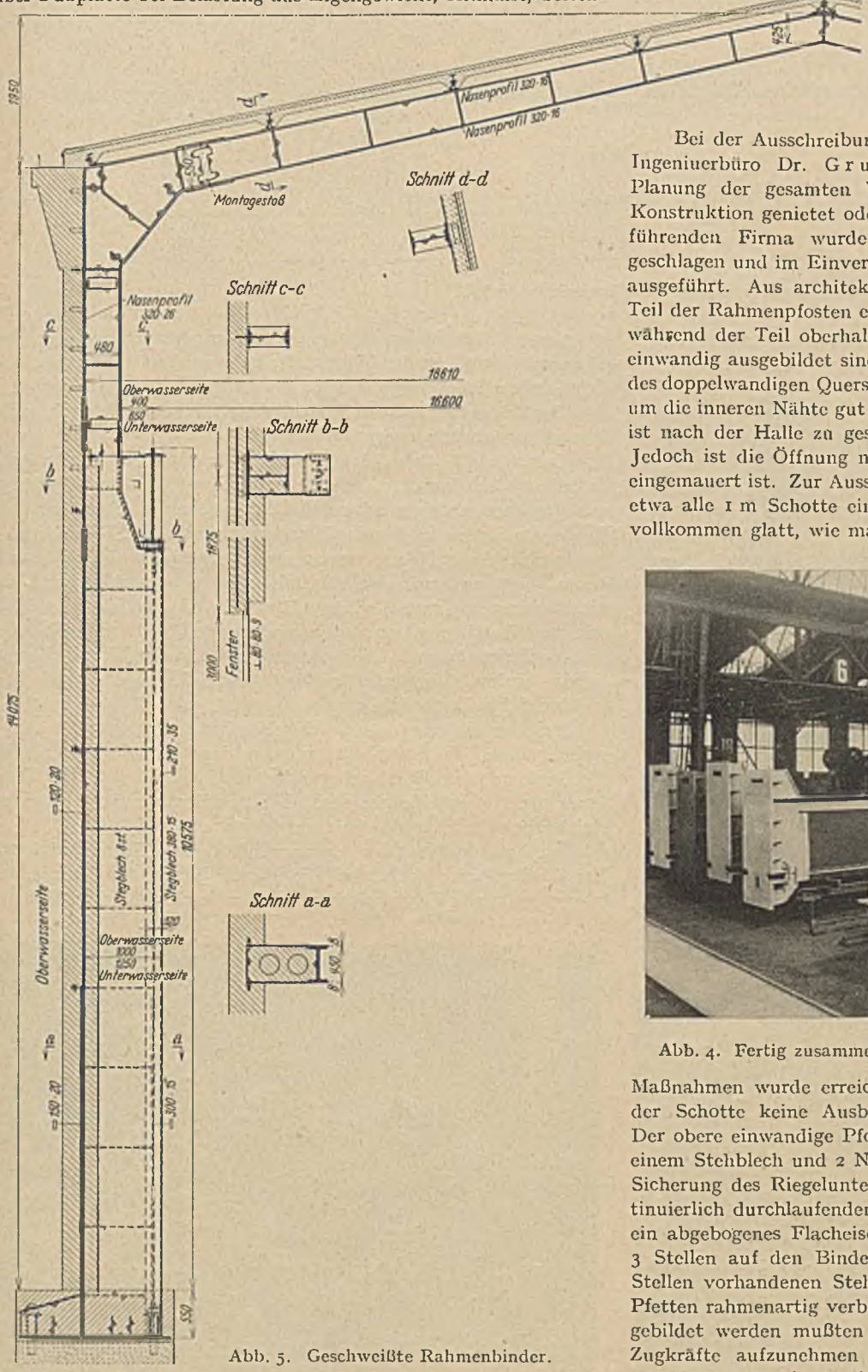


Abb. 5. Geschweißte Rahmenbinder.

Bei der Ausschreibung war es den anbietenden Firmen vom Ingenieurbüro Dr. Gruner, Basel, in dessen Händen die Planung der gesamten Wasserkraftanlage lag, freigestellt, die Konstruktion genietet oder geschweißt anzubieten. Von der ausführenden Firma wurde eine geschweißte Konstruktion vorgeschlagen und im Einvernehmen mit dem Büro Dr. Gruner auch ausgeführt. Aus architektonischen Gründen ist für den unteren Teil der Rahmenpfosten ein doppelwandiger Querschnitt gewählt, während der Teil oberhalb der Kranbahn und der Rahmenriegel einwandig ausgebildet sind. Der Abstand der beiden Wandungen des doppelwandigen Querschnitts ist auf 450 mm festgelegt worden, um die inneren Nähte gut schweißen zu können. Der Querschnitt ist nach der Halle zu geschlossen und nach der Wand zu offen. Jedoch ist die Öffnung nicht sichtbar, da die Säule etwa 20 cm eingemauert ist. Zur Aussteifung der Wandungen sind im Inneren etwa alle 1 m Schotte eingeschweißt, außen ist die Säule jedoch vollkommen glatt, wie man aus Abb. 4 ersieht. Durch besondere

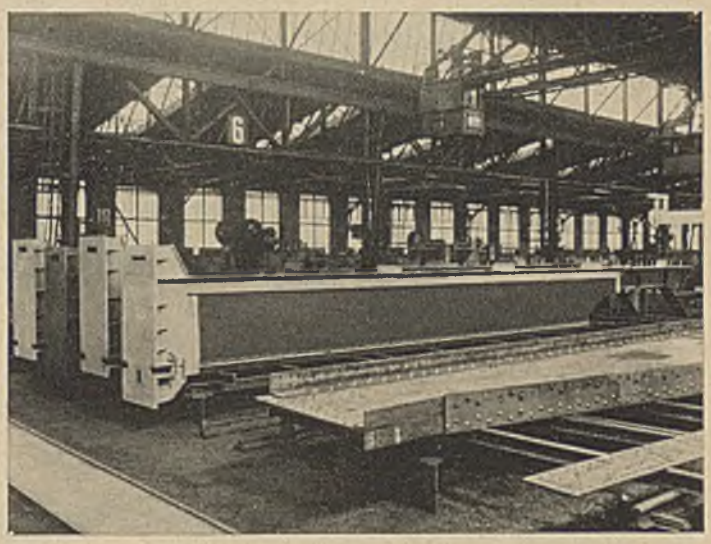


Abb. 4. Fertig zusammengeschweißte Säulen in der Werkstatt.

Maßnahmen wurde erreicht, daß sich infolge des Einschweißens der Schotte keine Ausbeulungen auf der Außenseite ergaben. Der obere einwandige Pfostenteil und der Rahmenriegel sind aus einem Stehblech und 2 Nasenlamellen zusammengeschweißt. Zur Sicherung des Riegeluntergurtes gegen Ausknicken sind die kontinuierlich durchlaufenden Pfetten, die im allgemeinen nur durch ein abgebogenes Flacheisen mit dem Binder verbunden sind, an 3 Stellen auf den Binder aufgeschweißt, so daß die an diesen Stellen vorhandenen Stehblechaussteifungen der Binder mit den Pfetten rahmenartig verbunden sind. Besonders sorgfältig durchgebildet werden mußten die Füße der Rahmen, da hier große Zugkräfte aufzunehmen waren, und der Übergang des zweiwandigen zum einwandigen Pfostenquerschnitt. An Hand von Pappmodellen wurde festgestellt, ob alle Schweißnähte gut zugänglich waren, um ein einwandfreies Schweißen zu gewährleisten.

Die Kranbahn ist, wie bereits erwähnt, kontinuierlich über sämtliche Stützen durchgeführt. Ursprünglich war in dem Endfeld über der Durchfahrt ein Gelenk vorgesehen, da geplant war, die nördlichen Endsäulen des Gebäudes auf Kies zu gründen, während die übrigen Säulen auf Fels stehen sollten. Es sollte

dadurch dem Einfluß einer Bodensenkung vorgebeugt werden. Durch Senkbrunnen sind jedoch auch die Fundamente der beiden nördl. Endsäulen auf Fels abgeteuft worden, so daß das gesamte Gebäude einheitlich auf Fels steht. Auf das Gelenk konnte demnach verzichtet werden. Mit Rücksicht auf die großen Raddrücke der beiden 150-t-Krane und die sich daraus ergebenden großen Schubkräfte ist für den 1 m hohen Blechträger ein 16 mm starkes Stehblech verwendet worden. Dadurch wurden Diagonalaussteifungen vermieden und eine bessere direkte Übertragung der Raddrücke aus der Schiene in das Stehblech gewährleistet.

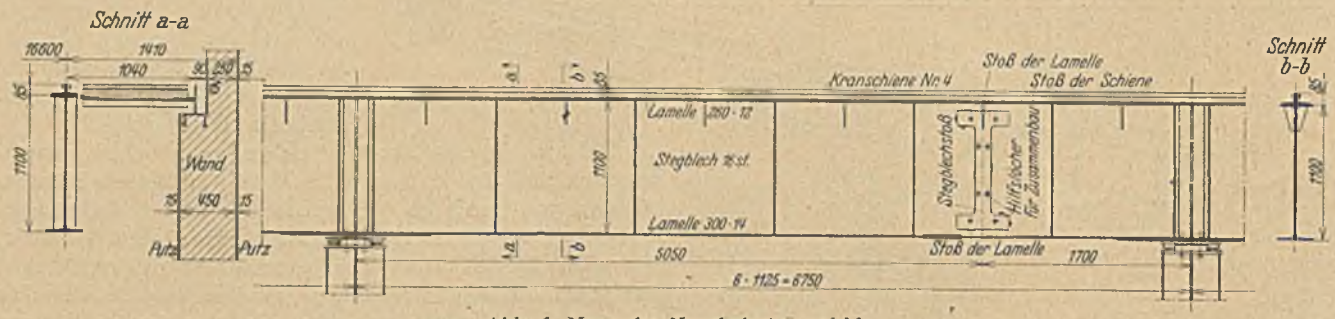


Abb. 6. Normales Kranbahnträgerfeld.

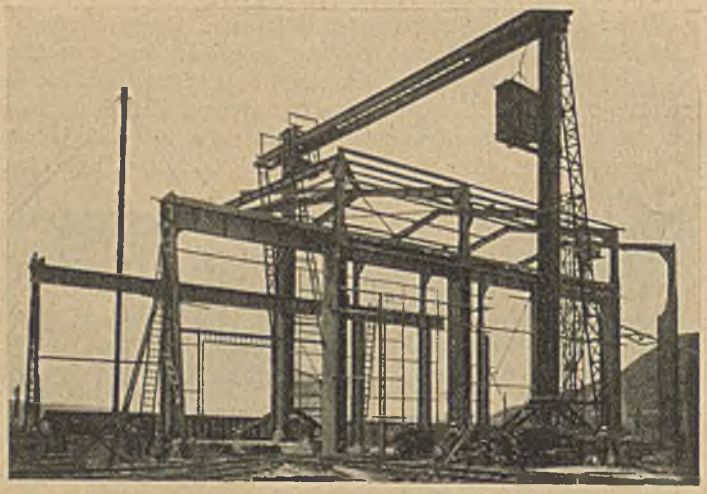


Abb. 7. Aufstellen der Stahlkonstruktion mit Hilfe des Portalkranes.

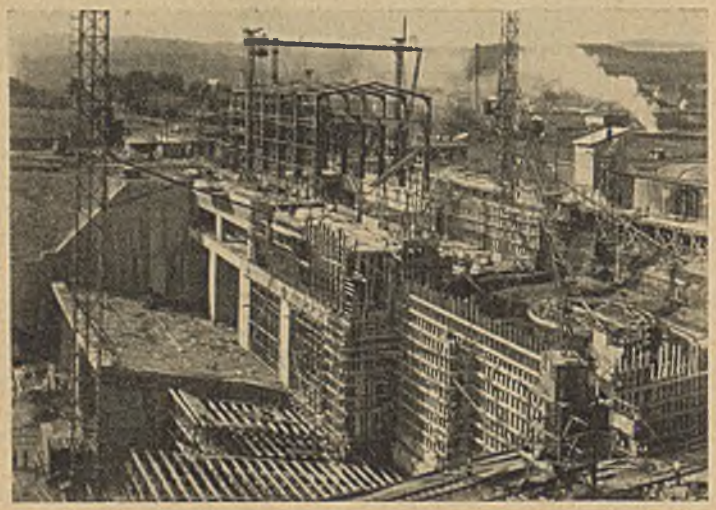


Abb. 8. Überblick über die Baustelle während des Aufstellens der Stahlkonstruktion.

Schweißkonstruktionen erfordern im allgemeinen eine viel sorgfältigere Durcharbeitung auf dem Büro als Nietkonstruktionen, weil der Konstrukteur bei Schweißkonstruktionen vielfach ganz neuartige Überlegungen anstellen muß, während er bei Nietkonstruktionen nur selten den Boden langjähriger Erfahrungen verläßt, und weil schon auf dem Büro überlegt werden muß, wie den zu erwartenden Schrumpfungen zu begegnen ist. Es müssen daher auf den Büros bereits eingehende Vorschriften für die Arbeiten in der Werkstatt ausgearbeitet werden. Im vorliegenden Falle mußte besonders sorgfältig verfahren werden, weil die Wandungen der Säulen infolge kastenförmiger Ausbildung sehr dünn waren und großer Wert auf eine glatte, möglichst buckelfreie Außenfläche gelegt wurde.

Der Zusammenbau der Säulen in der Werkstatt geschah nach folgendem Arbeitsvorgang:

Zuerst stellte man den zwischen den beiden Wandungen liegenden Breitflanschträger her und schweißte jede Wandung mit dem dazugehörigen schmalen Gurt zusammen. Dann wurden die Aussteifungen an die eine Wand geschweißt, der Breitflanschträger mit dieser Wand zusammengeheftet, die andere Wand daraufgelegt und mit den Aussteifungen verschweißt. Im Anschluß daran zog man die Längsnähte, die die Breitflanschträger mit den Wandungen verbinden, und schweißte die Bindebleche und die Fußplatte auf. Die Schrumpfungen in der Längsrichtung wurden dadurch ausgeschaltet, daß das Ablängen erst nach beendeter Schweißung erfolgte.

Bei den Rahmenriegeln schweißte man zunächst die Aussteifungen auf die Stehbleche und zog dann erst die Nähte, die die Gurte mit dem Stehblech verbinden. Die Festlegung der Entfernung der Aussteifungen geschah unter Berücksichtigung eines Erfahrungssatzes für die Schrumpfung von 0,5‰.

Ähnlich erfolgte der Zusammenbau der Kranbahnträger. Erwähnt sei hier noch, daß die Durchbildung des Kranbahnträgers nicht nach dynamischen, sondern nach statischen Grundsätzen erfolgte, da der Kran nur ein Montagekran ist und die Kranbahn nicht ständig befahren wird.

Abb. 9. Blick in die fertige Halle.

Für die Montage der Stahlkonstruktion wurde ein Portalkran von 25 m Stützweite und 21 m Höhe bei einer Tragkraft von 7 t verwandt. Um derartige Krane möglichst vielseitig verwenden

zu können, sind sie so konstruiert, daß sie sich leicht je nach der Höhe und Breite des betreffenden Baues aus einzelnen Stücken zusammensetzen lassen. Die Stützweite des Kranes war so bemessen, daß zwischen dem oberwasserseitigen Kranpfosten und der dazugehörigen Längswand des Gebäudes ein Transportgleis von 90 cm Spur verlegt werden konnte. Auf diesem Gleis wurde das Material vom Lagerplatz herangefahren und mit Hilfe des Kranes eingebaut. Der Kran bot weiterhin den Vorteil, daß er über die ganze Baustelle hinwegstreifte, so daß man auf eine Abdeckung der Baugrube verzichten konnte.

Die Durchbildung der Konstruktion erfolgte durch die Dortmunder Union Brückenbau A.-G. im Einvernehmen mit dem Ingenieurbüro Dr. Gruner, Basel, in dessen Händen, wie bereits erwähnt, die Planung der gesamten Wasserkraftanlage lag. An der Lieferung war die Eisenbau Wyhlen A.-G. mit 150 t beteiligt. Insbesondere sind die Kranbahnträger von dieser Firma geliefert. Die Schweißung des Lieferanteils der Dortmunder Union wurde durch die Gesellschaft für Elektroschweißung G. m. b. H., Dortmund, vorgenommen.

ZUR THEORIE DER ERDBEBENSICHERHEIT VON BAUWERKEN.

Von Prof. K. Sawriew, Tiflis.

Bei einem Erdbeben übertragen sich die Schwingungen der Erdkruste durch das Fundament auf das Bauwerk und verursachen schwingende Bewegungen seiner Teile. Die dabei auftretenden Beharrungskräfte bilden die Ursache der Zerstörung des Bauwerkes. Theorie und Erfahrung lehren, daß nur die waagerechten Beschleunigungen gefährlich werden können, während der geringe Einfluß der lotrechten Beschleunigung vernachlässigt werden darf. Im weiteren wird deshalb nur der Einfluß der waagerechten Schwingungen auf die Standsicherheit des Bauwerkes untersucht.

Prof. Omori hat den ersten Versuch unternommen, die beim Erdbeben entstehenden Beharrungskräfte zu bestimmen. Er nimmt an, ein Bauwerk sei ein starrer Körper, der beim Erdbeben waagerechte Beschleunigungen erhält, und kommt zum Ergebnis, daß alle Teile des Körpers ein und dieselbe Beschleunigung erhalten und folglich die Beharrungskräfte der Masse der Bauwerkteile proportional sind. Es gilt dann mit den Bezeichnungen:

τ_0 = die größte Beschleunigung im Fundament,
P = die größte Beharrungskraft eines Elementes vom Gewicht Q,
g = die Erdbeschleunigung

$$P = \frac{Q}{g} \cdot \tau_0 = \frac{\tau_0}{g} \cdot Q. \tag{1}$$

Prof. Mononobe[1] und Dr.-Ing. Briske[2] bestimmen die Beharrungskräfte in der Annahme, daß ein Bauwerk beim Erdbeben sich wie ein elastischer Körper verhält, der sich im Zustande erzwungener Schwingungen befindet. Das Ergebnis dieser Untersuchungen kann folgenderweise dargestellt werden:

$$P = \mu \cdot \frac{\tau_0}{g} \cdot Q. \tag{2}$$

wo μ — der dynamische Beiwert ist:

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{T'^2}{T^2}}. \tag{2'}$$

Hier bedeuten T die Periode der Schwingungen der Erdkruste und T′ die Periode der Eigenschwingungen des elastischen Körpers.

Besitzt der elastische Körper einen hohen Starrheitsgrad, so daß die Periode der Eigenschwingungen im Vergleich zu derjenigen des Erdbebens sehr klein ist, so wird im Grenzfalle

$$\mu = 1$$

und somit

$$P = \frac{\tau_0}{g} \cdot Q$$

d. h. die Gl. (2) geht in die Gl. (1) über.

Die Bauwerke sind mit wenigen Ausnahmen (Türme, Schornsteine) so starr, daß $\mu = 1$ angenommen werden kann, so daß auch nach der Theorie von Mononobe die Gleichung von Omori ihre Gültigkeit behält.

Die Untersuchungen des Verfassers gelegentlich eines Wettbewerbes für erdbebensichere Bauwerke im Jahre 1926, also noch vor dem Erscheinen der Arbeit von Briske, durch die die Untersuchungen von Mononobe in Transkaukasien bekannt wurden, führten jedoch zu anderen Ergebnissen und somit nachher zu Zweifeln an der Richtigkeit der Untersuchungen von Mononobe. Das eingehende Studium der Beschreibung der Versuche von Omori bestätigte diese Zweifel, da Omori seine Werte als arithmetisches Mittel aus einigen dazu noch sehr stark voneinander abweichenden Ergebnissen ableitete, während nicht der Mittelwert, sondern der größte Wert als dynamischer Faktor anzunehmen wäre. Aus den Untersuchungen von Omori ist dieser größte Wert mit rund 2 zu entnehmen.

Die erzwungenen Schwingungen bilden die Grundlage auch unserer Theorie, jedoch unter Berücksichtigung des Umstandes, daß die erzwungenen Schwingungen von Eigenschwingungen begleitet werden, die bei der Hinausdrängung eines elastischen Körpers aus der Gleichgewichtslage entstehen. Infolge innerer Widerstände klingen die Eigenschwingungen mit der Zeit ab. Verstärkt die erzwingende Ursache ihrer Wirkung nur allmählich und erreicht ihre größte Entwicklung in der Zeit, in der die Eigenschwingungen bereits keine Bedeutung mehr haben, so sind nur die erzwungenen Schwingungen zu untersuchen. Solche Verhältnisse liegen im Maschinenbau vor, dessen Untersuchungen bis zur jüngsten Zeit die Theorie der Schwingungen praktisch diente, wodurch die Entwicklung der Schwingungslehre in der Richtung von erzwungenen Schwingungen zu erklären ist. Der Fehler von Mononobe war es, diese Theorie in unveränderter Form auf die Wirkung des Erdbebens anzuwenden und die Wirkung der Eigenschwingungen zu vernachlässigen. Die Schwingungen der Fundamente (die zwingende Ursache) erreichen beim Erdbeben gewöhnlich in kurzer Zeit eine große Beschleunigung. So weist Dr.-Ing. Briske darauf hin, daß „nach Mitteilungen von Augenzeugen des japanischen Erdbebens am 1. Dezember 1923 die Zerstörung überall zur Zeit des ersten großen, starken unterirdischen Stoßes stattfand". Die erzwungenen Schwingungen erreichen also ihren gefährlichen Wert bereits dann, als die Eigenschwingungen noch nicht abgeklungen sind, so daß für die Erdbebensicherheit der Bauwerke die Zusammenwirkung von erzwungenen und Eigenschwingungen maßgebend ist.

Wir betrachten einen gewichtslosen unten eingespannten Stab mit einer Last Q an seinem oberen freien Ende (Abb. 1). Verschieben wir das obere Ende um die Entfernung A und lassen dann den Stab frei, so gerät er in Eigenschwingungen, deren Gleichung lautet:

$$f = A \cdot \cos kt.$$

Die Errechnung der Zeit t beginnt in dieser Gleichung vom Zeitpunkte, in dem die Last sich in ihrer äußersten Lage befindet. Der Beiwert k charakterisiert die Frequenz der Schwingungen; die Frequenz ist gleich

$$\frac{k}{2\pi}$$

---

[1] Prof. Mononobe: Die Schwingungen eines belasteten Bauwerkes und seine Erdbebensicherheit. Tokio 1925.

[2] Briske, K.: Die Erdbebensicherheit von Bauwerken. Berlin 1927.

Dabei ist

(3) $$k = \sqrt{\frac{g}{f_{st}}}$$

wo f_{st} die Durchbiegung des Stabendes in waagerechter Richtung unter der Wirkung der waagerechten Last Q bedeutet.

Es seien nun dem unteren Ende des sich in Ruhe befindenden Stabes harmonische Schwingungen zugefügt. Da beim Beginn der Bewegung die Geschwindigkeit dieses Punktes gleich Null ist, erhält die Gleichung seiner Schwingungen folgende Form:

(4) $$f_1 = b \cdot \cos pt.$$

Der maximale absolute Wert der Beschleunigung des Punktes ist

(4') $$\tau_0 = \max \frac{d^2 f_1}{dt^2} = b \cdot p^2.$$

Der Gesamtausschlag der Last Q (Abb. 2) ist gleich

(5) $$y = f_1 + f$$

wo f_1 die Verschiebung des Punktes in der Annahme eines starren Körpers und f die Durchbiegung des oberen Stabendes bedeuten.

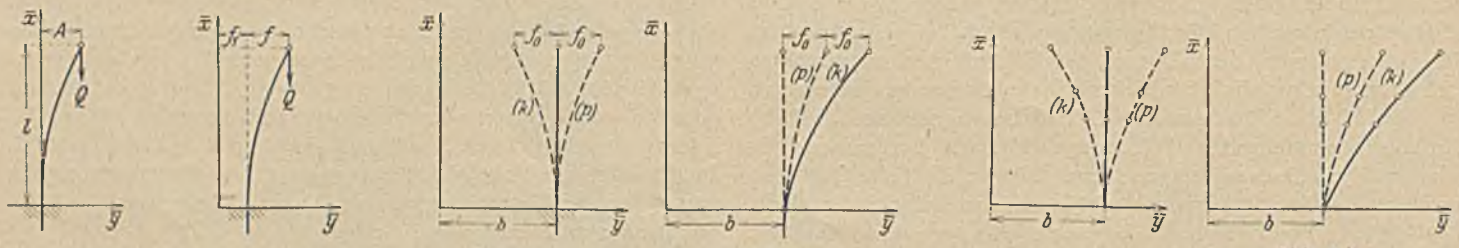


Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3 a. Abb. 3 b. Abb. 4 a. Abb. 4 b.

Führen wir die Bezeichnungen ein: f_p die Durchbiegung infolge erzwungener Schwingungen, f_k die Durchbiegung infolge Eigenschwingungen, so gilt

(6) $$f = f_p + f_k$$

(6') $$f_p = f_0 \cos pt$$

(6'') $$f_k = f_0 \cos kt$$

wo

(6''') $$f_0 = \frac{\tau_0}{k^2 - p^2}.$$

Das Gesetz der erzwungenen Schwingungen des oberen Stabendes ist dasselbe wie das der Schwingungen des unteren Endes. Die Eigenschwingungen haben ihre eigene Frequenzzahl k, die nach Gl. (3) bestimmt wird. Die maximalen Durchbiegungen infolge von erzwungenen und Eigenschwingungen sind untereinander gleich (f_0).

In der Berechnung ist die Größe der maximalen Durchbiegungen von wesentlicher Bedeutung. Aus den Gl. (6), (6') u. (6'') ersehen wir, daß der maximale Wert der Durchbiegung f bei einem Wert von t entsteht, bei dem cos pt und cos kt zu Einheiten mit entgegengesetzten Vorzeichen werden, was bei genügend weit voneinander abweichenden Größen p und k immer möglich ist. Gerade in der Praxis hat man mit solchen Fällen zu tun, da zwecks Vermeidung der Resonanzerscheinungen dem Bauwerk solche Formen und Abmessungen gegeben werden, daß die Frequenz der Eigenschwingungen wesentlich von der des Erdbebens abweicht. In diesem Falle gilt

(7) $$\max f = \max f_p + \max f_k = 2 f_0 = 2 \max f_p.$$

Die physikalische Erklärung für das Auftreten des Koeffizienten 2 in der Gl. (7) kann folgendermaßen gegeben werden: Da die erzwungenen Schwingungen f_p nach demselben Gesetze wie f_1 verlaufen, so müßte der gebogene Stab in der Anfangszeit unter dem Einflusse der erzwungenen Schwingungen allein sich in der äußersten Lage befinden, der Stab besitzt jedoch zu dieser Zeit eine geradlinige Form. Es müssen deshalb in diesem Augenblicke die Eigenschwingungen symmetrisch zu den erzwungenen in bezug auf die lotrechte Achse sein. Dann erhält man beim Summieren der Ausschläge infolge der erzwungenen und der Eigenschwingungen die geradlinige Form im Anfangsmoment (Abb. 3a). Daraus folgt, daß die maximale Durchbiegung infolge der eigenen und der erzwungenen Schwingungen untereinander gleich ist. Die erzwungenen und Eigenschwingungen verlaufen unabhängig voneinander mit verschiedenen Perioden, so daß der ungünstigste Fall eintreten kann, daß die äußerste Lage infolge der erzwungenen Schwingungen der Zeit und Richtung nach genügend nah mit der äußersten Lage infolge der Eigenschwingungen zusammenfällt (Abb. 3b). In diesem Falle beträgt die maximale Durchbiegung $2 f_0$, d. h. sie ist zweimal so groß wie die maximale Durchbiegung infolge der erzwungenen Schwingungen allein. Dasselbe Verhältnis gilt auch für die maximalen Beharrungskräfte, die diese Durchbiegungen hervorrufen.

Nach der Einführung der Gl. (6''') erhalten wir

(8) $$\max f = \frac{2 \tau_0}{k^2 - p^2}$$

und dementsprechend

$$P = \frac{\max f}{f_{st}} \cdot Q = \frac{2 \tau_0}{(k^2 - p^2) f_{st}} \cdot Q = \frac{2 \tau_0}{k^2 \left(1 - \frac{p^2}{k^2}\right) f_{st}} \cdot Q$$

oder nach Gl. (3)

(9) $$P = \frac{\tau_0}{g} \cdot \frac{2}{1 - \frac{p^2}{k^2}} \cdot Q = \mu \frac{\tau_0}{g} \cdot Q$$

(10) $$\mu = \frac{2}{1 - \frac{p^2}{k^2}}.$$

Bei der Gegenüberstellung dieser Gleichungen mit der Gl. (2) unter Berücksichtigung des Verhältnisses

$$\frac{T'^2}{T^2} = \frac{p^2}{k^2}$$

gelangen wir zum Schluß, daß die Werte der Beharrungskräfte unter Berücksichtigung der Wirkung der Eigenschwingungen zweimal größer als nach Mononobe sind. Bei unendlicher Starrheit wird

$$\mu = 2,$$

d. h. wie im vorhergehenden bei der Besprechung der Versuche von Omori bereits angedeutet, zweimal größer als nach diesem Verfasser.

Zum besseren Verständnis des Unterschiedes unserer Ableitungen und deren der japanischen Gelehrten, schreiben wir die Gl. (5) in folgender Form auf:

$$y = f_1 + f_p + f_k.$$

Dann betragen die Beschleunigungen

$$y'' = f_1'' + f_p'' + f_k''$$

(11) $$\max y'' = \max f_1'' + \max f_p'' + \max f_k''.$$

Omori nimmt alle Bauwerke als starre Körper an, d. h. er läßt die Durchbiegungen ganz außer acht, dann gilt:

$$\max y_0'' = \max f_1''. \tag{12}$$

Mononobe fügt die Wirkung der erzwungenen Schwingungen hinzu und erhält:

$$\max y_m'' = \max f_1'' + \max f_p''. \tag{13}$$

Bei unendlicher Vergrößerung der Starrheit strebt

$$\lim (\max f_p'') = \lim (f_0 p^2) = 0.$$

da $\lim f_0 = 0$ ist.

Für solche Körper gilt:

$$\max y_m'' = \max f_1'' = \tau_0 \tag{13'}$$

so daß die Ergebnisse der Theorie von Mononobe mit denjenigen von Omori übereinstimmen.

Nach unserer Theorie gilt

$$\max y_s'' = \max f_1'' + \max f_p'' + \max f_k'' \tag{14}$$

und bei unendlicher Vergrößerung der Starrheit

$$\lim (\max f_k'') = \lim (f_0 \cdot k^2)$$

d. h. wir erhalten eine Unbestimmtheit, da $k^2 = \frac{g}{f_{st}}$ unendlich groß und f_0 zu 0 wird. Wir führen den Wert f_0 nach Gl. (6''') ein und erhalten

$$\lim (\max f_k'') = \lim \left(\frac{\tau_0}{k^2 - p^2} \cdot k^2 \right) = \lim \left(\frac{\tau_0}{1 - \frac{p^2}{k^2}} \right) = \tau_0$$

olglich

$$\max y_s'' = \tau_0 + 0 + \tau_0 = 2\tau_0. \tag{14'}$$

Der Unterschied zwischen einem vollständig starren Körper und dem Grenzzustand eines elastischen Körpers, dessen Starrheit unendlich groß wird, kann auch am Beispiel der stoßweisen Belastung vorgeführt werden. Bei einer plötzlichen Wirkung einer Last P auf einen starren Körper ist der Druck auf den Körper gleich P. Bei einem elastischen Körper wird hingegen bei allen Elastizitätswerten, darunter auch beim Grenzwert unendlich groß, die Wirkung der Last auf den Körper gleich 2 P, wobei der dynamische Beiwert 2 durch die Eigenschwingungen infolge der stoßweisen Belastung im elastischen Körper bedingt ist. Die Analogie ist in diesem Falle gestattet, weil gerade die Beharrungskraft plötzlich hinzukommt (im ersten Moment ist die Beschleunigung gleich τ_0).

Das Gesetz, daß bei Erdbeben die maximalen Beharrungskräfte zweimal größer als die Kräfte nur infolge der erzwungenen Schwingungen sind, hat eine allgemeinere Bedeutung. Die mathematische Bearbeitung der komplizierteren Fälle stößt auf vorläufig unüberwindliche Schwierigkeiten, die jedoch durch folgende einfache Betrachtung zu umgehen sind:

Es sei der allgemeine Fall eines einseitig eingespannten Stabes mit Einzellasten an beliebigen Punkten zu untersuchen (Abb. 4a). Das untere Ende wird in harmonische Schwingungen nach Gl. (4) versetzt. In diesem Falle ist es leicht zu beweisen, daß die Bewegungsgleichung einer beliebigen Last wie folgt lautet:

$$y = f_1 + f$$

wo

$$f = f_p + f_k$$

Die Verschiebung des Angriffspunktes der Last setzt sich, wie für den einfachsten Fall gezeigt, aus einer Verschiebung f_1 des unteren Stabendes und der Durchbiegung zusammen. Die Durchbiegung ihrerseits setzt sich aus einer Verschiebung f_p unter Berücksichtigung der erzwungenen Schwingungen und einer Verschiebung f_k infolge der Eigenschwingungen zusammen.

Zur Bestimmung von f_p und f_k führen wir ein:

$$f_p = C \cdot \cos pt \tag{15}$$

$$f_k = \Sigma A_i \cos k_i t. \tag{16}$$

Auch hier folgen die erzwungenen Schwingungen demselben Gesetz, wie die Schwingungen f_1 des unteren Punktes. Dieser Schluß gestattet, die maximalen Durchbiegungen zu ermitteln. Falls nur die erzwungenen Schwingungen untersucht werden, wird der Stab am Anfang der Bewegung in der äußersten Lage angenommen. In Wirklichkeit muß der Stab im ersten Moment geradlinig sein, so daß die Eigenschwingungen in diesem ersten Moment einen Zustand hervorrufen müssen, der den erzwungenen Schwingungen in bezug auf die lotrechte Achse symmetrisch ist (Abb. 4b). Daraus folgt, daß die maximalen Ausschläge der erzwungenen und Eigenschwingungen untereinander gleich sind. Da die beiden Schwingungsarten unabhängig voneinander stattfinden, tritt der ungünstigste Zustand dann ein, wenn die äußerste Lage infolge der erzwungenen Schwingungen und infolge der Eigenschwingung in ein und derselben Richtung verlaufen und zeitlich am nächsten aneinanderliegen. Einem solchen Zustande entsprechen Durchbiegungen, die doppelt so groß sind als die von erzwungenen Schwingungen allein, und somit auch die doppelten Werte der Beharrungskräfte.

Für alle anderen Stabtypen gelangt man zu demselben Schluß.

Auch in einem ganz allgemeinen Falle müssen folglich die maximalen Beharrungskräfte den doppelten Kräften infolge nur den erzwungenen Schwingungen gleich sein und können also auf Grund der Untersuchungen von erzwungenen Schwingungen bestimmt werden unter Einführung des dynamischen Faktors 2. Im Falle der starren Stäbe sind die maximalen Beharrungskräfte der erzwungenen Schwingungen gleich $\frac{\tau_0}{g} Q_i$, und unter Berücksichtigung auch der Wirkung der Eigenschwingungen

$$2 \frac{\tau_0}{g} Q_i$$

d. h. zweimal größer als nach Omori.

Es sei noch bemerkt, daß diese rechnerische Vergrößerung der Beharrungskräfte keine Erhöhung der Baukosten verursacht. Im Gegenteil, bei Vorhandensein einer zuverlässigen Berechnungsgrundlage werden bei der Berechnung und Bemessung von Bauwerken zu große „Sicherheiten" vermieden, so daß sogar Ersparnisse zu erzielen sind.

DIE BRÜCKEN DER BAYER. WALD-BAHN.

Von techn. Reichsbahnoberinspektor Hugo Wittenzellner, Oberingenieur a. D. in München.

(Schluß von Seite 253.)

Aufstellung.

Da die alten Pfeiler und Widerlager der Brücke bereits zweigleisig ausgeführt waren, die Strecke jedoch nur eingleisig betrieben wird, konnten die alten Überbauten soweit auf Pfeilern und Widerlagern seitlich verschoben werden, daß für den Neubau entsprechend Platz vorhanden war. Die Verschiebung der alten Überbauten aus der ursprünglichen Betriebsachse nach der Seite hin betrug 3,9 m. Die neuen Überbauten wurden vorläufig für den Zusammenbau 0,7 m von der endgültigen Betriebsachse nach der andern Seite versetzt, um einerseits Fußweg und Geländer am alten Überbau belassen zu können und anderseits genügend Platz für das Abnieten der neuen Überbauten zwischen diesen und den alten zu behalten. Der erste Bauvorgang des Umbaues der Brücke bestand sohin in der seitlichen Verschiebung der Brücke um 3,9 m. Neben den Pfeilern und Widerlagern wurden an den alten Überbauten Hängerüstungen befestigt, auf denen die Arbeiter während des

Verschiebens stehen und die Werkzeuge und Geräte unterbringen konnten. Das Verschieben selbst wurde auf Breitflanschträgern ausgeführt, die an Stelle der Lager auf die Widerlager und Pfeilerflächen gelegt wurden. Das Auswechseln der Lager gegen die Breitflanschträger erfolgte ohne Störung des Betriebs in größeren Zugspausen. Die Überbauten wurden nacheinander an einer Stelle mittels eines eisernen Hebebockes, der die Brücke unter der obenliegenden Fahrbahn faßte, und hydraulischer Pressen angehoben, die Lager fortgenommen und dafür die Breitflanschträger eingelegt. Die Höhe der letzteren wurde durch Hartholzlagen genau den Lagerhöhen angepaßt. Die Breitflanschträger waren so lang, daß die Überbauten auf diesen später um 3,9 m verschoben werden konnten. Der Verkehr ging über die Verschubträger hinweg. Nachdem alle Lager ausgewechselt waren, konnte die Brücke seitlich verschoben werden. Gleichzeitig wurde in der dreieinhalbstündigen Zugspause das Gleis an den beiden Enden der Brücke auf die verschobene Achse hingeschwenkt. Das Verschieben selbst wurde mittels Handzahnstangenwinden ausgeführt, die flach auf den Verschubträgern lagen, mit ihrem Horn gegen die Überbauten drückten und als Widerlager kleine verschiebbare Konsolen hatten, die auf den Verschubträgern nachrückbar angeklemmt waren. Direkt vor dem Verschieben wurden zwischen Verschubträger und Lagerplatten der Überbauten kleine Stahlwalzen gelegt, um die Reibung beim Verschieben zu vermindern. Der Lagerdruck, den jede Winde zu bewältigen hatte, betrug rd. 54 Tonnen. Nachdem der Betrieb auf der verschobenen Brücke wieder aufgenommen war, wurden die Verschubträger nacheinander ausgebaut und die einzelnen Überbauten auf Hartholzstapel abgesetzt.

Die alten Überbauten mußten nach Fertigstellung der neuen verschrottet werden. Das Gerüst für den Zusammenbau der neuen Überbauten wurde daher gleich so ausgebildet, daß es auch für den Abbruch der alten benutzt werden konnte (Abbildung 16). Ebenso mußte der Montagekran, der die neue Konstruktion und die alte Brücke überspannte, dem Aufbau der neuen und dem Abbruch der alten Brücke dienen. Das in Holz ausgeführte Gerüst konnte auf liegendem Rost aufgebaut werden; nur in der Flußöffnung waren teilweise Pfähle notwendig (Abb. 17). Da die Brücke im Gefälle 1 : 99 liegt, mußten die Überbauten von einem Ende nach dem andern zu noch entsprechend der Neigung vom Gerüst aus unterklotzt werden.

Die Aufstellung der neuen Überbauten ging in der Weise vor sich, daß zunächst das Material für den Neubau mit den Bahnwagen auf dem Betriebsgleis angeliefert und in Zugspausen von dem Montagekran direkt an Ort und Stelle vom Bahnwagen abgehoben, seitlich verfahren und auf die Neubaurüstung abgesetzt wurde.

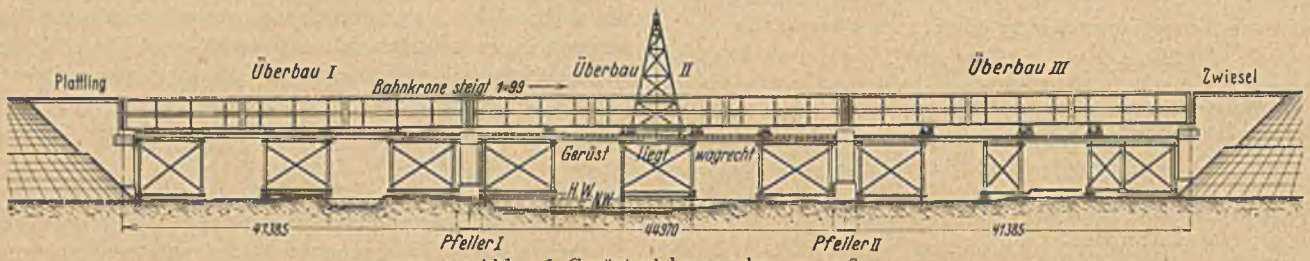


Abb. 16. Gerüstzeichnung, km 119,208.

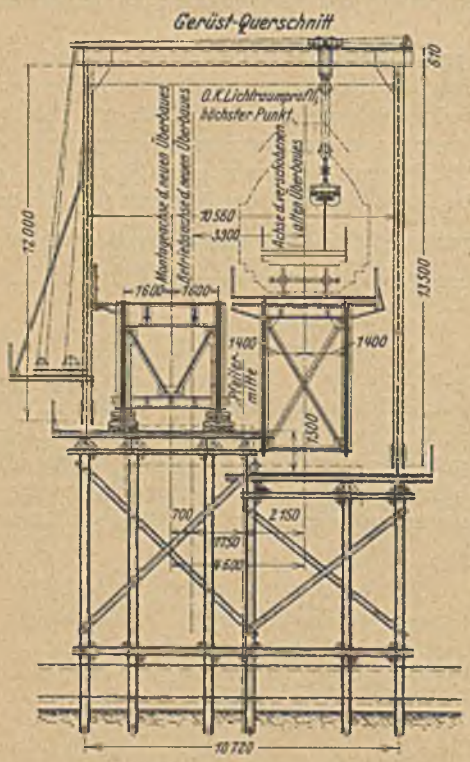


Abb. 17. Gerüst-Querschnitt, km 119,208.

Der Kran war mit elektrischer Hub- und Katzenwinde ausgerüstet, so daß das Entladen sehr schnell vonstatten ging. Die Hauptträger der neuen Überbauten bestanden aus sechs Teilen, die paarweise in senkrechter Lage zum Versand gebracht wurden, so daß sie an der Baustelle weder aufgerichtet noch geschwenkt zu werden brauchten. Um zu vermeiden, daß die Bahnwagen in verkehrter Richtung an der Baustelle ankamen, waren diese mit gut sichtbaren Richtungsmerkmalen „Seite Eisenstein" — „Seite Plattling" versehen. Auch war darauf Rücksicht genommen, die Wagen bereits von den Lieferwerken ab so einzustellen, daß sie in richtiger Lage an der Baustelle ankamen. Zunächst wurden die sechs Hauptträger-Untergurtstücke paarweise nacheinander einschließlich des Verbandes zum Versand gebracht, danach die geschlossenen Querrahmen und die Längsträgerpaare und schließlich die sechs Stück Hauptträger-Obergurtstücke wieder paarweise nacheinander. In dieser Reihenfolge wurde jeder Überbau zusammengebaut und

Abb. 18. Abladen eines Hauptträgeroberteiles, km 119,208.

Abb. 19. Montagebild, km 119,208.

für das Vernieten entsprechend verschraubt. Laufstege, Geländer und Revisionsstege folgten nach. Die einzelnen Teile der Konstruktion waren gut sichtbar an allen Anschlußstellen gezeichnet, um dem Monteur den Zusammenbau zu erleichtern und Verwechslungen zu vermeiden. Um das Abheben der Hauptträgerstücke von den Bahnwagen auf die Rüstung schnell und sicher bewerkstelligen zu können, war hierfür an dem Montagekran ein Spezialgehänge angebracht, an das die Hauptträgerstücke in waagerechter Schwebelage schnell angeschlossen werden konnten (Abb. 18). Die Längsstoßlaschen der Hauptträger waren an die unteren Hälften der Hauptträger angeschraubt, die oberen Hälften wurden in die Stoßlaschen eingeführt. Der Zusammenbau der drei Überbauten erfolgte nacheinander (Abb. 19). Nachdem der erste regelrecht verschraubt war, begann das Nieten der Hauptträger. Nach dem

Abnieten der Hauptträger mit der vorgeschriebenen Überhöhung wurden diese von den Unterklotzungen befreit und auf den Lagern freigesetzt. Danach wurde die Fahrbahn aufgerieben und abgenietet. An der Baustelle waren rd. 32 000 Niete zu schlagen. Nach dem Abnieten wurden die Überbauten um die vorerwähnten 0,7 m in die endgültige Betriebsachse eingeschoben (Abb. 20). Vorher

Abb. 20. Gesamtansicht der Montage, km 119,208.

mußte das Geländer an der Innenseite der alten Überbauten nebst den Fußwegen entfernt werden. Nach dem Aufbringen des Oberbaues auf der neuen Brücke konnte diese nach Umschwenken der Gleisenden in Betrieb genommen werden. Hierauf wurde die alte Brücke, wie vorgesehen, verschrottet und das Material in Zugspausen mit dem Montagekran, dessen Fahrbahn auf dem Gerüst bestehen blieb, resp. umgelegt wurde, verladen.

Abbruch des Montagekrans und des Restes der Rüstung bildeten die letzten Arbeiten (Abb. 21).

Abb. 21. Regenbrücke bei km 119,208 nach dem Umbau.

Gleichzeitig mit den Aufstellungsarbeiten wurden auch die Maurerarbeiten durchgeführt. Da die neuen Überbauten nicht mehr so hoch wie die alten Überbauten waren, mußten die Auflagerflächen der Widerlager und Pfeiler um rd. 1,40 m erhöht werden. Dazu war durch das Zurückverlegen der Auflagerpunkte an den Widerlagern die Erneuerung der Kammermauern notwendig, die aber wegen des schlechten baulichen Zustandes ohnedies erforderlich gewesen wäre. Außerdem ergab die Untersuchung des Mauerwerkes, daß die Fugen des Quadermauerwerkes, insbesondere der Pfeiler, sehr stark ausgewaschen und der Verband gelockert waren. Es wurden daher umfangreiche Ausbesserungsarbeiten hierfür notwendig. Die allgemeinen Maurerarbeiten wurden von der Firma Sechser & Klug in Regensburg ausgeführt; das Ausspritzen der Fugen wurde der Spezialfirma für Preßbeton August Wolfholz in Berlin übertragen. Für die Auflagerbänke wurden schwere Granitquader beschafft, zu deren Verlegung der Montagekran der Stahlbaufirma mit benutzt werden konnte. Auf diese Weise wurde das gesamte Mauerwerk in einen einwandfreien Zustand versetzt. Verbesserungsarbeiten an den Fundamenten waren nicht notwendig.

Die Vergebung aller Arbeiten erfolgte im November 1932. Nach der Planbearbeitung und der Materialanlieferung in den Werken wurde im Mai 1933 mit den Werkstättearbeiten begonnen. Von dem in den Brückenbauanstalten angelieferten St. 52-Material wurden von jeder Schmelzung nochmals Kontrollproben gemacht, die in jeder Beziehung den Vorschriften entsprachen. Anfangs Juni 1933 begannen die Gerüstarbeiten; am 26. Juni konnten die alten Überbauten verschoben werden. Anschließend folgten die Maurerarbeiten. Im August wurde mit der Aufstellung der neuen Überbauten begonnen, die bis Ende Oktober 1933 durchgeführt war. Nach Aufbringung des Oberbaues wurde am 15. November 1933 in einer dreieinhalbstündigen Zugspause der Gleisanschluß an die neuen Überbauten hergestellt und die Probebelastung vorgenommen. Als Belastung dienten zwei der schwersten auf der Strecke zugelassenen Lokomotiven (Bauart 56). Die gemessenen Einbiegungen betrugen in den Außenfeldern 18 mm, im Mittelfeld 22 mm, das sind gegenüber den errechneten Werten mit 23 mm und 30 mm rd. 75%. Die Verminderung ist teils zurückzuführen auf eine durch mehrstündige Betriebsleistung verursachte Gewichtsminderung der Belastungslokomotiven, teils auf das Zusammenwirken der Längsträger mit der oberen Gurtung infolge der Endquerscheiben. Die seitlichen Schwankungen betrugen bei 60 km/h Fahrgeschwindigkeit insgesamt 3 mm. Das Ergebnis der Probebelastung war sonach sehr befriedigend. Anschließend wurden die Überbauten dem Betrieb übergeben. Ende Dezember waren alle Arbeiten beendet.

Das Gesamtgewicht der drei Überbauten einschließlich beiderseitiger Fußwegkonstruktionen und zweier Besichtigungswagen beträgt 500 t. Hiervon sind 255 t St. 52 und 245 t St. 37 einschl. Lager. Auf 1 lfd. m Brückenlänge umgerechnet ergibt sich ein Gewicht von 4,0 t. Die Anstrichfläche beträgt 5900 m², d. s. rd. 12 m²/t. Die Gesamtkosten belaufen sich auf 308 000 RM, wovon rd. 230 000 RM. auf die Stahlbauarbeiten einschließlich Abbruch und Anstrich, 42 000 RM auf die Maurerarbeiten und der Rest mit 36 000 RM auf die sonstigen Arbeiten, Gleisumlegungen, Oberbau, Betriebsänderungen u. dgl., entfallen.

3. Die Regenbrücke bei km 123,200.

Diese Brücke liegt in der Geraden und in einer Steigung 1 : 90 gegen Eisenstein.

Die Lieferung der neuen Überbauten wurde auch hier an drei

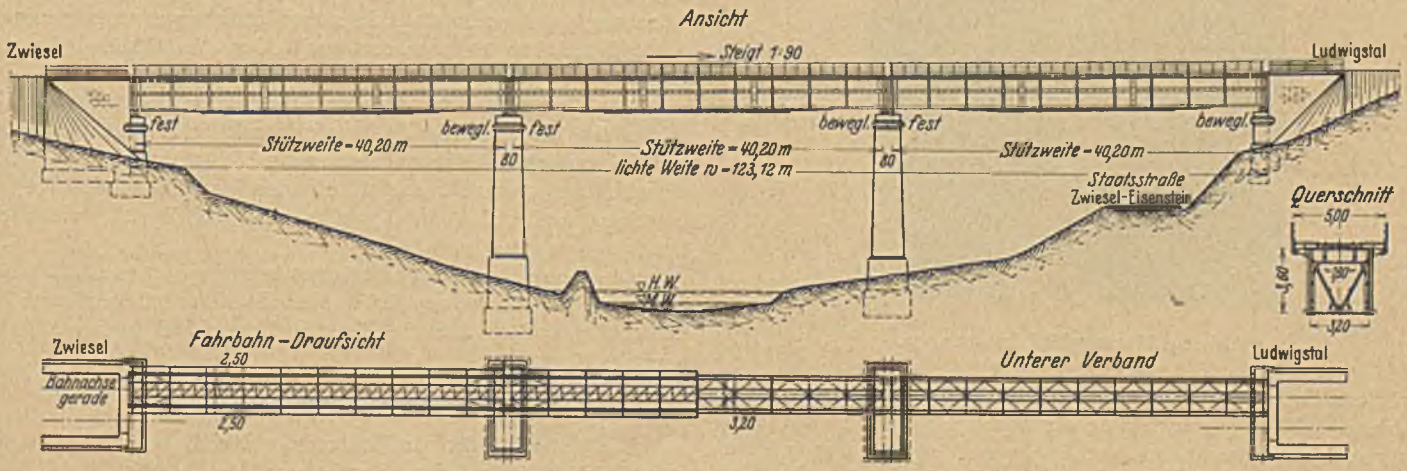


Abb. 22. Übersichtsplan der Regenbrücke bei Fällenrechen, km 123,200.

Firmen verteilt, an die Süddeutsche Eisenbaugesellschaft in Nürnberg (1. Überbau), an die MAN Werk Nürnberg (2. Überbau) und an J. W. Späth in Nürnberg (3. Überbau). Der MAN, Werk Gustavsburg, wurde die Gesamtleitung, Entwurfsbearbeitung und Aufstellung übertragen.

Die neuen Stützweiten wurden auf 3×40,20 m festgelegt (Abb. 22). Die allgemeine Anordnung entspricht der bei den kleineren Überbauten der Brücke bei km 119,208 mit 41 m St. W.

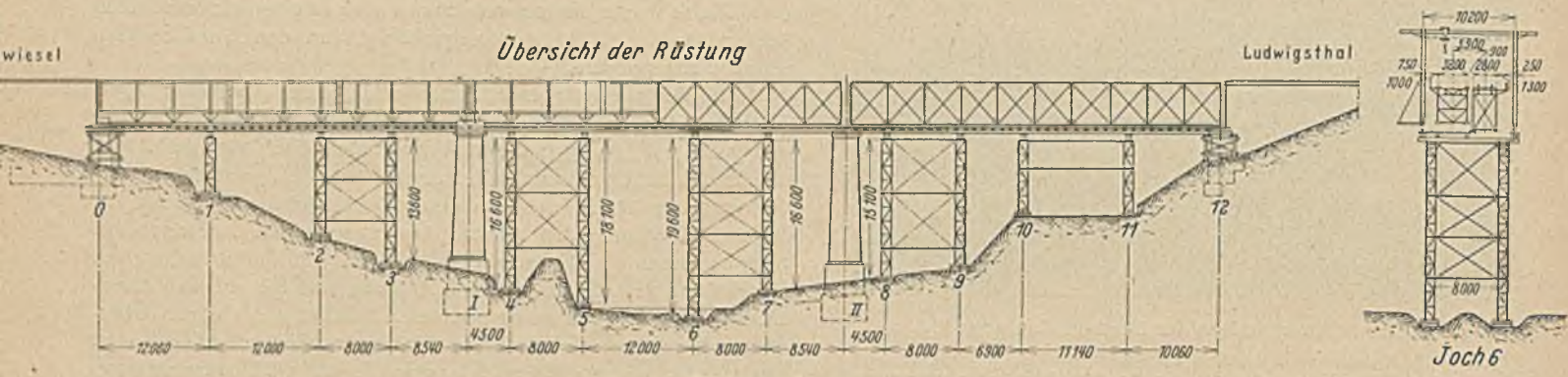


Abb. 23. Rüstungsplan, km 123,200.

Die festen Lager liegen jeweils am tieferen Ende der Überbauten, sohin auf Seite Zwiesel. Der Hauptträgerabstand mit 3,20 m, die Wandblechhöhe mit 3,60 m $= \frac{1}{11}$ l, die Einfügung von Endquerscheiben und die Aussteifung des Wandbleches mit waagerechten und senkrechten Konstruktionsteilen wurde in gleicher Weise wie bei km 119,208 durchgeführt, ebenso die Ausgestaltung der Fahrbahn mit Abdeckung und der Besichtigungswagen. Auch bei diesen Überbauten wurden stärkere Niete verwendet. Die größte Nietlänge beträgt hier 96 mm, sohin bei einem Durchmesser von 26 mm nur 3,7 d.

Die Aufstellung der Überbauten geschah in ähnlicher Weise wie bei km 119,208. Die alten Überbauten wurden zunächst in einer Zugspause angehoben, auf Verschubwagen abgesetzt und um 3,90 m seitlich verschoben. Nunmehr war es möglich, die neuen Überbauten gleich in ihrer endgültigen Lage zu montieren. Da die Überbauten sehr hoch über dem Talgrund liegen, ergab sich eine Gerüsthöhe bis zu 20 m. Die MAN brachte daher hier ihre stählernen Fachwerkrüstpfeiler zur Anwendung (Abb. 23). Der auf der

Abb. 24. Montagebild, km 123,200.

Arbeitsbühne laufende Montagekran überspannte beide Überbauten (Abb. 24). Nach Fertigstellung der neuen Überbauten wurde die Fahrbahn aufgebracht, in einer Zugspause der Gleisanschluß hergestellt und die Probebelastung, deren Ergebnis mit 16 mm gemessener Einbiegung gegen 21 mm ein sehr gutes war, durchgeführt. Nach Abbruch der alten Überbauten konnte auch das Gerüst beseitigt werden.

Auch bei dieser Brücke waren umfangreiche Mauerwerksarbeiten notwendig. Die Auflagerbänke mußten wegen der geringeren Bauhöhe um 0,85 m aufgebaut werden, wozu Granitquader verwendet wurden. Auch eine Erneuerung der Kammermauern war notwendig, insbesondere mußte aber auch hier wieder ein ordentlicher Verband des Quadermauerwerks der Pfeiler durch Ausspritzen der Fugen mit Zementmörtel und Neuverfugen hergestellt werden. Die allgemeinen Maurerarbeiten wurden von der Firma Beton- & Monierbau A.-G. in München, das Ausspritzen der

Abb. 25. Regenbrücke bei km 123,200 nach dem Umbau.

Fugen wie bei km 119,208 von der Firma August Wolfholz, Preßbeton, in Berlin ausgeführt.

Die Vergebung der Arbeiten geschah im November 1932. Im April 1933 konnte die Werkstättearbeit beginnen. In der Nacht vom 13. auf 14. Mai wurden die alten Überbauten verschoben. Im Juli 1933 begannen die Aufstellungsarbeiten, die bis Ende Oktober 1933 dauerten. Am 14. November wurde anschließend an die Probebelastung der Betrieb über die neuen Überbauten aufgenommen. Ende Dezember 1933 waren auch hier die Arbeiten beendet (Abb. 25).

Das Gesamtgewicht der drei Überbauten beträgt 470 t einschließlich beiderseitiger Fußwegkonstruktionen und zweier Besichtigungswagen; hiervon sind 290 t St. 52 und 180 t St. 37 einschl. Lagermaterial. Auf 1 laufenden Meter Brückenlänge umgerechnet ergibt sich ein Gewicht von 3,9 t. Die Anstrichfläche beträgt 5600 m² = 12 m²/t.

Die Gesamtkosten des Umbaues betrugen 311 000 RM. Hiervon entfallen rd. 220 000 RM auf die Stahlbauarbeiten samt Anstrich, 60 000 RM auf die Maurerarbeiten und 31 000 RM auf sonstige Kosten.

Sonstiges.

Die Entwürfe für den Umbau der drei Brücken wurden von der Reichsbahndirektion Regensburg im Benehmen mit dem

Zentralbauamt bei der Gruppenverwaltung Bayern aufgestellt. Diesem oblag auch die Prüfung der Pläne und Berechnungen. Die Gesamtleitung der Überbauten lag in den Händen der Reichsbahndirektion Regensburg, die örtliche Bauleitung beim Betriebsamt Plattling.

Die gesamten Arbeiten wurden von den beteiligten Firmen in einwandfreier Weise und ohne jeden wesentlichen Unfall durchgeführt. Damit ist nun der Anfang gemacht zu einer gründlichen Verbesserung der Tragfähigkeit der Brücken auf der Linie Plattling—Eisenstein. Die Durchführung der weiteren Umbauten hängt davon ab, in welchem Maße Mittel hierfür freigemacht werden können. Mit Rücksicht auf die ungehinderte Durchführung des Bahnbetriebes ist zu hoffen, daß in Bälde auch noch die übrigen notwendigen Umbauarbeiten zur Ausführung gelangen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Eisenbetonbrücke über die Loire bei Fourneau.

Eine im Jahre 1836 erbaute Hängebrücke mit zwei Öffnungen von je 85 m Spannweite war im Jahre 1846 durch ein Katastrophenhochwasser zerstört worden, wobei ein Pfeiler 6 m tief unterspült wurde. Die im Jahre 1849 erbaute neue Hängebrücke mit Öffnungen von 2 × 115 m mußte im Laufe der Jahre wiederholt Ausbesserungen unterzogen werden, und als im Jahre 1918 infolge Verkehrsüberlastung einige Hängestangen brachen, trat man dem Gedanken näher, die Hängebrücke durch eine Stein- oder Eisenbetonbrücke zu ersetzen. Aber erst im Jahre 1925 beschloß man, einen Entwurf für eine Eisenbetonbrücke aufzustellen.

Der Bau einer neuen Brücke aus Eisenbeton (Abb. 1) wurde dann in den Jahren 1930/1932 durchgeführt, worauf die alte Hängebrücke abgebrochen wurde. Die angestellten Bohrungen ergaben, daß im Bett

Abb. 1. Ansicht der Brücke.

der Loire zunächst 2 m Sand angetroffen wurden, dann sandiger Ton in wechselnder Stärke von 1,50—3,70 m, darunter feiner Sand und in 12 m Tiefe blauer Mergel. Man entschloß sich, die Gründung der Widerlager und Pfeiler bis auf den blauen Mergel hinabzuführen, da sich die obere Tonbank als nicht stark genug erwies.

Die Brücke weist fünf Bogenöffnungen auf von 44 m, 47 m und 50 m Spannweite. Die neue Brücke hat eine Fahrbahnbreite von 6 m und zwei Fußwege von je 1 m Breite (vgl. Abb. 2). Die einzelnen Bogen-

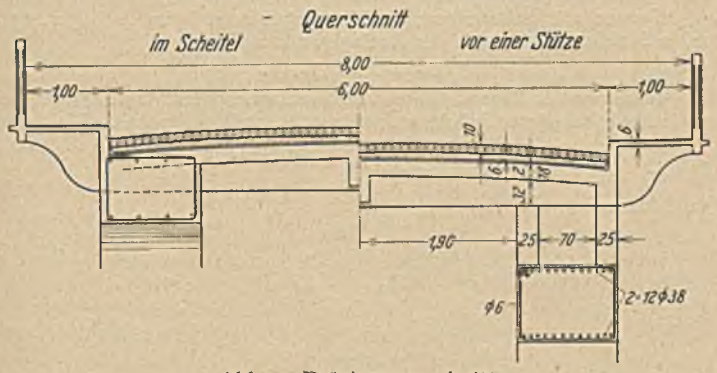


Abb. 2. Brückenquerschnitt.

öffnungen sind jeweils in zwei Rippen von 1,20 m Breite und 5,0 m Achsabstand aufgelöst. Die Bogenstärke beträgt 80—90 cm im Scheitel und 90—110 cm an den Kämpfern, der Gewölbestich 1 : 6,5 bis 1 : 6. Man entschloß sich zur Ausbildung der Bogenrippen als Zweigelenkbogen, da Vergleichsrechnungen mit eingespannten Bogen eine sechsmal größere Beanspruchung infolge Temperaturänderungen ergeben hatten. Die Gelenke sind als Stahlgußgelenke ausgeführt, nachdem sich die Gelenkausbildung in Eisenbeton nach Freyssinet und Mesnager als weniger geeignet für den vorliegenden Fall erwiesen hatte. Die 18 cm starke Fahrbahnplatte ist teilweise eingespannt in die Längs- und Querträger und für eine Stoßziffer 1,37 berechnet. Die drei Längsträger unter der Fahrbahnplatte sind zur alleinigen Aufnahme der Fahrbahndeckenkräfte berechnet. Die Querträger ruhen jeweils auf Doppelpfosten über den Bogenrippen und sind einmal als durchlaufend über vier Stützen, das andere Mal als voneinander unabhängige teilweise eingespannte Balken berechnet.

Der Eisenbeton für die Bogenrippen und die Fahrbahn hat ein Mischungsverhältnis von 400 kg Zement, 600 l Sand und 600 l Kies je Kubikmeter Beton; die festgestellten Druckfestigkeiten betrugen 164, 216 und 234 kg/cm² nach 7 bzw. 28 und 90 Tagen. Bei einer Eisenbetonmenge von 1232 m³ beträgt der Aufwand pro m² bedeckte Fläche 0,612 m³ Eisenbeton und 81,5 kg Eisen; der Eisenbedarf stellte sich auf 132 kg/m³ für die Bogen und 138 kg/m³ für die Fahrbahn, der Aufwand an Schalung auf 5,22 m²/m³ Beton. Für die Einrüstung der Bogenrippen wurden drei eiserne Lehrbogen mit einem Gewicht von 280 kg/lfm verwendet.

Die Pfeiler und Widerlager sind mittels Druckluft gegründet. Während die Senkkästen der beiden Widerlager und von drei Pfeilern unmittelbar vom Lande aus bzw. Anschüttungen aus abgelassen werden konnten, war für die Gründung des Flußpfeilers die Herstellung eines Gerüstes und die Aufhängung des Senkkastens an Spindeln notwendig. Der mittlere Absenkungsfortschritt betrug 0,186 bis 0,232 m/Tag bei den Widerlagern und 0,312 m/Tag bei den Pfeilern und die Aushubleistung gegen 30 m³/Tag bei drei Schichten zu je acht Stunden bei einem Aufwand von sieben Arbeitsstunden/m³.

Die Kosten des gesamten Bauwerkes beliefen sich auf 5 600 000 Frs., wovon allein 3 790 000 Frs. auf die Gründung der Pfeiler und Widerlager entfallen, während die Kosten für die Bogen einschließlich Fahrbahn 1 430 000 Frs. betragen und die Kosten für die Rampen 380 000 Frs. Die Kosten der weitgehend aufgelösten Bogenkonstruktion können als besonders wirtschaftlich angesprochen werden mit einem Aufwand von 720 Frs/m². (Nach Annales des Ponts et Chaussées [1933] Heft V.)

W. Lydtin.

Der Straßentunnel unter dem Mersey in Liverpool.

Liverpool, auf dem rechten Ufer des Mersey, ist von seinen Vororten auf dem gegenüberliegenden Ufer durch den an der schmalsten Stelle etwa 1200 m breiten Fluß getrennt. Schon seit 1700 besteht hier ein Fährverkehr, der heute mit zwei Dampfern und einer Anzahl von Fähren für Wagen bedient wird. Seit den achtziger Jahren des vorigen Jahrhunderts wird der Fluß ferner durch die Mersey-Eisenbahn untertunnelt. Der zunehmende Fahrverkehr verlangte schon seit Jahren eine fahrbare Verbindung der beiden Ufer, hat sich doch die Zahl der Fahrzeuge, die den Fluß überschreiten, von 1929—1933 von 0,75 Mio auf 1,55 Mio vermehrt. Im Jahre 1922 schon war ein Ausschuß eingesetzt worden, der die Frage erörtern sollte, ob der Fluß überbrückt oder untertunnelt werden soll; Rücksicht auf die Schiffahrt entschied die Frage zugunsten eines Tunnels. Im Jahre 1925 wurde mit dem Bau begonnen.

Die Tunnelanlage unter dem Mersey hat sowohl auf Liverpooler Seite wie auch in dem gegenüberliegenden Birkenhead außer dem Haupttunnel noch einen Zweig nach den beiderseitigen Hafengegenden. Der Hauptstraßenzug durch den Tunnel ist 3428 m lang; die beiden Zweigtunnel bringen die befestigte Straßenfläche auf eine Länge von 4629 m. Die steilste Neigung der Tunnelrampen ist 1 : 30; der größte Teil des Tunnels liegt in einer Neigung von 1 : 300 (vgl. Abb. 1). Die beiderseitigen Kaimauern haben an der Tunnelbaustelle eine Entfernung von 1152 m. Der Bau des Tunnels wurde von zwei Schächten vorgetrieben, die 1586 m voneinander entfernt sind. Der tiefste Punkt der Tunnelsohle liegt 52 m unter Hochwasser. Die größte Überdeckung im anstehenden Fels ist 6,1 m, die kleinste 1,05 m. Über dem Fels liegt eine 1,5—3 m dicke Tonschicht und darüber Kies.

Unter Wasser hat der Tunnel 13,4 m Innendurchmesser (vgl. Abb. 2a); er übertrifft damit den bekannten Holland-Tunnel unter dem Hudson-Fluß in New York mit seinen 9 m noch um ein erhebliches. Auf den seitlichen Strecken (vgl. Abb. 2b) ist der Tunnel im oberen Teil ungefähr halbkreisförmig im Querschnitt mit einem Sohlengewölbe von 2,3 m Stich. Die Zweigtunnel haben einen überhöhten Querschnitt, dessen oberer Teil ein Gewölbe mit 4,05 m Halbmesser ist (Abb. 3).

Die Straße ist im Haupttunnel zwischen den beiderseitigen Bordkanten 11 m breit, bietet also Raum für je zwei Fahrzeuge nebeneinander in jeder Richtung. Bei einem Abstand der Wagen von 30 m und einer

Fahrgeschwindigkeit von 30 km in der Stunde soll der Tunnel in der Stunde 4150 Wagen aufnehmen können. Die Zweigtunnel haben eine 5,8 m breite Fahrbahn. Die beiderseitigen erhöhten Fußwege sollen zum Begehen für die Aufsicht im Tunnel dienen, Fußgängerverkehr soll aber nicht zugelassen werden.

Die beiden schon erwähnten Schächte am Ufer sind etwa 60 m tief

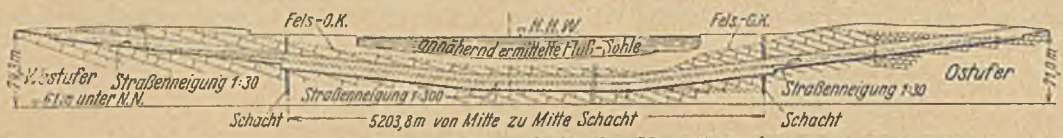


Abb. 1. Längsschnitt des Haupttunnels.

und haben einen Durchmesser von 6,45 m. In halber Höhe wurde ein First- und ein Sohlstollen vorgetrieben, und vom Boden des einen Schachts ein Entwässerungsstollen. Am 3. April 1928 stießen die Firststollen in der Mitte zusammen, und zwar mit einer Abweichung ihrer Achsen von kaum 1,5 m, während die Länge bis auf 2,5 cm mit der berechneten übereinstimmte. Beim Sohlstollen war nur die Abweichung in der Höhe etwas größer.

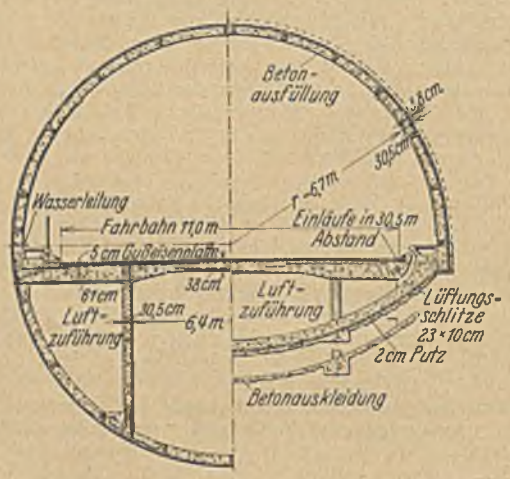


Abb. 2a. Querschnitt unter dem Flußbett.

Abb. 2b. Querschnitt außerhalb des Flußbettes.

Der unter Wasser liegende Teil des Tunnels ist mit Gußeisen ausgekleidet. Die Auskleidung wurde in Stücken von 1 t Gewicht angeliefert, die mit Hilfe eines Krans mit Druckluftantrieb versetzt wurden. Alle Stoßflächen waren sauber bearbeitet, die Fugen wurden mit Blei gedichtet. Der Raum hinter der Auskleidung wurde mit Steinen ausgepackt, und dann wurde dünnflüssiger Mörtel eingepreßt. Schließlich wurde die innere Betonverkleidung aufgebracht.

Abb. 3. Querschnitt des Zweigtunnels.

In dem Unterwassertunnel wird die Fahrbahn von einer 45 cm unterhalb des waagerechten Durchmessers liegenden Eisenbetonplatte getragen, deren Stärke von 38 cm in der Mitte auf 61 cm an den Rändern zunimmt; außerdem wird sie von zwei Längswänden in 3,2 m Abstand rechts und links von der Tunnelachse getragen. Diese Decke ist für eine bewegte Einzellast von 11 t berechnet. Der Raum unter dieser Tragdecke bildet den Lüftungskanal und nimmt Wasser-, Gas- und elektrische Leitungen auf.

Die Straßendecke besteht aus 5 cm starken Gußeisenplatten von 30,5 × 30,5 cm (1 Fuß × 1 Fuß) Größe. Man hat diesen Belag gewählt, weil man auf seine Dauerhaftigkeit rechnet; man erwartet, daß er 20 Jahre aushalten wird. Gelbe Gummiplatten, die in den Belag eingelassen sind, teilen die Fahrbahn in vier Längsstreifen für die vier Reihen von Fahrzeugen, die sich durch den Tunnel bewegen. Der Schnellverkehr soll die beiden inneren Streifen, die schweren, langsamer fahrenden Wagen sollen die äußeren Streifen benutzen.

Nachdem die Straßendecke hergestellt war, wurden die Gefache der Eisenauskleidung des Tunnels mit Beton 1 : 6 ausgefüllt. Dieser wurde bis auf 2,15 m Höhe mit einem Drahtgewebe bedeckt und dann mit einer 2 cm starken Mörtelschicht verputzt, die unter 2 at Druck aufgespritzt wurde. Darüber wurde noch, um den Putz wasserdicht zu machen, eine Bitumenemulsion aufgebracht, und schließlich erhielten die Wandungen noch einen Überzug aus poliertem gelblichen Gipsputz.

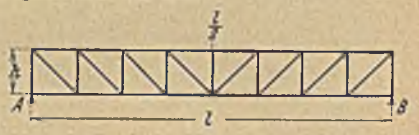
Auf den Vorplätzen des Tunnels werden die nötigen Einrichtungen getroffen, um die Gebühr für die Benutzung des Tunnels zu erheben. Die Fahrzeuge werden an Schaltergebäuden vorbeigeleitet, die so weit auseinander stehen, daß von beiden Seiten der Straße zwischen ihnen Fahrzeuge abgefertigt werden können. Diese müssen über eine Waage fahren, die anzeigt, ob ein Fahrzeug etwa die zugelassene Achslast überschreitet, und außerdem wird ihre Höhe beim Durchfahren durch eine Lehre gemessen, damit nicht Fahrzeuge in den Tunnel einfahren, für die die Höhe seines Lichtraumes nicht ausreicht. Wernekke.

Einfache Näherungsformel zur Bestimmung des Gewichts von Parallelträgern.

Bei der Überdeckung einer langgestreckten Wasserfläche von etwa 42 000 m² ergab sich die Notwendigkeit, binnen einer ganz kurzen Zeit einen angenäherten Kostenvoranschlag aufzustellen, bei dem es in erster Linie darauf ankam, die Stahlgewichte der Überdeckung zu ermitteln. Dabei war aber eine große Schwierigkeit zu überwinden, indem der Grundriß der zu überdeckenden Fläche durchaus nicht regelmäßig war, an manchen Stellen waren Zwischenstützen möglich, an anderen wieder nicht, der Abstand der Tragwände untereinander war sehr ungleich, und die Nutzlast schwankte in weiten Grenzen zwischen sozusagen unbelasteten Flächen — Lüftungsöffnungen — und schwer belasteten, die für einen künftigen städtischen Markt vorgesehen waren. Für nicht weniger als dreißig verschiedene Träger sollte eine Gewichtsberechnung vorgenommen werden. Zum Glück handelte es sich durchaus um Parallelträger oder doch um solche, die nicht allzusehr davon verschieden waren. Formeln für die ungefähre Gewichtsermittlung standen mir nicht zur Verfügung, was ich hinterher auch nicht bedauerte, weil der vorliegende Fall doch viel zu sehr verschieden von einer üblichen Straßenbrücke war, und weil auch die Faustformeln für solche Brückengewichte untereinander sehr stark abweichen.

Eine Durchrechnung der mehr als dreißig Träger war in der kurzen Zeit unmöglich. Deshalb entschloß ich mich zu einem Verfahren, das ich einem größeren Kreis zugänglich machen will.

Gegeben ist ein Parallelträger nach nebenstehender Abbildung, dessen einzelne Felder mit genügender Genauigkeit als quadratisch angesehen werden können; ferner ist die Spannweite so groß, daß man mit Ersatzlasten rechnen kann.



1. Ermittlung des Gewichts der Gurtungen.

Am stärksten belastet ist der mittlere Stab des Obergurts. Die Stabkraft ist gegeben durch den Ausdruck

$$D_{max}^{\frac{1}{2}} = \frac{M_{max}^{\frac{1}{2}}}{h}. \tag{1}$$

Der schwächstbeanspruchte Obergurtstab ist beim Auflager, und seine Stabkraft ist gleich der Auflagerreaktion

$$D_0 = A = Q_{max}. \tag{2}$$

Maximale Auflagerreaktion und Maximalmoment treten beide bei vollständig belasteter Brücke auf; es besteht somit die bekannte Gleichung

$$M_{max} = \frac{Q_{max} \cdot l}{4} \tag{3}$$

und daraus

$$D_0 = \frac{4 \cdot M_{max}^{\frac{1}{2}}}{l} \tag{4}$$

oder

$$D_0 = D_{max}^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{4h}{l}. \tag{5}$$

Nehmen wir nun als Annäherung an, daß die Gurtkräfte gleichmäßig vom Auflager zur Mitte zunehmen, so erhalten wir zwar, wenn wir uns an die Momentenparabel erinnern, etwas zu kleine Werte, doch gleichen wir diesen Fehler bei der Bestimmung der Untergurtkräfte wieder vollkommen aus. Wir erhalten also die mittlere Druckkraft des Obergurts mit

$$\frac{1}{2}\left[D_0 + D_{max}^{\frac{1}{2}}\right] = D_{mittel} = D_{max}^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{4h}{l}\right] = \frac{M_{max}^{\frac{1}{2}}}{h} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[1 + \frac{4h}{l}\right] \tag{6}$$

Nun setzen wir, im Bewußtsein, daß wir nun etwas zu große Werte erhalten, die Untergurtkräfte den Obergurtkräften gleich, setzen also

$$Z_{mittel} = D_{mittel} = G,$$

wobei natürlich, wenn wir $M^{\frac{1}{2}}_{max}$ in mt ausdrücken, und h und l in m G in t erhalten werden.

Die Querschnittsfläche des so gefundenen mittleren Gurtstabs erhalten wir, wenn wir die Kraft durch die zulässige Spannung σ dividieren, und zwar erhalten wir cm², wenn wir σ in t/cm² einführen. Der mittlere Gurtquerschnitt ist also

$$F_g = \frac{G}{\sigma} = M^{\frac{1}{2}}_{max} \cdot \frac{1}{h} \cdot \frac{1}{\sigma} \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{4h}{l}\right).$$

Da nun ein cm² auf die Länge von 1 m ein Gewicht hat von 0,785 kg, so erhalten wir, wenn wir gleichzeitig mit der Länge $l + l = 2l$ für beide Gurten multiplizieren, das Gewicht der beiden Gurtungen zu

$$(7) \qquad S_g = M^{\frac{1}{2}}_{max} \cdot \frac{l}{h} \cdot \frac{1}{\sigma} \cdot 0{,}785 \cdot \left(1 + \frac{4h}{l}\right).$$

2. Ermittlung des Gewichts der Ausfachungsstäbe.

Hierzu müssen wir den Verlauf der maximalen Querkräfte verfolgen. Wie üblich bezeichne

g die ständige Last,
p die Nutzlast,
$g + p = q$ die Gesamtlast,

ferner führen wir ein $p = m \cdot g$, somit $q = (1 + m) \cdot g$.

Die maximale Querkraft beim Auflager ist dann

$$(8) \qquad Q^{o}_{max} = g\,(1 + m) \cdot \frac{l}{2},$$

die maximale Querkraft in Trägermitte ist, wie ohne weiteres klar

$$Q^{\frac{1}{2}}_{max} = \frac{p \cdot l}{8} = \frac{m \cdot g \cdot l}{8},$$

und wenn wir diese zur maximalen Querkraft beim Auflager in eine Beziehung bringen, ergibt sich

$$(9) \qquad Q^{\frac{1}{2}}_{max} = Q^{o}_{max} \cdot \frac{m}{4\,(1 + m)}.$$

Bilden wir wieder das Mittel aus den beiden Querkräften, erhalten wir schließlich

$$(10) \qquad Q_{mittel} = \frac{1}{2}\left[Q^{\frac{1}{2}}_{max} + Q^{o}_{max}\right] = Q^{o}_{max} \cdot \frac{4 + 5\,m}{8\,(1 + m)}.$$

Nun ist der Bruchwert $\frac{4 + 5\,m}{8\,(1 + m)}$ außerordentlich unempfindlich; wenn wir die beiden wohl als Extreme aufzufassenden Werte $m = \frac{1}{2}$ und $m = 2$ einsetzen, so schwankt der Bruchwert nur zwischen 0,542 und 0,585; je nachdem man es also mit einer schwach oder starkbelasteten Konstruktion zu tun hat, wird man den einen oder anderen Wert wählen; um bestimmt kein zu geringes Gewicht zu erhalten, rechnete ich mit 0,58 weiter und erhielt so unter Berücksichtigung der Gl. (3)

$$(11) \qquad Q_{mittel} = 0{,}58 \cdot \frac{4}{l} \cdot M^{\frac{1}{2}}_{max}.$$

Jetzt müssen wir noch die Gesamtlänge der Ausfachungsstäbe ermitteln. Die Anzahl der Vertikalen ist gleich der Anzahl der Felder vermehrt um 1 bei den Diagonalen ist zu beachten, daß die Diagonalkraft bei der vorausgesetzten nahezu quadratischen Teilung $\sqrt{2}$-fach größer ist, als die zugehörige Vertikalkraft, gleichzeitig ist aber auch die Diagonale $\sqrt{2}$-fach länger, somit wird das Gewicht der Diagonale $\sqrt{2} \cdot \sqrt{2}$ also doppelt so groß sein, als das der zugehörigen Vertikale; wenn wir also jede Diagonale doppelt zählen, erhalten wir einen Vergleichswert für das Gewicht; wir bringen also alles auf die Länge einer Vertikalen und haben dafür deren $3 \cdot \frac{l}{h} + 1$ zu zählen. Vernachlässigen wir jetzt die 1 und multiplizieren wir mit der Länge der Vertikalen h, so erhalten wir als Vergleichslänge aller Ausfachungsstäbe den Wert $3 \cdot l$.

Wird nun genau so wie früher bei den Gurtungen die Rechnung weitergeführt, so erhalten wir

$$S_f = M^{\frac{1}{2}}_{max} \cdot 0{,}58 \cdot \frac{4}{l} \cdot 3 \cdot l \cdot \frac{1}{\sigma} \cdot 0{,}785$$

oder ausmultipliziert

$$(12) \qquad S_f = \frac{M^{\frac{1}{2}}_{max}}{\sigma} \cdot 5{,}5$$

und schließlich durch Verbindung der beiden Gl. (7) u. (12) das Gesamtgewicht

$$(13) \qquad S_g + S_f = S = \frac{M^{\frac{1}{2}}_{max}}{\sigma} \cdot \left[\frac{l}{h} \cdot 0{,}785 \cdot \left(1 + 4\,\frac{h}{l}\right) + 5{,}5\right].$$

Je nachdem es sich um einen Parallelträger mit 6, 8 oder 10 Feldern handelt, also $\frac{h}{l} = 1/_6,\ 1/_8,\ 1/_{10}$, geht die Gl. (13) über in

$$(14) \qquad \left|\begin{array}{l} S_6 = 13{,}35 \cdot \dfrac{M^{\frac{1}{2}}_{max}}{\sigma} \\[2ex] S_8 = 14{,}92 \cdot \dfrac{M^{\frac{1}{2}}_{max}}{\sigma} \\[2ex] S_{10} = 16{,}5 \quad \dfrac{M^{\frac{1}{2}}_{max}}{\sigma} \end{array}\right.$$

($M^{\frac{1}{2}}_{max}$ ist dabei in mt und σ in t/cm² einzuführen, um S in kg zu erhalten.)

Die Gl. (14) vereinfachen sich noch weiter, wenn man die Wahl für σ trifft; zu beachten ist hierbei, daß es sich um einen Mittelwert aus der zulässigen Zug- und Druckspannung handelt, man muß also sowohl bei der Zugspannung den Nietabzug, als auch bei der Druckspannung die Knickabminderung berücksichtigen. Schließlich kann man, was bisher noch nicht geschehen ist, auch noch durch eine entsprechend kleinere Wahl von σ die Stoßdeckungen berücksichtigen. Hat man sich beispielsweise entschlossen für $\sigma = 1{,}1$ t/cm² einzusetzen, so gehen die Gl. (14) in die an Einfachheit wohl nicht mehr zu überbietende Ausdrücke über

$$(15) \qquad S = (12{,}1 \text{ bzw. } 13{,}6 \text{ bzw. } 15{,}0)\ M^{\frac{1}{2}}_{max}.$$

Der Rechnungsgang ist nun einfach, da man für jeden Träger nur das $M^{\frac{1}{2}}_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8}$ zu bilden hat. Zunächst wird natürlich die Fahrbahntafel berechnet, wobei in manchen Fällen für die Querträger auch schon die obigen Gleichungen benutzt werden können, wie auch für den Windverband. Da das Gewicht des Hauptträgers noch unbekannt ist, dies aber in das „q" eingeführt werden muß, muß natürlich zunächst eine Schätzung vorgenommen werden, die aber innerhalb einer Minute, denn länger dauert der ganze Rechnungsvorgang nicht, schon berichtigt ist.

Durch Aufstellung und Benutzung der eben entwickelten Gleichungen gelang es mir, die eingangs geschilderte Aufgabe trotz der kurzen Zeit zu lösen. Dipl.-Ing. Alfred Wessely †.

Anmerkung der Schriftleitung: Nach Drucklegung der vorstehenden Arbeit kam die Nachricht von dem Hinscheiden des Verfassers. Herr Dipl.-Ing. Wessely, der in früheren Jahren auch zu den Mitarbeitern unserer Zeitschrift zählte, war lange Jahre mit Erfolg als Vorstandsmitglied der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. tätig.

Gründung einer Landungsbrücke auf Eisenbetonpfählen von 40 m Länge.

Auf der Insel Madura (holl. Ost-Indien) wurde eine Landungsbrücke für Kriegsschiffe gebaut, bei deren Gründung wegen der ungünstigen Bodenverhältnisse bis zu 40 m lange Betonpfähle verwendet werden mußten. Wie der Längsschnitt durch die Brücke (Abb. 1) zeigt, bestehen die Pfähle aus drei Teilen, von denen der untere 19,5 m, der mittlere 11 m und der obere 10 m lang ist. Der Querschnitt ist an der Spitze ein reguläres Achteck mit einem Durchmesser des einbeschriebenen Kreises von 0,6 m, das allmählich in ein längliches Achteck und im oberen Teile in ein Rechteck (1,2 × 0,6 m) übergeht. Die einzelnen Pfahlteile sind hohl und werden in schwimmendem Zustande an die Baustelle gebracht. Erst nach dem Absenken werden sie mit Beton gefüllt.

Am Kopf der Landungsbrücke beträgt die Wassertiefe 5,5 m unter MW. Fester, tragfähiger Boden wird jedoch erst bei — 38 m angetroffen. In der darüberliegenden, mehr als 30 m mächtigen Schlammschicht sanken die Pfähle unter ihrem Eigengewicht fast vollständig ein. Soweit das Eigengewicht allein nicht genügte, wurden sie mittels Preßluft eingespült. Die Luftleitung liegt in der Mittelachse des Pfahls und wurde später mit einbetoniert. Sie besteht aus einem Rohr von $2^1/_2$ Zoll Weite, das sich an der Spitze in fünf Arme verzweigt, von denen einer gerade

durchläuft, während die anderen vier nach oben zurückgebogen sind und sich an den Pfahlmantel anlegen. Zum Einpressen der Druckluft diente eine vierstufige Zentrifugalpumpe.

In Abb. 2 sind acht verschiedene Arbeitsstufen beim Absenken eines Pfahles dargestellt. Zustand 1 zeigt den noch nicht mit Beton gefüllten

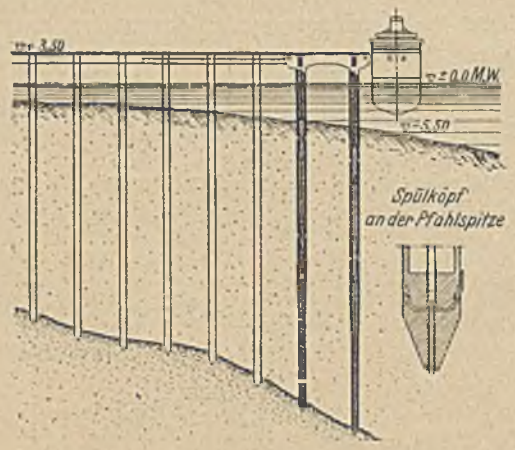


Abb. 1. Landungsbrücke auf Madura, Längsschnitt.

unteren Pfahlteil, der mit Hilfe eines Bockes aufgerichtet wurde und unter seinem Eigengewicht etwa 8 m tief in den Schlamm eindrang. Der Pfahl wurde jetzt mit Beton gefüllt und sank tiefer, wobei gegebenenfalls durch Spülen mit Luft die Mantelreibung vermindert wurde.

Um ein vollständiges Wegsacken zu verhüten, wurde die Pfahllänge so bemessen, daß der Kopf nach Auffüllung mit Beton bis zur Unterkante der Verbindungsmuffe etwa noch 1 m über HW herausragte. Dabei wurde auf Grund von Versuchen an Probepfählen mit einem Reibungswiderstand von 250 kg/m² gerechnet.

Das Arbeitsbild 2 zeigt den Unterpfahl mit Beton aufgefüllt. Jetzt wurde eine Muffe aus Eisenbeton eingesetzt, deren Bewehrungseisen an beiden Enden etwa 0,75 m herausragen. Zwischen Muffe und Pfahl blieben ringsum einige Millimeter Spielraum, in den später Zementbrei eingepreßt wurde.

In der dritten Arbeitsstufe wurde das Verlängerungsrohr der Preßluftleitung aufgeschraubt, und der Mittelpfahl über die Muffe geschoben. Dann wurde durch Einpressen von Zementbrei der zwischen Muffe und Pfahl verbliebene Spielraum ausgefüllt.

Beim Einbringen von Beton in den Mittelteil und beim Aufsetzen der Muffe und des oberen Pfahlteils (Arbeitsstufen 4—7) wiederholten sich die bereits beschriebenen Arbeitsgänge.

Das Einspülen der Pfähle ging äußerst schnell vonstatten. In wenigen Sekunden war die Absenkung beendet. Der Arbeiter, der das Luftventil bediente, stand dabei zur besseren Überwachung des Vorganges auf dem

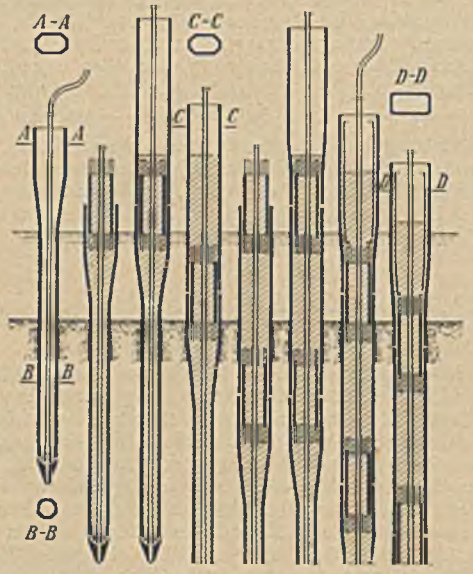


Abb. 2. Arbeitsstufen beim Absenken der Pfähle.

Pfahl. Fast im gleichen Augenblick, in dem er die Luft abdrosselte, hörte die Bewegung auf. Es war überraschend, wie genau auf diese Weise die Höheneinstellung geregelt werden konnte. Mit Hilfe der Druckluft war es auch möglich, den Pfahl um seine Längsachse zu drehen oder ihn gerade zu stellen, wenn er aus dem Lot gekommen war.

In Bild 8 hat die Pfahlspitze den tragfähigen Boden erreicht. Ein weiteres Einsinken war nur bei Anwendung einer entsprechenden Druckkraft möglich, die durch Aufhängen zweier Pontons an einem quer über den Balkenkopf gelegten Träger erzielt wurde. Abb. 3 veranschaulicht die Einrichtung. Durch Anheben der Pontons mit Hilfe von Flaschenzügen erhielt der Pfahl zunächst eine Belastung von 20 t. Gleichzeitig wurde mit vollem Druck Luft eingeblasen. Danach wurde der Pfahl noch einmal mit 110 t belastet. Während vorher der Querbalken direkt auf den Pfahlmantel drückte, wurde die Belastung jetzt mittels Druckstücken aus Eisenbeton von etwa 4 m Länge auf den Kernbeton ausgeübt (Abb. 3). Nachdem die Flaschenzüge unter Spannung gesetzt worden waren, wurde je eine Hälfte der in der Mitte abgeschotteten Pontons mit Wasser gefüllt. Hatte das Wasser innen den gleichen Stand erreicht wie außen, so betrug die Pfahlbelastung 86 t. Durch Anheben der vollen Pontons wurde der Druck dann auf 110 t gesteigert. Verschiedentlich ließ man auch die Pontons in dem Augenblick vollaufen, in dem der Wasserstand noch etwa 0,3—0,4 m über NW betrug. Wenn das Wasser etwa

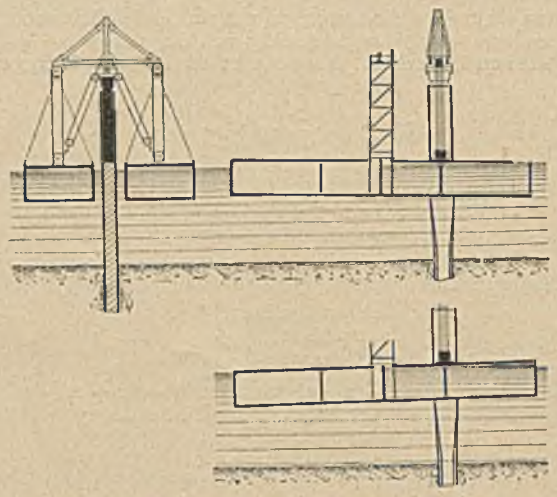


Abb. 3. Belastung der Pfähle durch Pontons.

28,5 cm gefallen war, hatte der Pfahl gerade eine Belastung von 110 t. In der Regel sanken die Pfähle unter dieser Nachbelastung nur wenige Zentimeter ein, nur in Ausnahmefällen kamen Setzungen von einigen Dezimetern vor. Die Belastung wurde wegen der tagsüber ziemlich starken Brandung in der Regel nachts ausgeführt. An das Arbeitspersonal wurden dabei außergewöhnliche Anforderungen gestellt, zumal auch der Gezeitenwechsel berücksichtigt werden mußte.

Insgesamt wurden 159 Pfähle auf diese Weise abgesenkt. Das Mischungsverhältnis des Mantelbetons war 1 : $1^1/_2$: 2; für den Kern wurde ein magererer Beton verwendet. Die Bewehrungseisen haben zum Schutz gegen das Seewasser 4 cm Deckung von Beton. Der Berechnung wurde eine senkrechte Belastung von 1000 kg/m² und eine horizontale Beanspruchung der Brücke von 40 t auf 25 m Länge zugrunde gelegt. (Nach „Beton", Beilage zu „De Ingenieur" vom 5. Januar 1934.)

Boos.

Einsturz eines geschweißten Ölbehälters infolge Verstemmens der Schweißnähte.

Am 1. November 1933 wurde ein 12 700 m³ fassender, elektrisch geschweißter Ölbehälter, der zur Dichtigkeitsprobe mit Wasser gefüllt war, auf dem Werksgelände der New England Terminal Co. in Tiverton (Vereinigte Staaten) zerstört; der Unfall vernichtete drei Menschenleben und richtete außerdem großen Sachschaden an, da das ausströmende Wasser die umliegenden Ölleitungen beschädigte und dadurch eine Feuerbrunst, wohl infolge eines elektrischen Funkens, hinzukam.

Der Bericht des Untersuchungsausschusses besagt, daß eine schlecht geschweißte Stelle leck geworden war, unter Druck verstemmt wurde, dabei nachgab und nun durch die austretende Flüssigkeit eine größere Anzahl Platten herausgerissen wurden. Im einzelnen wurde festgestellt: Mehrere Schweißer waren beschäftigt gewesen, einzelne Leckstellen in senkrechten Nähten zu verstemmen, während der Behälter bis oben gefüllt war. Dabei riß ein zunächst kleines Loch auf und das unter Druck ausströmende Wasser sprengte verschiedene Platten los; unmittelbar folgte dann der Einsturz des ganzen Tanks. Nach Aussage des Vorarbeiters soll die Fundierung auf einer Seite nachgegeben haben, wodurch die Wandbleche überbeansprucht sein könnten; diese Angabe dürfte aber kaum stichhaltig sein, zumal die Bleche bei Füllung des Behälters mit Wasser eine etwa 2,6fache Sicherheit hatten. Es bleibt daher nur die obige Erklärung wahrscheinlich, daß das Verstemmen der Nähte unter dem Druck der Tankfüllung kleine, schon vorhandene Risse erweitert und zum Aufreißen gebracht hat.

Aus dem Unfall lassen sich folgende Lehren ziehen:

1. Für geschweißte Großbehälter sollten besondere Vorschriften erlassen werden.

2. Geschweißte Großbehälter dürfen im gefüllten Zustande nicht verstemmt werden. Sollten sich bei einer Probefüllung mit Wasser Undich-

tigkeiten zeigen, so muß der Behälter sofort bis zum Leck entleert und die Fehlstellen durch Auswechseln der Bleche oder abermaliges Verschweißen beseitigt werden. Die Probefüllung ist dann zu wiederholen.

3. Die Schweißarbeiten während der Montage sind streng zu überwachen.

4. Da die Erfahrungen im Schweißen noch verhältnismäßig jung und zuverlässige Schweißer nicht immer verfügbar sind, sollen nur bewährte Konstruktionsformen Anwendung finden; nur geprüfte Schweißer sind zuzulassen.

5. Großbehälter für brennbare Flüssigkeiten müssen fest eingedeicht werden.

Für unsere deutschen Verhältnisse interessiert vor allem der Hinweis auf die Gefährdung geschweißter Behälter durch Verstemmen, diese bei genieteten Behältern infolge der ganz anders gearteten Beanspruchung der Blechkanten seit jeher anerkannten Dichtungsart, während die andern Punkte wohl längst bei uns Berücksichtigung gefunden haben. (Nach „Eng. News-Rec.", Vol. 111, Nr. 24.) Dr.-Ing. C. J. Hoppe.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

50 Jahre Seibert-Stahlbau, Saarbrücken.

Anfang Mai d. J. feierte die bekannte Firma B. Seibert GmbH., Stahlhoch- und Stahlbrückenbau, Saarbrücken, das Jubiläum ihres 50jährigen Bestehens. Gleichzeitig konnte sie auf das 25jährige Bestehen der Zweigniederlassung in Homburg und das 10jährige ihres Aschaffenburger Werkes zurückblicken.

Dank dem Weitblick und der zielbewußten Leitung des Gründers, Bernhard Seibert, im Verein mit der langjährigen, treuen Mitarbeit einer größeren Anzahl Arbeiter und Angestellten, hat sich das Unternehmen aus den kleinen Anfängen einer Schlosserwerkstätte heraus zu der heutigen Firma, die in der ganzen Welt einen ausgezeichneten Ruf genießt, emporentwickelt.

Während im ersten Jahrzehnt ihres Bestehens sich in der Hauptsache mit der Herstellung kleinerer Konstruktionen für Hüttenwerke und Gruben, auch von Schleusentoren und kleineren Brücken für den Saarkanal befaßte, erhielt sie im Jahre 1887 zum erstenmal den Auftrag zur Lieferung und Montage eines Fördergerüstes für den Wilhelmsschacht III für die damals Königl. Saargruben.

Nach der Errichtung der Zweigniederlassung in Homburg ging als erstere größere Bauausführung in den Jahren 1909/10 die Kaiser-Friedrich-Brücke in Saarbrücken aus diesen Werkstätten hervor. Dem Bau der ersten Luftschiffhalle auf dem Polygonfeld in Straßburg i. E. folgen weitere Luftschiffhallenbauten in Königsberg und Leipzig und während des Krieges dann eine ganze Reihe weiterer Hallen sowohl innerhalb Deutschlands, als auch außerhalb der Reichsgrenzen auf entfernten Kriegsschauplätzen.

Von den aus den vielseitigen Arbeitsgebieten der Firma im Stahlhochbau, Stahlbrückenbau, Behälter- und Eisenwasserbau sind eine stattliche Reihe beachtenswerter Objekte in der Fachliteratur veröffentlicht worden, so u. a.:

Luftschiffhalle Leipzig, Der Eisenbau (1913) H. 10,
Donaubrücke Mariaort, Org. f. d. Fortschr. d. Eisenbahnw. (1927) H. 9,
Neue Zentralmarkthalle Riga, Stahlbau (1931) H. 24,
Dornier-Werft, Altenrhein, Bauz. u. Südd. Bauz. (1928) H. 45,
Hauptgebäude Dornier-Werft, Bautechn. (1927) H. 33 u. 34,
Tafelglasfabrik nach dem Fourcault-Ziehverfahren in Weiden (Oberpfalz), Stahlbau (1932) H. 6.
20 000 t-Bunker Neunkirchen, Stahlbau (1928) H. 9,
Flughafen München-Oberwiesenfeld, Z. f. Flugtechn. u. Motorluftschiffahrt (1929) H. 19,
Tore der neuen Luftschiffhalle Friedrichshafen, Stahlbau (1931) H. 5,
Stahlkonstruktion zum Neubau Peugeot in Paris-La Garenne, Stahlbau (1932) H. 22,
Umbau der Eisenbahnbrücke über die Isar bei Landshut, Bautechn. (1933) H. 40,
Donaubrücke bei Walhallastraße-Regensburg, Bauing. (1934) H. 7/8,
Regenbrücke in km 119, 208 der Strecke Landshut-Eisenstein, beschrieben in „Die Brücken der Bayerischen Wald-Bahn", Bauing. (1934) H. 25/26.

Bau einer Asphaltstraße zwischen Agram und Belgrad.

Die Belgrader amtliche „Vreme" meldet, daß das südslavische Ministerium für öffentliche Bauten beschlossen hat, eine Asphaltstraße zwischen Agram und Belgrad zu bauen. Die Kosten werden sich auf 800 Mill. Dinar belaufen. Die Arbeiten an der Asphaltstraße zwischen Belgrad und Neusatz, die einen Teil der internationalen Autostraße bildet, sind bereits in Angriff genommen.

Elektrifizierungspläne in Südslawien.

Der „Jugoslavenski Loyd" (wirtschaftlich) meldet, daß in diesen Tagen im Belgrader Bauministerium eine Konferenz stattfinden soll, die sich mit einem schon fertiggestellten Elektrifizierungsplan Südslaviens befassen wird. Es wird beabsichtigt, zuerst die Elektrifizierung des Küstenstreifens mit Rücksicht auf den Fremdenverkehr durchzuführen.

Der letzte Abschnitt der Adria-Bahn im Bau.

Wie die Belgrader Messe meldet, soll noch in diesem Jahr die Arbeit an dem letzten Abschnitt der Adria-Bahn (Podgoritza-Cattaro), die Belgrad mit dem Adriatischen Meer verbindet begonnen werden.

Die Arbeiten werden noch einige Jahre in Anspruch nehmen.

Der Ausbau des Hafens von Beirut.

Der geplante Ausbau des Hafens von Beirut wird in nächster Zeit zur Durchführung gelangen, nachdem zwischen der Regierung und der Kai- und Lagergesellschaft von Beirut in diesen Tagen ein Vertrag hierüber unterzeichnet worden ist. Die vorgesehenen Bauten, die sowohl eine Verbesserung der bestehenden darstellen, machen den Hafen von Beirut mit dem von Haifa wettbewerbsfähig. Den größten Anteil bezahlt die Regierung, während die Gesellschaft nur geringe Ausgaben zu tragen hat. Dafür überläßt die Gesellschaft der Regierung die Hälfte des Gebietes, das am Meere gewonnen werden soll. Damit der Warenverkehr durch die Baukosten nicht belastet wird, will die Gesellschaft nur die Gebühren für den Personenverkehr erhöhen.

PATENTBERICHT.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 22 vom 31. Mai 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 5 a, Gr. 7. H 51.30. Haniel & Lueg G. m. b. H., Düsseldorf-Grafenberg. Vorrichtung zur selbsttätigen Bohrdruckregelung für Erdbohranlagen; Zus. z. Anm. 5 a, H 3.30. 15. VIII. 30.

Kl. 5 a, Gr. 9. G 83 473. Gesellschaft für nautische Instrumente G. m. b. H., Kiel. Bohrdruckprüfer für Tiefbohrungen. 30. VIII. 32.

Kl. 5 c, Gr. 10/01. D 64 128. E. Otto Dietrich Rohrleitungsbau A.-G., Bitterfeld. Verstellbarer, nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 26. VIII. 32.

Kl. 19 a, Gr. 15. L 75 968. Karl Andreas Lagergren, Stockholm; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anw. Berlin SW 61. Gegen unbeabsichtigtes Lösen gesicherte Schraubenverbindung. 19. VIII. 29. Schweden 13. VII. 29.

Kl. 20 h, Gr. 1. C 44 418. Cornelius Ambrose Cardew, Wohroonga b. Sydney, Australien; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn, Dipl.-Ing. C. Weihe, M. M. Wirth, Frankfurt a. M. Vorrichtung zur ständigen, selbsttätigen Überwachung eines Eisenbahngleises. 20. II. 31. Australien 21. II. 30.

Kl. 20 i, G. 5/01. V 29 133. Jos. Vögele A.-G., Mannheim. Gehäuse für den Spitzenverschluß von aufschneidbaren Weichen beliebiger Art. 1. II. 33.

Kl. 20 i, Gr. 28. V 27 658. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., und Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Fernsteuerung von Weichen und Signalen sowie zur Verkehrsüberwachung einer Eisenbahnlinie. 24. XII. 31.

Kl. 20 i, Gr. 39. V 27 106. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Überwegsignaleinrichtung für schrankenlose Eisenbahnübergänge. 27. VII. 31.

Kl. 37 a, Gr. 4. T 42 258. Karl Thürmer, Berlin-Mariendorf. Fachwerkwand oder Trägerdecke mit Plattenausfüllung zwischen den Fachwerkstielen oder den Trägern. 13. III. 33.

Kl. 37 a, Gr. 7/01. L 82 666. Otto Longworth, Bielefeld. Durchgehende Hohlmauer mit einer durch Papp-Isolierung unterteilten Luftschicht. 15. XII. 32.

Kl. 80 b, Gr. 1/15. B 164 511. Dr. Büchtemann & Co. G. m. b. H., Hamburg. Verfahren zur Erhöhung der Wasserdichtigkeit von Zement und zementhaltigen Mischungen. 3. III. 34.

Kl. 81 e, Gr. 14. E 44 057. Eisenwerk Weserhütte Akt.-Ges., Bad

Oeynhausen. Auf Schienen laufender Förderwagenzug. 15. III. 33.

Kl. 81 e, Gr. 123/01. G 85 053. Bruno Garlepp, Hannover-Bemerode. Verladebrücke. 13. III. 33.

Kl. 81 c, Gr. 127. A 64 116. A T G Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig. Abraumförderanlage. 11. XI. 31.

Kl. 84 c, Gr. 2. B 148 944. Enno Becker, Bremen. Verfahren zur Herstellung von eisernen Spundwänden aus durch I-förmige Spundwandeisen mit ungleich starken Flanschen verstärkten Platteneisen; Zus. z. Pat. 555 597. 16. III. 31.

Kl. 85 c, Gr. 6/06. B 151 777. Breuerwerk Akt.-Ges., Frankfurt a. M.-Höchst, u. Hellmut Geiger, Bad Soden. Abwasserreiniger. 28. VIII. 31.

Kl. 85 e, Gr. 9/05. B 156 823. Bayerische Berg-, Hütten- und Salzwerke Akt.-Ges., München. Leichtflüssigkeitsabscheider, 3. VIII. 32.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 23 vom 7. Juni 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 4 c, Gr. 18. M 123 345. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Sicherheitsvorrichtung für die Zu- und Ableitungen bei Gasbehältern. 23. III. 33.

Kl. 5 c, Gr. 9/10. P 66 873. Fritz Philipp, Geislautern a. d. Saar. Grubenstempel aus Profileisen, insbes. als Ausbauteil eines Polygonausbaues von Strecken. 20. I. 33.

Kl. 5 c, Gr. 9/10. T 41 650. Alfred Thiemann, Dortmund. Eiserner Grubenausbau. 10. XI. 32.

Kl. 19 a, Gr. 3. H 133 158. Hoesch-Köln-Neuessen Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Dortmund. Verfahren zur Herstellung von eisernen Eisenbahnschwellen mit in Schwellenquerrichtung verlaufenden angewalzten Rippen. 8. IX. 32.

Kl. 19 a, Gr. 10. E 44 865. Dr. Eduard Engels, Düsseldorf. Schienenbefestigung auf Querschwellen unter Verwendung von Unterlegplatten mit Profileisen zum Aufschieben von Klemmklauen. 3. XI. 33.

Kl. 19 a, Gr. 28/02. Sch 103 206. Schwäbische Hüttenwerke G. m.b. H., Werk Wasseralfingen, Wasseralfingen i. Württbg. Schienenbiegegerät; Zus. z. Pat. 539 579. 19. I. 34.

Kl. 19 a, Gr 28/55. G 76 461. Gewerkschaft Michel, Großkayna. Tragvorrichtung für die Schub- und Hubrollen von Brückengleisrückmaschinen; Zus. z. Anm. G 76 389. 22. V. 29.

Kl. 19 c, Gr. 6/30. B 152 770. Edward Barrs, London; Vertr.: Dipl,-Ing. L. Hirmer, Pat.-Anw., Berlin-Tempelhof. Bordschwelle aus Kunststein mit Sicherheitszeichen für den Verkehr. 29. X. 31. Großbritannien 3. XII. 30 und 1. IX. 31.

Kl. 19 c, Gr. 11/65. F 72 461. Thomas J. Fleming, Waterbury, V. St. A.; Vertr.: Dr. C. Wiegand, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fördersack für lose Straßenbaustoffe. 21. XII. 31.

Kl. 20 g, Gr. 1/01. K 128 424. Fried. Krupp Akt.-Ges., Gußstahlfabrik, Essen. Drehscheibe oder Schiebebühne mit außerhalb der Hauptträger angeordneten Laufradpaaren. 31. XII. 32.

Kl. 20 g, Gr. 1/01. K 128 425. Fried. Krupp Akt.-Ges., Gußstahlfabrik, Essen. Drehscheibe oder Schiebebühne; Zus. z. Anm. K 128 424. 31. XII. 32.

Kl. 84 c, Gr. 3. L 83 468. Dr.-Ing. Kurt Lenk, Frankfurt a. M. Schneidenausbildung von massiven Senkkästen. 30. III. 33.

Kl. 84 d, Gr. 2. N 33 793. N. V. Gemeenschappelijke Mijnbouwmaatschappij Billiton, Haag, Holland; Vertr.: M. Mossig, Pat.-Anw., Berlin. Vieleckige Umlenkrolle für Eimerketten von Baggern, Elevatoren od. dgl. 10. VI. 32. Holland 30. VII. 31.

Kl. 85 e, Gr. 5. S 45.30. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Vorrichtung zur Ausübung des durch Patent 558 616 geschützten Verfahrens zur Beseitigung von schädlichen Gasen aus Kanalisationsbauten; Zus. z. Pat. 558 616. 27. III. 30.

Kl. 85 e, Gr. 9/05. P 62 567. Julius Pintsch A.-G., Berlin. Leichtflüssigkeitsabscheider. 12. III. 31.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 24 vom 14. Juni 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 4 c, Gr. 33. N 34 118. Martin Niggemeyer, Essen. Vorrichtung zum Schmieren der Führungsrollen von Gasbehältern mittels Schmierpumpe. 23. VIII. 32.

Kl. 4 c, Gr. 35. M 121 838. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Wasserloser Glockengasbehälter; Zus. z. Pat. 551 411. 21. XI. 32.

Kl. 5 c, Gr. 9/01. St 50 628. August Stehlik, Kattowitz; Vertr.: Dr. Hauser, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Holzeinlage für nachgiebigen Grubenausbau. 8. III. 33. Polen 10. III. 32.

Kl. 19 a, Gr. 8. F 71 124. Eduard Friese, Witten a. d. Ruhr. Schienenbefestigung auf paarweise nebeneinander angeordneten Unterlegplatten. 1. VI. 31.

Kl. 19 d, Gr. 6. K 128 340. Kaloriferwerk Hugo Junkers G. m. b. H., Dessau i. Anh. Schelle für eine Fachwerkträgerbrücke mit Rohrgurtungen; Zus. z. Pat. 573 727. 24. XII. 32.

Kl. 20 i, Gr. 4/02. V 29 346. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Doppelherzstück oder Kreuzungsstück. 25. III. 33.

Kl. 35 a, Gr. 1/01. B 154 420. Bamag-Meguin Akt.-Ges., Berlin. Anordnung zum Befahren der Scheibe von Scheibengasbehältern. 18. II. 32.

Kl. 37 a, Gr. 3. B 159 458. Albert Benzinger, Karlsruhe, Adolf Benzinger, Neudorf b. Bruchsal u. Hugo Benzinger, Düsseldorf. Drahtgeflecht, insbes. für Bauzwecke; Zus. z. Anm. B 156 994. 2. II. 33.

Kl. 37 f, Gr. 8. B 152 804. Ernst Brinkop, Landeshut i. Schles. Schiebefalttor für Hallenbauten, insbes. Flugzeughallen. 2. XI. 31.

Kl. 80 a, Gr. 7/50. H 132 429. Clinton-Motors Corporation, Reading, Penns., V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zur Ausübung des Verfahrens zum Nachbehandeln von Beton und ähnlichen Stoffen nach dem Mischen; Zus. z. Pat. 555 673. 7. VII. 32. V. St. Amerika 13. VII. 31.

Kl. 80 b, Gr. 1/15. M 117 744. Metallgesellschaft Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Kautschukbeton und Verfahren zu seiner Herstellung. 24. XI. 31.

Kl. 80 b, Gr. 18/02. C 47 239. Albin Vitalis Carlson, Stockholm; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von porösen Bau- oder Füllstoffen. 1. XII. 32. Schweden 19. XII. 31.

Kl. 84 a, Gr. 3/04. Sch 90 198. Karl Schön, Würzburg. Bockgerüst für Notverschlüsse; Zus. z. Pat. 578 392. 3. V. 29.

Kl. 84 b, Gr. 2. R 85 674. Leopold Rothmund, Stuttgart. Vorrichtung zur Führung der die Luftkammern eines schwimmenden Schleusentroges mit den Luftkammern eines Gegenschwimmers verbindenden biegsamen Luftleitungen. 13. VIII. 32.

Kl. 84 c, Gr. 2. Sch 99 189. Dipl.-Ing. Kurt Schroeder, Kassel. Verankerung für eiserne Spundwände. 29. V. 29.

Kl. 84 d, Gr. 3. O 19 178. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Tieflöffelbagger mit einem am Spitzenausleger schwenkbaren Löffel. 26. VI. 31.

PERSONALNACHRICHTEN.

Zum 100. Geburtstag Johann Bauschingers.

Am 11. Juni jährte sich der Geburtstag Johann Bauschingers zum hundertsten Male.

Im Jahre 1868 auf den Lehrstuhl für technische Mechanik und graphische Statik an der Technischen Hochschule München berufen, ging sein Streben, in der Erkenntnis der großen Bedeutung, die die Festigkeitsuntersuchungen der Baustoffe für die Industrie haben mußte, alsbald dahin, ein mechanisch-technisches Laboratorium einzurichten, was ihm zwar nur im zähesten Kampfe gegen die verschiedensten Hindernisse gelang.

Aus dieser Forschungsstätte gingen unter seiner Leitung alle die Arbeiten hervor, deren Veröffentlichung Bauschingers Namen in Fachkreisen weltbekannt gemacht haben, wie z. B. seine Untersuchungen über die Materialbeanspruchungen auf Zug, Druck, Schub, Verdrehung und Knicken, ferner über die Festigkeitseigenschaften der Zemente u. v. a.

Seiner Erkenntnis über die Wichtigkeit solcher Forschungen entsprang die Anregung zur Herbeiführung eines ständigen Meinungsaustausches über alle Probleme der Versuchstechnik an einer zentralen Stelle. So entstanden die unter seiner Leitung stehenden „Konferenzen zur Vereinbarung einheitlicher Prüfungsmethoden der Bau- und Konstruktionsmaterialien", auf denen der nur kurze Zeit nach Bauschingers Tode gegründete „Internationale Verband für die Materialprüfungen der Technik" in Zürich auf- und weiterbauen konnte.

Für den Inhalt verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. — Verlag von Julius Springer in Berlin W 9.
Druck von Julius Beltz in Langensalza.