

DIE BETRIEBSEINRICHTUNG BEI DER SCHLEUSE FLAESHEIM.

Von Dipl.-Ing. W. Eggers, Obering. der Firma Hüser & Cie, Obercassel, Siegbkreis.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 5. 3. 1926 in Berlin.

Die Schleuse Flaesheim liegt im Zuge des Lippe-Seitenkanals etwa 5 km oberhalb der zuständigen Bahnstation Haltern i. W. — Ausschreibende und vergebende Behörde ist das Kanalbauamt Datteln bzw. die Kanalbauabteilung Essen im Auftrage der Reichswasserstraßenverwaltung. Ausgeführt wird sie von der Arbeitsgemeinschaft der Firmen Hüser & Cie. und Gebrüder Rank. Alle 6 Schleusen des Lippe-Seitenkanals werden zunächst als einkammerige Schleppzugschleusen ausgebaut, gegebenenfalls folgt später eine zweite Kammer ebenfalls als selbständiges Bauwerk. Die Zustellung sämtlicher Materialien und Maschinen erfolgt für Flaesheim von Haltern aus auf einer am ganzen Kanal entlangführenden 90 cm-Schmalspurbahn.

Bezüglich der Betriebseinrichtungen beanspruchen die Wasserhaltung und insonderheit die Betonierungsarbeiten größeres fachliches Interesse.

Zunächst einige kurze Angaben über Konstruktion und Größenverhältnisse des Bauwerkes (Abb. 1):

Die Bodenart an der Baustelle ist bis zur Gründungstiefe fast gleichbleibender feiner Sandboden mit eisenhaltigen Einlagerungen, die ihn im trockenen Zustande sehr fest werden und zu Kluffbildungen neigen lassen. Der normale Grundwasserstrom geht von Süden nach Norden zur Lippe. Da die Baustelle jedoch in unmittelbarer Nähe der Lippe liegt, ist sie ebenfalls bei höheren Wasserständen deren Rückstau unterworfen. Diese verschiedenen Strömungen in Verbindung mit den Bodenverhältnissen bedingten eine Sicherung des Bauwerkes gegen Unterwaschungen. Es wurde daher für die Schleuse Flaesheim als einzige der 6 Schleusen des Lippe-Seitenkanals eine Trogausbildung mit vollständiger Spundwandeneinfassung gewählt. Die Länge von Außenkante Unterhaupt bis Außenkante Oberhaupt beträgt reichlich 240 m, die Sohlenstärke der Kammer 3,50 m, diejenige der Häupter 5 m, die lichte Höhe der Kammer 10 m, die lichte Breite 12 m. Diese Maße entsprechen zum Teil nicht der Abb. 1, die den ursprünglichen Entwurf darstellt, der später namentlich in bezug auf die Häupter wesentlich abgeändert wurde. Für die Betriebseinrichtungen sind jedoch diese Änderungen ohne Bedeutung. In Rücksicht auf die im Bergbauggebiet auftretenden Bodenbewegungen ist das Bauwerk aufgeteilt in 9 durch vollständige Fugen getrennte Baublöcke, und zwar die beiden Häupter und 7 Kammerblöcke von je 30 m Länge mit kräftiger Armierung besonders in der oberen und unteren Zone der Sohle und in der oberen Zone der Wände (Abb. 6 u. 7). In den Häuptern, die mit Hubtoren versehen werden, ist die Rundeisenbewehrung zum großen Teil ersetzt durch Formeisen, das gleichzeitig als Unterstützungsgerüst für die Hubtorkonstruktion dient (Abb. 8).

Das umliegende Gelände liegt auf rund + 39, die Baugrube war bei Auftragserteilung ausgeschachtet bis + 31,50, der Grundwasserstand in der Baugrube betrug + 35,60. Die Bauwerksunterkanten reichen in der Kammer rd. 2 m, in den Häuptern rd. 3,50 m unter die vorhandene Baugrubensohle. Die gesamten Gußbetonmengen betragen gemäß Ausschreibung 39 000 m³.

Die Lage der Baustelle zur Lippe und der vorhandene Sandboden machten es unmöglich, nur mit offener Wasserhaltung auszukommen. Die Trockenlegung der Baugrube erfolgte durch Grundwasserabsenkung (Abb. 2). Lediglich im An-

fang wurde vorübergehend für die Anlage der ersten Brunnenstaffel eine offene Wasserhaltung eingerichtet.

Von vornherein den genauen Umfang einer Grundwasserabsenkungsanlage festzusetzen, ist unmöglich, da die in Betracht kommenden Faktoren, wie Bodenart, Lage zu bestehenden Wasserläufen und Wasserscheiden, Verlauf des Grundwasserträgers, Witterungsverhältnisse z. T. sehr schwer klar zu erfassen, z. T. sehr veränderlich sind, so daß nur umfangreiche Vorversuche oder die Betriebsergebnisse des ersten Ausbaues ein klares Bild bringen können. Unsere Anlage erforderte in der Hauptsache 2 Staffeln, lediglich am Oberhaupt, wo die Einschnürung zwischen Baugrube und Lippe besonders eng ist, noch eine dritte Staffel. Die Anlage der Grundwasserabsenkung ohne Kraftstation wurde von uns weiter an die Firma Johannes Brechtel, Ludwigshafen, vergeben.

Die Filterbrunnen, bestehend aus 100 mm weitem Brunnen-saugrohr, 150 mm weitem Filterrohr ohne Tressengewebe und 533 mm weitem Kiesfilter, wurden 10 m tief angelegt. Das Bohren und in ungleich größerem Maße das Ziehen der Bohrrohre gestaltete sich bei dem sehr dicht gelagerten Sand, der zu starken Saugwirkungen neigte, äußerst schwierig. Das beim Ziehen entstehende Vakuum hielt die Bohrkessel so stark zurück, daß selbst 80 t Zugkraft zur Überwindung häufig nicht ausreichten und vor einem weiteren Ziehen erst das Vakuum durch Sackenlassen des Rohres gebrochen werden mußte. Der Durchmesser der Saug- und Druckleitungen beträgt 250 mm, das Abpumpen erfolgt in die Lippe bzw. in die anschließenden Kanalhaltungen.

Zunächst wurde das Wasser mit offener Wasserhaltung von 35,60 auf + 34 abgesenkt, und dann auf dieser Höhe gehalten, bis die erste Staffel auf der Berme + 34,50 ringförmig um die Baugrube mit 4 Pumpenaggregaten und insgesamt 117 Brunnen angelegt und in Betrieb genommen war. Die Entfernung der Brunnen voneinander wurde auf der Lippeseite zu 5,70 m, auf der Landseite zu 6,70 m gewählt, also ziemlich eng, was aber in Rücksicht auf den feinen Sandboden und die Gefährdung durch etwaige hohe Lippewasserstände geboten erschien.

Mit Inbetriebnahme der ersten Staffel wurde das in der Baugrube noch stehende Wasser durch die offene Wasserhaltung entfernt, was nunmehr ohne Bedenken erfolgen konnte, da ja der Zustrom von der Seite her durch die erste Brunnenstaffel abgeschnitten war. Ein Absaugen des offenen Wassers durch die Brunnen erfolgte kaum. Nach Entleerung der Baugrube zeigte sich der Grund, es hatte sich eine dicht gelagerte Schicht feinsten Schlammteilchen abgesetzt, die ein Abfließen des Wassers durch den Boden zu den Brunnen vollständig abschnitt (Abb. 5).

Durch die erste Staffel wurde im günstigsten Fall das Wasser nach längerer Pumpdauer im Unterhaupt bis etwas unter Kammersohle abgesaugt, im Oberhaupt blieb es etwa 1 m höher stehen. Der Einfluß des Grundwasserstandes machte sich jedoch jeweilig ziemlich stark bemerkbar, so daß stärkere Schwankungen in den Beobachtungsbrunnen nicht ausbleiben konnten. Da aber die noch erforderliche weitere Absenkung nicht bedeutend war, wurde die zweite Staffel zunächst nur auf der Nordseite und um die Häupter herum auf + 31,50, d. h. in Höhe der vorhandenen Baugrubensohle ausgebaut.

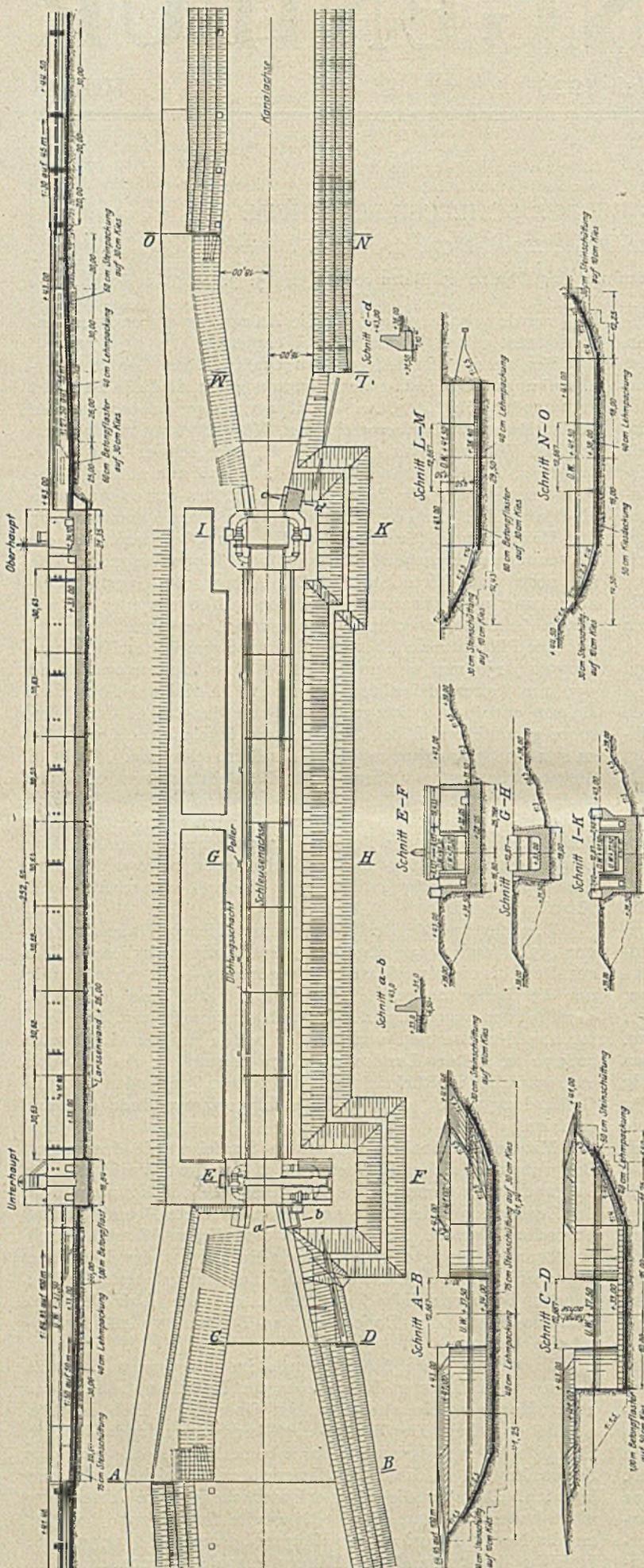


Abb. 1. Übersichtsplan der Schleuse Flaesheim.

Mittlerweile war noch verwaltungsseitig die Anordnung einer sehr soliden Sohlenisolierschicht zum Schutze gegen die im Grundwasser festgestellte aggressive Kohlensäure verfügt. Trotzdem mit dem ersten Ausbau der zweiten Staffel für die Gründungstiefe der Kammer die Absenkung einwandfrei erreicht wurde — das Wasser stand von nahezu 1 m bis über 2 m unter der Gründungsunterkante —, wurde auf Wunsch der Bauverwaltung zum Schutze gegen stark ansteigendes Grundwasser von Süden her eine noch weitergehende Sicherheit getroffen und auch der Südstrang noch voll ausgebaut, wengleich uns diese Anlage wegen der dort liegenden Laufbahn der Gießtürme sehr unangenehm war (Abb. 6). Für die zweite Staffel genühten 2 Pumpenaggregate, nur für die tiefere Baugrube des Oberhauptes wurde vorübergehend noch ein drittes Aggregat angeschlossen. Die Brunnenentfernung ist mit Ausnahme der Umschließung der Häupter ungefähr doppelt so groß wie in der ersten Staffel. Die Brunnenzahl der zweiten Staffel betrug im ersten Ausbau 56, die später auf der Südseite durch 15 weitere ergänzt wurden. Für die Trockenlegung der tieferen Baugrube des Oberhauptes mußte ebenfalls in Rücksicht darauf, daß während der Herstellung der Sohlenisolierung unter allen Umständen jede Grundwasserfeuchtigkeit aus der Baugrube ferngehalten werden sollte, noch eine dritte Staffel um das Oberhaupt herum angelegt werden mit 1 Pumpenaggregat und 11 Brunnen; sie liegt 2 m unter der zweiten Staffel.

Zur Sicherstellung des Pumpbetriebes sind zwei Kraftquellen vorhanden, einmal eine eigene Kraftstation, bestehend aus 2 kompressorlosen Dieselmotoren, Fabrikat Deutz, von 150 und 100 PS Leistung, die parallel geschaltet werden können, und einmal ein Anschluß an das Überlandnetz der vereinigten Elektrizitätswerke Westfalen. Die Motoren haben sich sowohl in bezug auf Bedienung als auch auf den Betriebsstoffverbrauch als sehr wirtschaftlich erwiesen und behalten auch bei stark schwankender Kraftentnahme einen sehr günstigen Wirkungsgrad. Die Schalttafel ist so eingerichtet, daß der insgesamt verbrauchte Arbeitsstrom und der insgesamt verbrauchte Blindstrom, ferner der für die Grundwasserabsenkung allein verbrauchte Arbeitsstrom besonders gemessen werden.

Das Flächenausmaß der trocken zu legenden Baugrube betrug in Höhe des mittleren Grundwasserstandes etwa 22 000 m². Nach Fertigstellung der zweiten Staffel konnte die erste Staffel außer Betrieb gesetzt werden, so daß zeitweise die ganze Baugrube mit rd. 70 Brunnen und 2 Pumpenaggregaten trocken gehalten wurde bei einer Absenkung von 8–9 m unter dem mittleren Grundwasserstand, nur bei hohem Lippewasser oder besonders starkem Zustrom von der Landseite mußte die erste Staffel z. T. wieder mit eingesetzt werden. Zur Verfolgung des ganzen Absenkungsvorganges sind verwaltungsseitig eingehende Wassermessungen gemacht und eine größere Anzahl von Beobachtungsbrunnen in der Baugrube und in größerem Umkreis angelegt und laufend genau kontrolliert. Leider ist es nicht möglich, in diesem Zusammenhang nähere Angaben über die Auswertung der gegenseitigen Beziehungen und Beeinflussungen zwischen den insgesamt zuströmenden Wassermengen, dem Grundwasserstand, der Bodendichtigkeit, der Anzahl der im Betrieb befindlichen Brunnen und Pumpenaggregate, der manometrischen Druckhöhe und der Druckhöhenverluste sowie dem Strom-

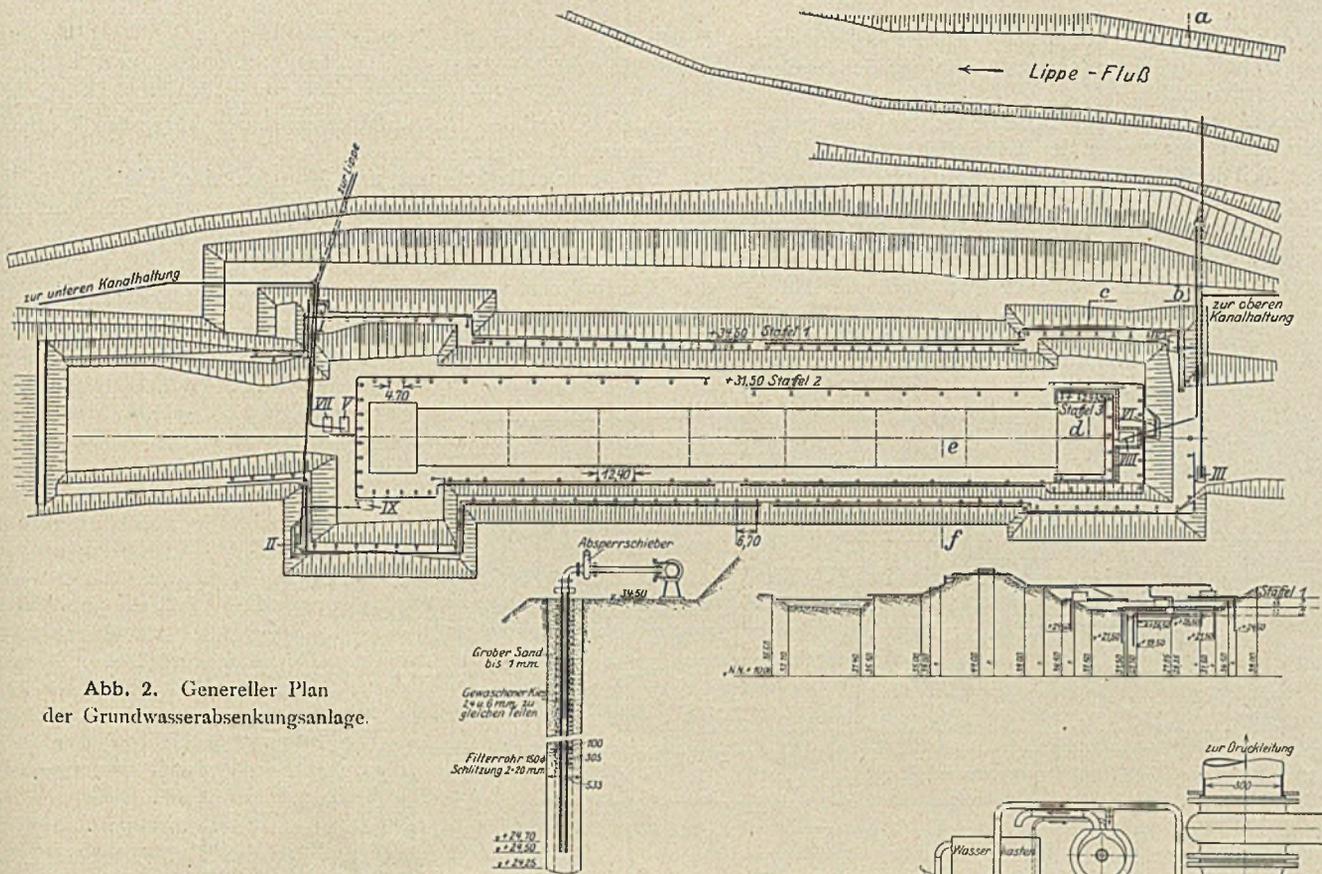


Abb. 2. Genereller Plan
der Grundwasserabsenkungsanlage.

verbrauch, bezogen auf die abgesaugte Wassermenge, zu bringen, es erfolgt hierüber gegebenenfalls eine besondere Veröffentlichung.

Sofort nach Trockenlegung der Baugrube durch die erste Brunnenstapel wurde mit dem Rammen der Umfassungspundwand und nach Fertigstellung einer genügend großen Länge mit dem Ausbaggern der tieferen Baugrube durch Löffelbagger begonnen. Mittlerweile war auch die zweite Staffel genügend weit ausgebaut, so daß in ihrem Schutz im Anschluß an vorerwähnte Arbeiten die Sohlenisolierschicht und weiter die Armierung der einzelnen Sohlenblöcke eingebracht werden konnten. Diese Arbeiten sind normale Ausführungen ohne weiteres Interesse in bezug auf die erforderlichen Betriebs-einrichtungen. Zu erwähnen wäre vielleicht, daß für die Sicherung der Sohlenarmierung gegen irgendwelche Erschütterungen beim Betonieren ein besonderes Unterstützungsgerüst aus Formeisen eingebaut wurde (Abb. 7), das es gleichzeitig ermöglichte, vor dem Einbringen des Betons auch die obere Lage der Sohlenarmierung fix und fertig einzubringen, so daß Unterbrechungen bei den Betonarbeiten selbst vermieden wurden.

Die Grundlagen für die Wahl der Betonierungseinrichtung sind kurz folgende:

Antransport und Lagerung der Materialien, Länge des Bauwerks, seine Ausbildung als Trog und die Aufteilung in eine Reihe von Baublöcken, die wegen der starken Armierung und der besonderen Ausbildung der Fugendichtung eine wechselweise Herstellung der Blöcke in der Reihenfolge 1-3-5-7-2-4-6, ferner getrennte Herstellung von Sohle und aufgehenden Wänden bedingten, Ausnutzung des natürlichen Gefälles der vorhandenen Böschungen, Mischungsverhältnis und die Forderung, die Bindemittel vorzumischen. Wegen der bereits angedeuteten umständlichen Antransportverhältnisse war zu befürchten, daß während der Bauzeit die Materialien nicht in genügender Menge angeliefert werden konnten, zumal auch die benachbarte Schleuse Ahsen gegebenenfalls gleichzeitig mit versorgt werden mußte. Der gesamte Bedarf an Sand und Grobkies war daher schon zum großen Teil vor Auftragserteilung antransportiert, der Rest folgte während der Zeit der

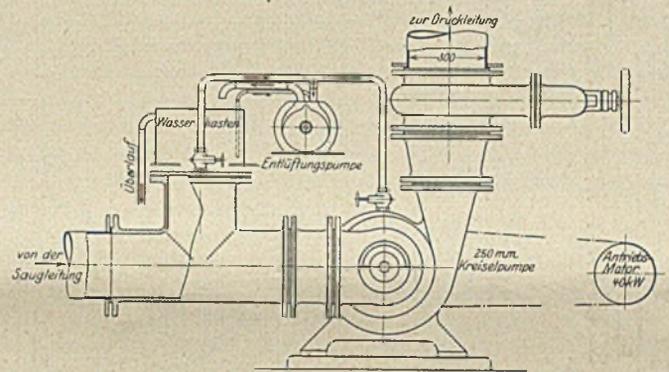


Abb. 2a. Pumpenanlage.

Einrichtung. Für die Bindemittel, Zement und Traß wurde Lagerungsmöglichkeit für 30 000 Sack Zement = 1080 m³ und 750 m³ Traß vorgeschrieben. An und für sich ist für jeden größeren Baubetrieb zur Lagerung der Materialien die Verwendung von Silos das idealste und bei laufender Anlieferung das wirtschaftlichste. Auch für die Zuschlagsstoffe wäre ihre Anlage an einem vorhandenen Hang ohne weiteres möglich gewesen. In unserem Falle schied jedoch hierfür diese Einrichtung aus bereits erwähnten Gründen, für die Bindemittel wegen des ungünstigen Verhältnisses der zu lagernden zu den insgesamt anfallenden Mengen von vornherein aus.

Nach eingehenden Vorstudien und Vergleich verschiedener Möglichkeiten in betriebstechnischer und wirtschaftlicher Beziehung sowie unter Berücksichtigung der neueren Entwicklung des Gußbetonbaues kamen wir dann zu folgendem Arbeitsvorgang (Abb. 3):

Zentral zu den auf die ganze Baustellenlänge sich erstreckenden Sand- und Kieslagern wurde die Aufbereitungsanlage errichtet mit Zement- und Traßlager in normalen Schuppen und dem Aufbereitungsturm in der Mitte. Der lose angelieferte Traß wird von einer hochgelegenen Bühne aus abgekippt, der Zement in Säcken gelagert.

Die Material-Transportwagen sind entsprechend den verwendeten Mischgütern Sand, Kies und gemischten Bindemitteln und entsprechend deren Mengenverhältnis dreiteilig eingerichtet. Sand und Kies werden nacheinander aus fahrbaren Silos, die mittels Greifer gefüllt werden, entnommen, die Bindemittel aus der Vormischung im Aufbereitungsturm. Der Materialzug mit den drei getrennten Mischgütern fährt dann zu den in der

Längsrichtung der Schleuse verfahrbaren Gießtürmen, die auch die Mischanlage tragen, um ein unnötiges Verfahren des fertigen Mischgutes zu vermeiden.

Um für das Abrutschen zur Mischmaschine das nötige Gefälle zu bekommen, mußte in der Längsrichtung der Baugrube am oberen Teil der Böschung noch eine einfache Transportbühne errichtet werden.

Eingehendere Betrachtung verdienen die Gießtürme und die Aufbereitungsanlage, die das Ergebnis sorgfältiger gemeinsamer Überlegungen zwischen meiner Firma und der Inter-

Laufbahnen anzutreiben. Dadurch wäre unter Umständen auch ein Verfahren während des Betonierens bei unveränderlicher Lage des Rinnensystems möglich gewesen, was gleichzeitig den Vorteil der überhaupt erreichbaren kürzesten Rinnenlänge gebracht hätte.

Die genaue Berechnung und Konstruktion zeigten jedoch, daß diese Idee nicht restlos durchführbar war. Es mußten wegen der ungleichen Höhenlage der Fahrstienen an der Böschung und wegen des Gewichtes der ganzen Konstruktion drei Laufbahnen vorgesehen werden. Dadurch fiel auch der

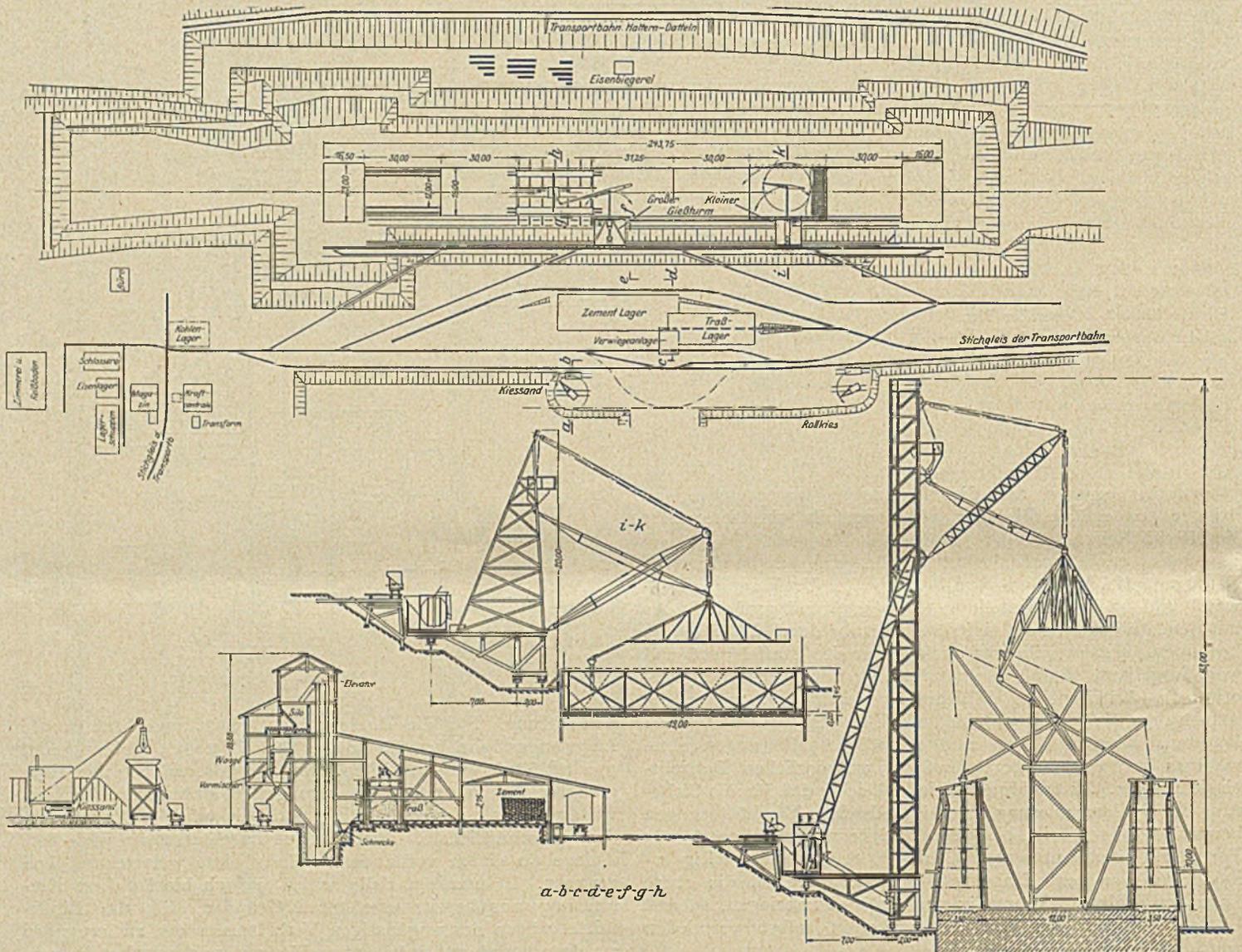


Abb. 3. Genereller Plan der gesamten Betriebseinrichtungen für die Betonarbeiten.

nationalen Baumaschinenfabrik A.-G., Neustadt a. d. Haardt, als Lieferantin darstellen. Für diese Anlagen hatten wir uns vorher unabhängig von unsern eigenen Ausarbeitungen verschiedene Entwürfe machen lassen. Alle fremden Entwürfe sahen feststehende Türme vor. Sie hätten eine große Länge der Gießrinnen, häufiges, sehr umständliches Umhängen der Rinnen und eine sehr große Höhe der Türme bedingt.

Diese technischen und betrieblichen Mängel ließen sich nur durch eine möglichst leicht bewegliche Turmkonstruktion vermeiden. Wir forderten daher die Ibag, deren Urprojekt ebenfalls feste Türme vorsah, auf, einen an der Baugrubenböschung längs verfahrbaren Turm mit vollständiger Misch-einrichtung durchzukonstruieren, und zwar einen Turm, der in jeder Stellung standfest blieb, ohne durch Ankerseile gesichert zu sein. Unsere Absicht war, den Turm durch Transmission und Zahnradübertragung auf die Laufräder zweier

unmittelbare Zahnradantrieb auf die Laufräder fort, um Eckungen zu vermeiden, und es mußte der Antrieb erfolgen durch Motor und Winden, die auf dem Fahrgestell des Turmes angebracht sind, und durch ein endloses Seil, das an den beiden Enden der Laufbahnen über feste Rollen läuft.

Die Höhe des großen Turmes (Abb. 9 u. 10) über Schienen-Oberkante beträgt 43 m. Die Aufzugswinde ist sehr kräftig konstruiert und so eingerichtet, daß durch Auswechslung des Antriebmotors und geringfügige Änderungen die Aufzugsgeschwindigkeiten gesteigert werden können bis zu 2,5 m/sec. Die erforderliche Motorenstärke würde in diesem Fall für die von uns gewählte Mischtrommelfüllung 120 PS sein. Diese Motorenstärke hätte natürlich in unserer Kraftstation erhebliche Stromstöße verursacht. Wir haben daher nur eine Aufzugsgeschwindigkeit von 2/3 m/sec verwandt, da diese auch für die zu erreichende Höhe vollständig genügt.

An der Winde ist ein Höhenzeiger angebracht, so daß der Windenführer an der Winde selbst genau feststellen kann, wann der Aufzugskasten die Auskipphöhe erreicht hat. Zur Sicherheit ist kurz über der jeweiligen Höchstlage des Aufzugkastens ein Maximalausschalter angebracht, der die Winde selbsttätig ausschaltet, sobald der Aufzugkasten durch ein Verschen übers Ziel hinausfährt. Durch ein Lichtsignal kann der Mann auf der Auskippl-Plattform dem Windenführer unten ein Zeichen geben, falls er den Aufzugkasten in der Kippstellung anhalten soll.

Die Mischtrommel mit 12—14 Umdr./min ist gebaut für einen Normalinhalt von 1000 l. Wir haben jede Mischung zu 1213 l losem Material gewählt, wobei zu beachten ist, daß Sand und Grobkies getrennt angeliefert sind und nach eingehenden Versuchen der Verwaltung 1000 l getrennte Zuschlagsstoffe ungefähr 835 l gemischten Zuschlagsstoffen entsprechen, so daß die 1213 l rd. 1050 l bei gemischten Zuschlägen gleichkommen, d. h. der normale Trommelinhalt wird um ein geringes, jedoch zulässiges Maß überschritten. Über der Mischtrommel sind zwei Wasserkästen angebracht, die abwechselnd ihren Inhalt in die Trommel entleeren. Durch genaue Maßeinteilung der Wasserkästen kann der Zusatz, der bekanntlich von der Naturfeuchtigkeit der Zuschlagsstoffe, von der Kornzusammensetzung, vom Mischungsverhältnis, von der Luftfeuchtigkeit, von der Länge der Gießrinnen und von der Temperatur abhängig ist, jeweilig einwandfrei festgelegt werden. Der Arbeitsvorgang ist dadurch gegeben. Die Transportwagen entleeren in einen Vortrichter, von da rutscht das Mischgut in die Mischmaschine, aus dieser fließt es durch eine kurze Rinne in einen zweiten Trichter, von da in den Aufzugkasten, der oben wieder in einen Trichter entleert, weiter durch die Rinnen an die Verwendungsstelle. Der obere Trichter ist mit Segmentschieber versehen, durch den der Betonstrom genau reguliert werden kann.

Die Rinnenkonstruktion mit dem oberen Auffangtrichter hängt an einem in seiner Höhenlage leicht verstellbaren Schlitten. Die Rinnenköpfe sind als feste in senkrechter Richtung um Zapfen, in wagerechter Richtung auf einem Kugellager drehbare Verbindung ausgebildet. Dadurch erhält das ganze Rinnensystem eine sehr große Stabilität bei leichter Manövrierfähigkeit. Eine Verstopfung an den Rinnenköpfen, die vielfach befürchtet wurde, ist im Betrieb nicht aufgetreten. Die Rinnen selbst sind mit leicht auswechselbaren Schleißblechen ausgelegt. Zur Kontrolle der jeweiligen Rinnenneigung sind noch Neigungsmesser angebracht. Die mittlere Neigung betrug 25°.

Kurz hinweisen möchte ich noch darauf, daß es sich empfiehlt, den Kopf des Turmes, die Führungsschienen des Aufzugkastens und den Ausleger für das Rinnensystem nebst Schlitten besonders kräftig auszubilden. Auch das Aufzuggerüst selbst muß stabil ausgeführt sein. Die von der ganzen Konstruktion während des Betriebs aufzunehmenden Stöße und Erschütterungen können sehr erheblich werden. Es gilt daher auch bei einem Gießturm die gleiche Losung wie bei allen Baumaschinen: Kräftige saubere Ausführung bei leichtem Spielen aller Bewegungsvorrichtungen.

Ich habe bereits angedeutet, daß der Turm durch die Forderung der Standfestigkeit ohne Anbringen von Ankerseilen ziemlich schwer geworden ist. Da er doch an der jeweiligen Arbeitsstelle immer längere Zeit verbleibt, würde man vielleicht zweckmäßig

diese Forderung fallen lassen und dafür die verhältnismäßig geringe Umständlichkeit des Verseilens in der jeweiligen Stellung in Kauf nehmen. Der ganze Turm wird dadurch leichter, man wird vielleicht mit zwei Laufbahnen auskommen, damit den erstrebenswerten unmittelbaren Zahnradantrieb ermöglichen und die Beweglichkeit steigern.

Für die Betonierung der aufgehenden Wände wurde noch ein zwischen den Wänden fahrbares Bockgerüst benutzt, das oben eine in beide Mauern reichende Verteilungsrinne trägt, die durch Umstellen einer Klappe in der Mitte ein einfaches wechselweises Betonieren gestattet. In den Mauern selbst haben wir zunächst hineingehängte Rinnen verwandt, die bis kurz über die jeweilige Betonhöhe reichten. Das Verhängen der Rinnen erfolgte durch Derricks ebenfalls vom Bockgerüst aus. In der verhältnismäßig engen Schalung und bei den vielen Schalungsankern war das jedoch sehr umständlich, weshalb wir dazu übergingen, teleskopartige Abfallrohre zu verwenden, die zwischen zwei hinübergelegten Balken aufgehängt und durch die Derricks des Bockgerüsts oder mittels Turmdrehkrans einfach versetzt werden können. Es hat sich gezeigt, daß bei 2—3 m Freifallhöhe noch ein gutes Durcharbeiten des Betons möglich ist, bei höherem Freifall werden die Leute durch das Umherspritzen des Betons zu sehr behindert.

Während des Betonierens eines Baublocks bleibt der Turm stehen. Dafür muß das Rinnensystem je nach der Betonierungsstelle verzogen werden, was jedoch wegen der leicht drehbaren Aufhängung keinerlei Mühe macht. Wie bereits angedeutet, erfolgte die Betonierung der Sohle von Oberkante des fertigen Armierungsgerippes, die Betonierung der Wände von Oberkante der fix und fertigen Schalung bzw. des Bockgerüsts aus. Die Sohle und die Wände bestehen daher — jeder Teil für sich — in voller Stärke bzw. Höhe aus einem Guß, sofern nicht hier und da unvermeidliche Betriebsstörungen eine Unterbrechung verursachten.

Da also der Rinnenauslauf während der Betonierung eines Bauteils seine Höhenlage nicht veränderte, konnte er jeweils abgestützt werden. Das ist natürlich nicht bei jedem Bau möglich; wo es aber zu erreichen ist, ist es ein wesentlicher Vorteil, denn das sonst nicht zu vermeidende unangenehme Schwanken des Fliegers bringt nicht nur starke Beanspru-

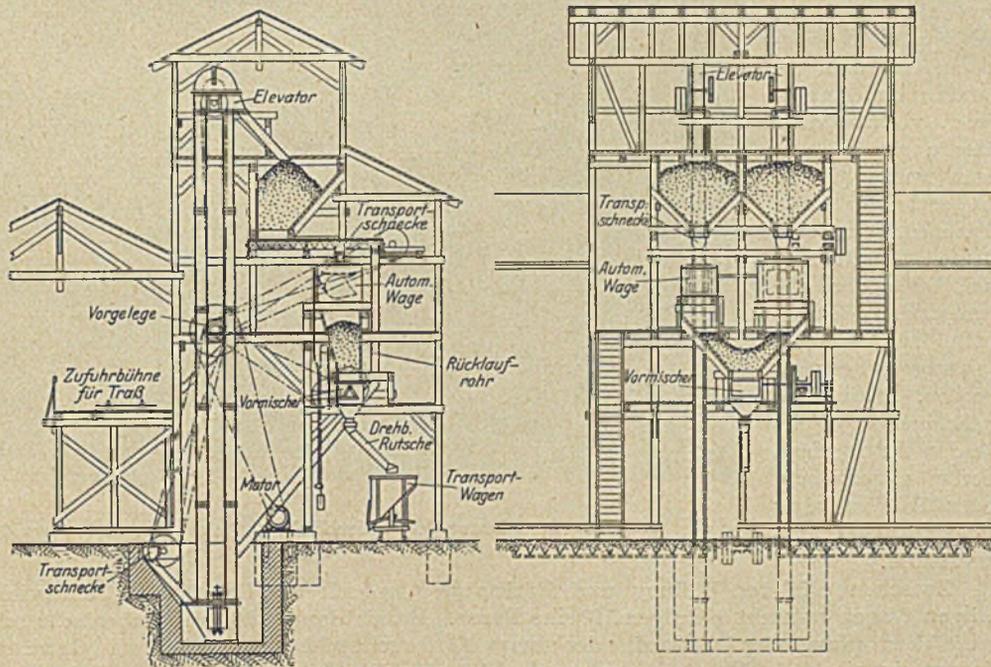


Abb. 4. Aufbereitungsanlage.

chungen in die Turmkonstruktion, sondern die Freifallhöhe des Betons schwankt ebenfalls in beträchtlichen Grenzen.

Der außerdem in Abb. 3 dargestellte zweite Gießturm ist eine Konstruktion, wie sie für die Herstellung des größten Teiles

der Sohle verwendet wurde (Abb. 6 u. 7), weil der große Turm nicht rechtzeitig geliefert werden konnte. Das Prinzip ist im Grunde genommen das gleiche, eine Erklärung erübrigt sich.

Zur Vormischung von Zement und Traß dient die Aufbereitungsanlage (Abb. 4). Der Aufbereitungsturm liegt zentral zwischen Zement- und Traßlager. Förderschnecken befördern von beiden Seiten her die Bindemittel in Elevatoren, durch die sie in kleine Vorratssilos, die im oberen Turm untergebracht sind, gelangen. Aus den Silos werden sie wieder durch Schnecken abgezapft, die sie den automatischen Wiegeapparaten zuführen. Diese sind den in den Zementfabriken üblichen Sackwagen nachgebildet und von der

Registrierwagenfabrik V. Bauer in Siegburg geliefert. Die Wagen sind genau auf das vorgeschriebene Gewicht entsprechend einer Trommelfüllung eingestellt, sind aber in bestimmten Gewichtsgrenzen verstellbar. Nach erfolgter Füllung wird der weitere Zustrom automatisch abgesperrt. Die Wagen sind außerdem mit Zählapparaten versehen, so daß jederzeit die Anzahl der verarbeiteten Mischungen abgelesen werden kann. Sie entleeren beide gleichzeitig in eine kleine Mischtrommel, aus der die gemischten Bindemittel in die Transportwagen abgezapft werden. Sämtliche maschinellen Teile werden durch einen Motor angetrieben, jeder Teil ist aber für sich allein auszusalten.

Zwischen erfolgter Füllung und Entleerung der selbsttätigen Wagen entsteht naturgemäß eine Pause. Damit dann keine Verstopfung oder Überlaufen der oberen Förderschnecken eintritt, ist noch ein Überlaufrohr angebracht, das die überfließende Menge wieder in die Elevatoren zurückleitet. Dies geht jedoch nur bei kurzen Stockungen in der Entleerung der Wiegeapparate, bei längeren Pausen müssen die oberen Förderschnecken ausgeschaltet werden, da sonst leicht eine Verstopfung der Elevatoren eintritt. Das ist auch weiter nicht störend, da sowieso ein Mann zur Aufsicht im Turm sein

muß. Die Bedienung der selbsttätigen Wagen und der Vormischtrommel erfolgt von außen durch den Mann, der die Füllung der Transportwagen besorgt. Sobald die Wiegeapparate gefüllt sind, schließt sich ein Kontakt, und es erscheinen im Turm und draußen Lichtsignale, rot und grün für Zement und Traß. Durch einen Hebelzug, mit dem gleichzeitig der Lichtkontakt unterbrochen wird, erfolgt die Entleerung in die Vormischtrommel und nach erfolgter Mischung durch einen zweiten Hebel die Entleerung in die Transportwagen. Das Lichtsignal im Turm gibt dem Aufsehermann im Turm das Zeichen, die Zubringerschnecken abzustellen, sobald es innerhalb einer bestimmten Zeit nicht erlischt.

Soweit es überhaupt erreichbar ist, sind sämtliche Teile staubdicht abgeschlossen. Ganz zu vermeiden ist eine Staubentwicklung jedoch nicht.

Wie wir gesehen haben, werden die Zuschlagsstoffe Sand und Kies in den Transportwagen nach Raummaß bestimmt — das Sackmaß auf dem Transport von der Entnahmestelle bis zur Mischmaschine läßt sich schon nach kurzem Betrieb mit großer Sicherheit berücksichtigen —, die Bindemittel nach Gewicht.

Für die Bindemittel ist die Verwendung von Wiegeapparaten ohne Frage einwandfreier als Raummeßapparate, da die fein pulverisierten Stoffe beim Einlauf in Meßgefäße unter

Umständen sehr viel Luft aufnehmen und die wirklichen Mengen daher sehr schwankend sein können. Diese Unsicherheit ist bei Gewichtsbestimmung ausgeschlossen. Da das Mischungsverhältnis, wie allgemein üblich, nach Raumteilen bemessen wird, genügt es, von Anfang an für die Bindemittel ein bestimmtes Raumgewicht festzulegen. Im Einverständnis mit der Verwaltung sind für die Schleuse Flaesheim $1,4 \text{ t/m}^3$ Zement und 1 t/m^3 Traß zugrunde gelegt. Die Nachprüfungen des Soll- und Istverbrauches haben sehr zufriedenstellende Ergebnisse gehabt, die aufgetretenen Unterschiede sind ohne

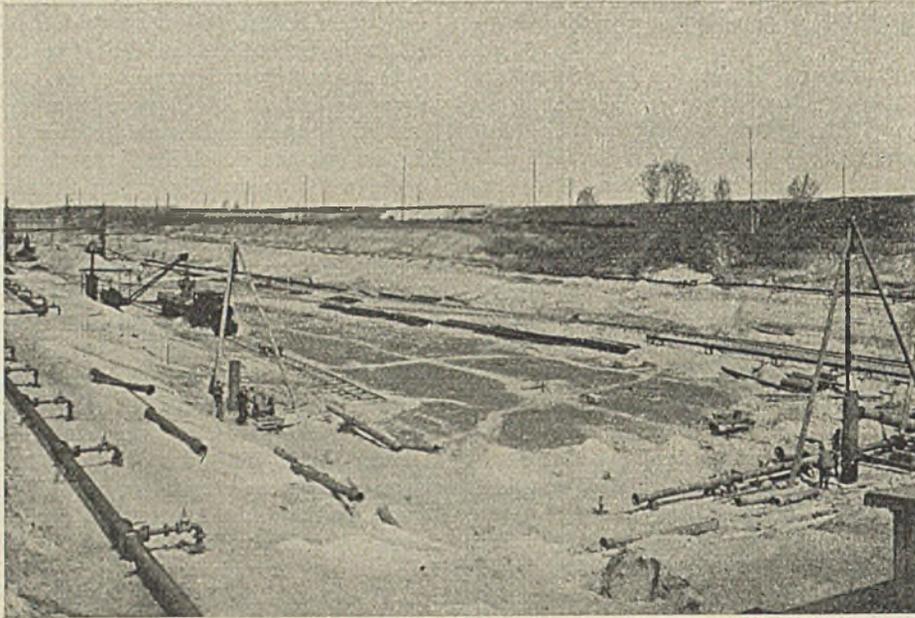


Abb. 5. Baugrube nach Entleerung, Anlage der 2. Brunnenstafel.



Abb. 6. Betonierung des Sohlenblocks 1, Anlage des Südstrangs der 2. Staffel.

weiteres durch die mehrmalige Verladetätigkeit, durch den Antransport auf Baugleis, durch Sack- und Staubverlust begründet.

Besonders zu beachten ist noch die Ausbildung der Schalung (Abb. 3 u. 11). Sie besteht aus vier einzelnen Konstruktionsteilen, und zwar aus Schalungstafeln, die auf

Beziehung bewährt. Die Betonflächen sind einwandfrei, Schalungsgrate sind kaum sichtbar, ganz lassen sie sich eben auch bei noch so tadellos gearbeiteter Schalung nicht vermeiden. Die Sichtflächen im Innern der Schleuse werden daher wahrscheinlich auch keine besondere Bearbeitung erfahren. Meines Wissens ist die hier gezeigte fahrbare Gießturmanlage

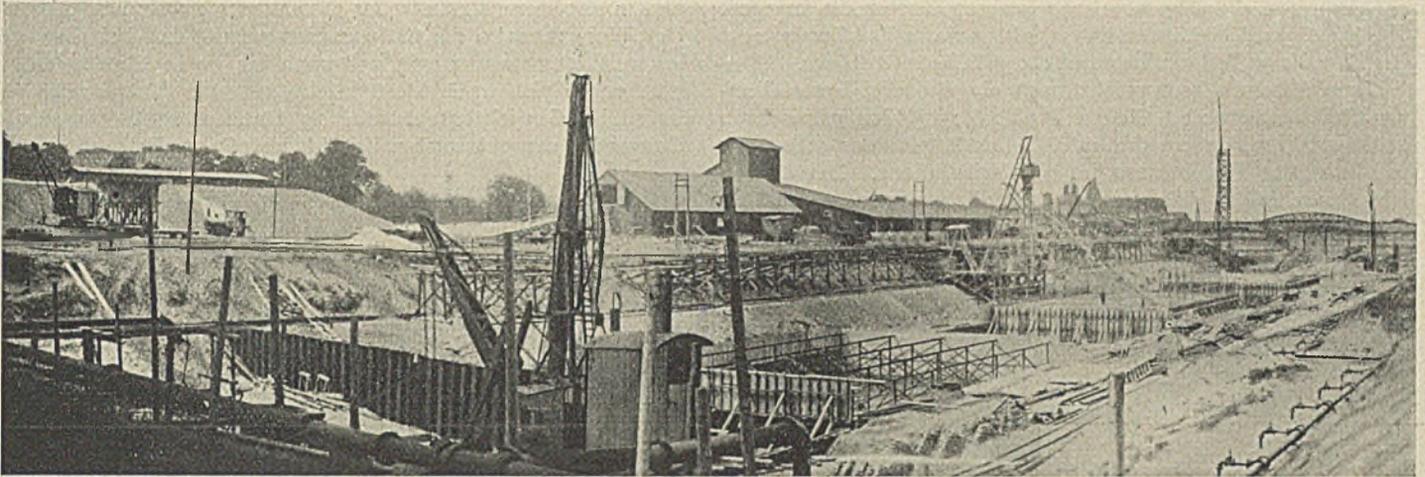


Abb. 7. Übersicht während der Ausführung der Sohle mit Sohlenblöcken in verschiedenen Baustadien. Im Hintergrund Montage des großen Gießturms.

der Kammerseite 5/5 m, auf der Außenseite wegen des vorhandenen Knickes 5/3,50 m groß und aus 4 cm starken ungespundeten Bohlen und Kanthölzern kräftig hergestellt sind,

ferner aus Runden mit Doppelankern mit Doppelmutter auf den Innenseiten der Schalung, damit die äußeren Ankerenden nach genügender Erhärtung entfernt und die entstehenden Löcher einwandfrei gedichtet werden können, aus I-Trägern zur Übertragung des Druckes von den Tafeln auf die Verankerungen und aus Böcken zur Aufnahme der Ankerschrauben und zur Montage der Tafeln und I-Träger. Montage und Demontage erfolgt durch Turmdrehkran. Wir haben dadurch erreicht, mit einem Minimum an Holz eine sehr stabile Schalung herzustellen unter Wahrung des leichten Auf- und Abbaus. Wo eine einwandfreie Verankerung nach innen möglich ist, ist sie fraglos einer Absteifung nach außen vorzuziehen, da diese mit wenigen Ausnahmen bei schnell steigenden Gußbetonmassen eine Deformation nicht vermeiden läßt. Berechnet ist die Konstruktion auf Grund der Untersuchungen von Dr.-Ing. Noack über den Seitendruck von flüssigem Beton, die zurückgehen auf die Theorie von Janssen über den Getreidedruck in Silozellen¹⁾. Die Ausführung hat sich in jeder

die erste derartige Konstruktion, die auf dem Gebiet der Weiterentwicklung des Gußbetonbaues einiges Interesse beansprucht.

Wenn man bedenkt, daß die Gußbetonbauweise für uns in

Deutschland noch verhältnismäßig neu ist, so ist es nicht nur zu empfehlen und zu begrüßen, sondern es ist außerordentlich notwendig, daß überall dort, wo es nur irgendwie zu erreichen ist, umfangreiche Versuche über sämtliche in Betracht kommenden Faktoren gemacht werden, um Angriffe erfolgreich abwehren zu können, die grundlegenden Bedingungen zur Erreichung einer möglichst hohen Bauwerksgüte kennen zu lernen unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit und der Bedeutung des Bauwerks und die Punkte herauszukehren, die zur Vermeidung von Rück-

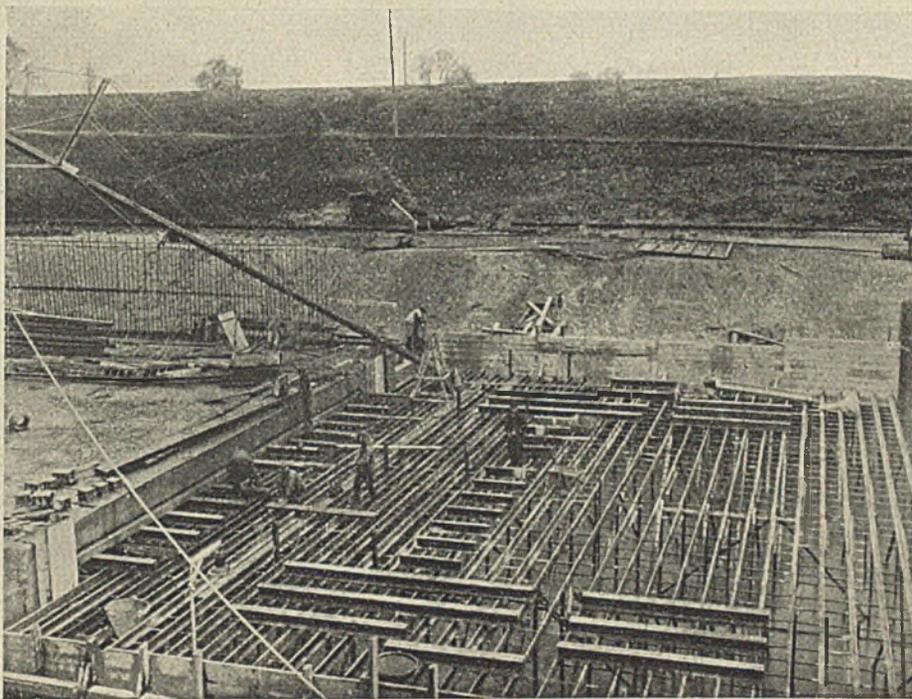


Abb. 8. Armierung und Auflagergerüst des Hubtores in der Sohle des Unterhauptes.

schlagen unbedingt beachtet werden müssen. Ausführungen, die nicht von dem notwendigen Verantwortlichkeitsgefühl geleitet sind, können eine junge Bauweise in Mißkredit bringen, der an und für sich nicht berechtigt ist.

Von seiten der Verwaltung sind daher auch während der Bauzeit der Schleuse Flaesheim eingehende Versuche gemacht über Kornzusammensetzung der getrennten und der gemischten Zuschlagsstoffe, über die Raumverringern nach erfolgter Mischung, über den erforderlichen Wasserzusatz unter gleichzeitiger Kontrolle durch Konsistenzprüfungen, über die Natur-

¹⁾ „Schweizerische Bauzeitung“ Nr. 9 vom 1. 9. 1923.

feuchtigkeit, Raumgewichte, Wasserdichtigkeit des Betons, über die Festigkeit des Betons, und zwar Würfel Festigkeit und Festigkeit im fertigen Bauwerk und über die Temperaturbewegung während der Erhärtungszeit.

Über das Ergebnis dieser Untersuchungen wird demnächst von seiten der Bauverwaltung eine besondere Veröffentlichung erscheinen. Es ist mir aber gestattet worden, schon jetzt einige summarische Angaben, die allgemein interessieren dürften, zu bringen.

Das verwendete Mischungsverhältnis war 1 Teil Zement : 0,6 Teilen Traß : 3 Teilen Kiessand : 4,5 Teilen Grobkies.

Diese Mischung entspricht nach eingehenden Feststellungen 1 Teil Zement : 0,6 Teilen Traß : 6,25 Teilen gemischten Zuschlagsstoffen, da ein großer Teil des Kiessandes schon zur Ausfüllung der Hohlräume im Grobkies dient. Bei obigen Zahlen handelt es sich selbstverständlich um naturfeuchtes Zuschlagsmaterial. Die Raumverringering der Zuschlagsstoffe

lich höher. Die Würfel Festigkeiten haben meines Erachtens nur eine geringe Bedeutung, da die Vorgänge in den kleinen Würfeln ganz andere sind als in größeren Bauwerksmassen.

Die Naturfeuchtigkeit der Zuschlagsstoffe ist im Mittel festgestellt zu 3,5 Gewichtsprozenten bei Kiessand und 2,5 Gewichtsprozenten bei Grobkies. Die Schwankungen bei verschiedenen Temperaturen und Feuchtigkeitsgraden der Luft und unter dem Einfluß der Niederschläge sind sehr gering. Der Wasserzusatz, der so bemessen wurde, daß bei einer mittleren Rinnenneigung von 25° noch ein gutes Fließen möglich war, ergab sich unter Berücksichtigung der Naturfeuchtigkeit zu rd. 9 Gewichtsprozenten, 15 Raumprozenten, wenn das Raummaß der getrennten Zuschlagsstoffe in Betracht gezogen

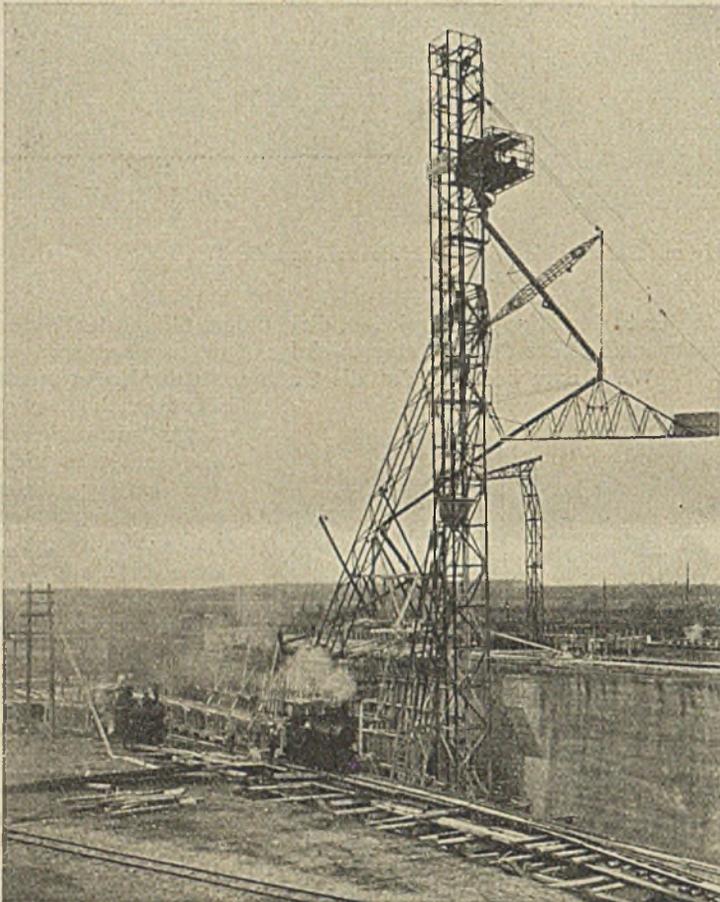


Abb. 9. Großer Gießturm vom Gelände aus aufgenommen.

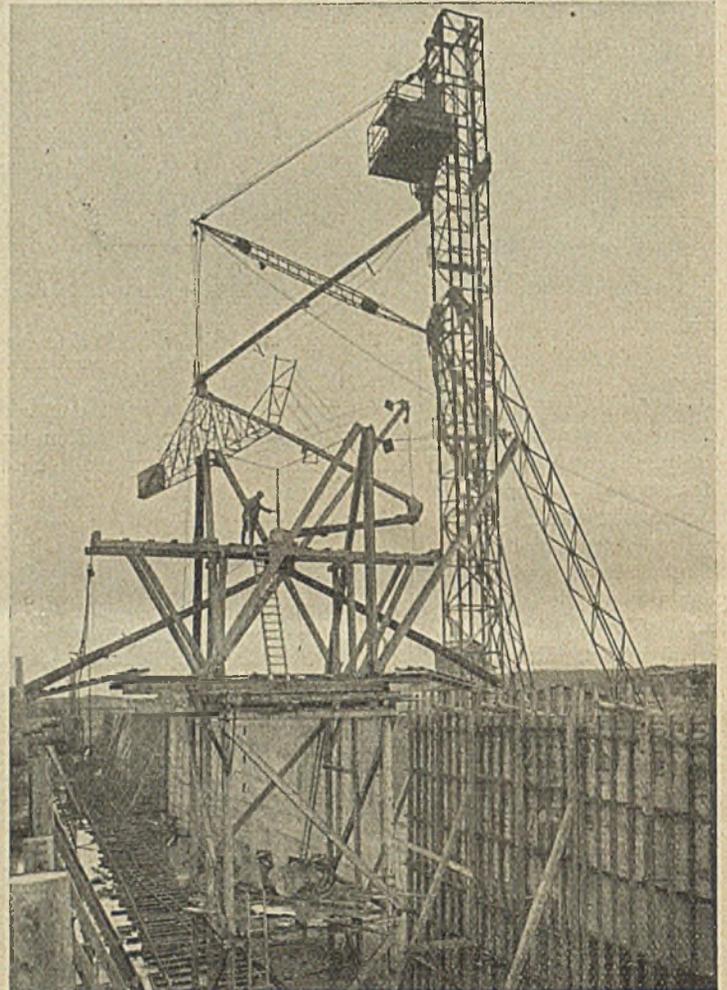


Abb. 10. Großer Gießturm und fahrbares Bockgerüst mit Verteilungsrinne.

allein nach ihrer Mischung drückt sich also aus durch das Verhältnis $7,5 : 6,25 = 1,2 : 1$. Die Ermittlungen über die Kornzusammensetzung haben eine sehr gute Übereinstimmung mit der bekannten Fuller-Kurve ergeben. Auch die Gewichtsbestimmungen für die getrennten und gemischten Zuschlagsstoffe im lose eingelaufenen und eingerüttelten Zustande haben die außerordentlich günstige Kornzusammensetzung bewiesen. Gemischt und eingerüttelt ist das mittlere Gewicht zu $2,1 \text{ t/m}^3$ ermittelt worden. Bei einem spezifischen Gewicht von rd. 2,6 bedeutet das eine Undichtigkeit von knapp 20 %, was in bezug auf die Güte der Materialien als ganz glänzend bezeichnet werden muß.

Die Festigkeit im Bauwerk ist an Probekörpern, die aus dem vollen Beton herausgestemmt wurden, nach einem halben Jahr zu 150 kg/cm^2 ermittelt. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß die Probekörper nicht sehr groß waren und das Gefüge daher fraglos beim Herausstemmen schon gelitten hat. Die wirkliche Festigkeit ist deshalb nach meiner Überzeugung wesent-

wird, und zu reichlich 17 Raumprozenten bei gemischten Zuschlagsstoffen. Bei hohen Lufttemperaturen im Sommer erhöhten sich diese Zahlen bis zu etwa 5 % wegen der Wasserverdunstung während des Fließens und wegen der Austrocknung der Gießbrinnen, die gewissermaßen immer wieder neu geschmiert werden müssen. Der Wasserzusatz ist für die erreichbare Festigkeit von höchster Bedeutung. Er muß so niedrig wie möglich gehalten werden und richtet sich nach der Forderung, daß eine gleichmäßige Fortbewegung der zusammenhängenden zähflüssigen Betonmasse erfolgt. Schärfste Beobachtung und einfache Regulierbarkeit ist daher unbedingt erforderlich.

Die Kurven der Temperaturmessungen während der Zeit der Erhärtung zeigen den bekannten charakteristischen Verlauf: Steiles Ansteigen in den ersten 5 Tagen, einige Tage ungefähr gleichbleibend und langsames Fallen bis zum Ausgleich mit der Außentemperatur nach mehreren Wochen. Der größte Unterschied gegenüber der Außentemperatur wurde zu etwa 25° festgestellt.

Die Dichtigkeit des Betons im fertigen Bauwerk scheint nach der Struktur ausgezeichnet zu sein. Wie bereits bei der Bauausführung erwähnt, haben wir in den aufgehenden Wänden zunächst mit schrägen Rinnen gegossen, später mit senkrechten Teleskoprohren. Um die Freifallhöhe zu ermitteln, sind einige Versuche gemacht worden. Es wurden verschiedene Probekörper 1 m^3 im Querschnitt und $1,50 \text{ m}$ hoch gegossen, und zwar einmal durch Auslauf aus einer schrägen Rinne direkt in den Schalungskasten, dann mit senkrechtem 10 m , 4 m und 2 m Freifall, sämtliche 4 Körper, ohne den Beton durchzurühren (Abb. 12 a u. b). Nach etwa $3\frac{1}{2}$ Monaten sind die Körper gesprengt worden. Die Struktur ist bei allen vier nicht wesentlich verschieden. Gegen den senkrechten Auslauf war daher nichts einzuwenden. Alle Sprengstücke zeigen aber eine starke Porosität — größere Luftblasen sind an den Außenflächen deutlich erkennbar — und geringe Festigkeit, da nur we-

wicht eine wichtige Rolle spielt und diese sich in verschiedenen kleinen Betonkörpern naturgemäß erheblich verschieben kann. Es müßten dazu größere Betonkörper genommen werden, von denen anzunehmen ist, daß die mittlere Kornzusammensetzung die gleiche ist. Die Höhe des zulässigen senkrechten Freifalls richtet sich also nach der Forderung, ein gutes Durchrühren an der Gießstelle zu gewährleisten. Es hat sich gezeigt, daß man über $2-3 \text{ m}$ Freifall nach Möglichkeit nicht hinausgehen soll, da sonst die Arbeiter durch das Umherspritzen des Betons zu stark belastigt werden. In engen Bauteilen ist ein weiterer Nachteil bei höherem Freifall noch der, daß die Schalung zu stark bespritzt wird und die kleinen an der Schalung klebenden Betonteilchen schon erhärten, bevor der Gußkörper die betreffende Stelle erreicht.

Es dürften diese kurzen Angaben bewiesen haben, wie wichtig es ist, eingehende Untersuchungen anzustellen, und es ist zu wünschen, daß bei allen

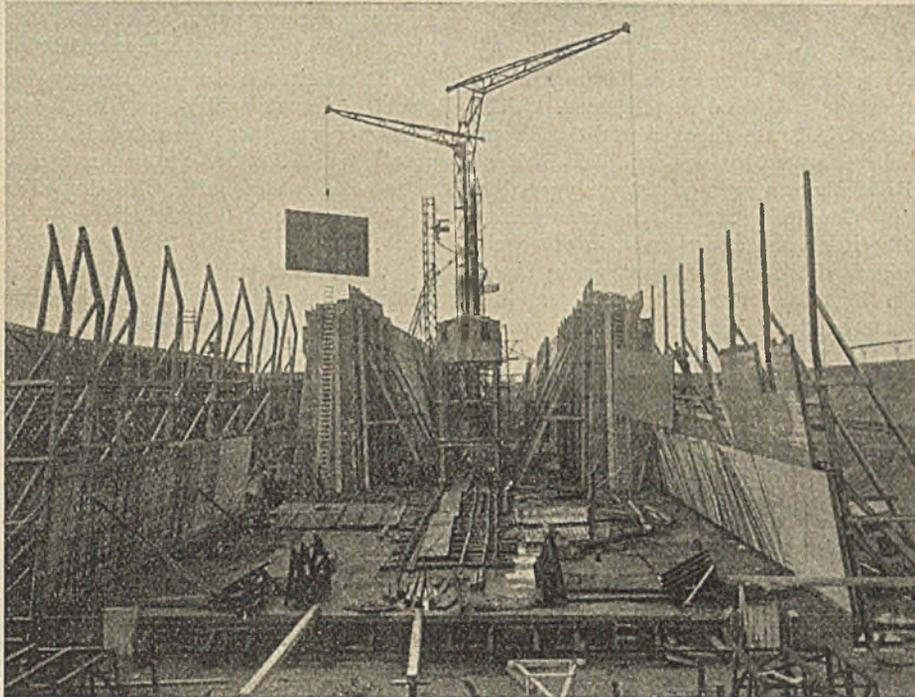


Abb. 11. Versetzen der Schalung mittels Turmdrehkran.

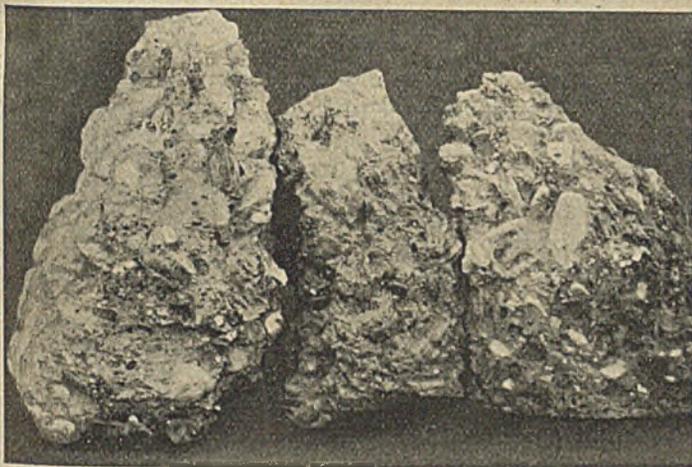


Abb. 12 a. Sprengstücke aus Probekörpern mit 10 m , 2 m und 4 m Freifall.



Abb. 12 b. Sprengstück aus einem Probekörper ohne Freifall.



Abb. 12 c. Probestück aus dem fertigen Bauwerk.

nige Kiesel in sich gespalten sind. Ein Vergleich mit einem Stemmstück aus dem vollen Mauerwerk (Abb. 12 c), bei dem Luftblasen kaum festzustellen und fast sämtliche Kiesel in sich gespalten sind, zeigt, wie außerordentlich wichtig in bezug auf die zu erzielende Dichtigkeit und Festigkeit ein gutes Durchrühren des Betons ist. Ein von uns vorgenommener Versuch, die relative Dichtigkeit der verschiedenen Sprengstücke zueinander durch Vergleich der Raumgewichte festzustellen, zeigte zwar durchweg ein geringeres Raumgewicht der Probekörper gegenüber dem Beton aus dem Bauwerk, ergab aber kein unbedingt klares Bild. Dies ist wohl darauf zurückzuführen, daß die Kornzusammensetzung für das Ge-

behördlichen Bauten, wo beide Teile das gleiche Interesse an der Erforschung der Bauweisen haben, im engsten Zusammenwirken zwischen Bauherrn und Unternehmer alle wichtigen Fragen in praktischer, wirtschaftlicher und wissenschaftlicher Beziehung möglichst eingehend untersucht werden zwecks Erreichung höchster Bauwerksgüte und zum Ruhm deutscher Arbeit. Das Ergebnis der Untersuchungen mit möglichst umfassender Begründung und unter Klarlegung der Verhältnisse muß schnellstens der Fachwelt zugänglich gemacht werden, und es darf im Interesse der Gesamtwicklung nicht vorkommen, daß gewisse Stellen die Bekanntgabe unnötig hinauszögern oder gar ganz unterschlagen.

BERECHNUNG EINES KÜHLTURMUNTERBAUES ALS RÄUMLICHES STABWERK.

Von Dr.-Ing. Erich Reisinger, Dresden.

Übersicht. Aufstellung der Berechnung eines 12eckigen Kühlturm-Unterbaues als räumliches Stabwerk, Durchrechnung eines Beispiels, allgemeine Kritik der Belastungsannahmen.

Die Berechnung von Kühlturmunterbauten stellt den Statiker vor eine interessante Aufgabe. Bei den modernen Großkonstruktionen wird der Schlot zumeist in Eisenfachwerk mit Holzverschalung hergestellt, während die Stützen, welche den Schlot tragen, nebst dem Kaltwasserbecken und der Tropfplatte fast stets in Eisenbeton ausgeführt werden. Die Stützen bilden ein räumliches Rahmenwerk von meist polygonalem Grundriß. Kreisförmiger Grundriß ist selten anzutreffen, auch viereckiger Grundriß wird kaum angewandt, in den weit-aus meisten Fällen erfolgen die Ausführungen nach einem 6- bis 12eckigen Grundriß. Die Stützen, welche im allgemeinen eine Höhe von 8,0 - 12,0 m besitzen, werden an ihrem oberen Ende durch einen Ringbalken versteift. Auf den Köpfen der Stützen sind die Eckstiele des eisernen Schlotes befestigt. Eine Belastung des Ringbalkens durch den Schlot findet nur in ganz geringem Umfang statt, das unterste Feld der Verschalung lagert auf dem Ringbalken.

Die Stützen werden starr oder gelenkig mit den Fundamenten verbunden. Je nach dem vorliegenden Grundriß entstehen dann hochgradig statisch unbestimmte Systeme, welche einer zuverlässigen Berechnung nicht zugänglich sind.

In der Praxis berechnet man diese Systeme meist unter der Annahme, daß der Kopfring starr ist, oder man zerlegt das System in Anpassung an den Grundriß in n ebene Rahmen, deren Stiele an den Ecken jeweils zusammenfallen.

Die Unzulänglichkeit der gemachten Annahmen beeinflußt in erheblichem Maße die Sicherheit der Berechnung und führt unter gewissen Umständen zu einer falschen Kräfteverteilung.

Eine genaue und einfache Berechnung dieser Systeme ist durchführbar, wenn die Stützen in die Fundamente eingespannt werden und weiterhin die Annahme gemacht wird, daß die Riegel gelenkig an die Stützen angeschlossen werden. In Abb. 1 ist das System eines derartigen Kühlturmes skizziert, welcher einen 12 eckigen Grundriß besitzt. Die Annahme eines

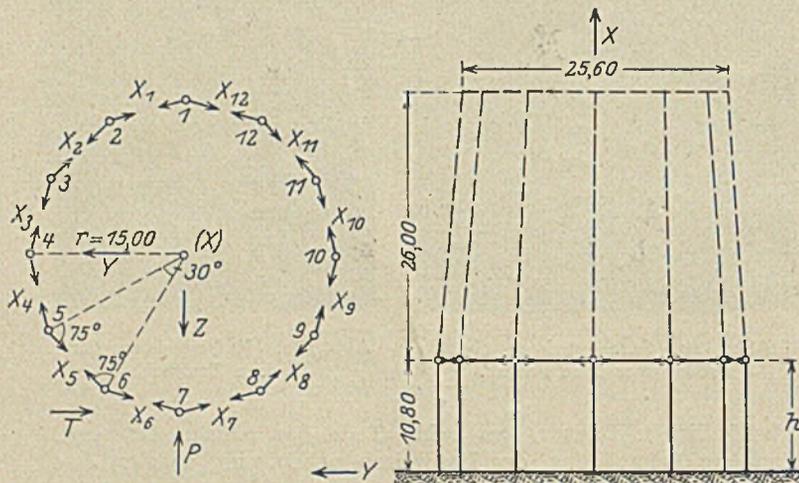


Abb. 1. System eines 12eckigen Kühlturmunterbaues.

gelenkigen Riegelanschlusses ist um so mehr berechtigt, als die geringe Belastung der Riegel auch nur einen geringen Querschnitt dieser erfordert, dann aber stellt diese Annahme auch den Grenzfall dar, welcher entsteht, wenn infolge Überlastung des Systems die Riegel an ihren Anschlüssen reißen. Frühere Untersuchungen des Verfassers an ähnlichen Systemen haben gezeigt, daß steife Kopfringe erhebliche Verdrehungsmomente erhalten, welche eine schwierige und unwirtschaftliche Be-

wehrung der Riegel erfordern. Die bei Annahme eines starren Kopfringes auftretenden Momente können nur dann aufgenommen werden, wenn der Ring durch kräftige Queraussteifungen biegungsfest verspannt wird. Der Zweck dieser Bauwerke verbietet jedoch Einbauten innerhalb des Kopfringes.

Die weiteren Ausführungen, welche hier gemacht werden, erfolgen im Anschluß an die Berechnungsart, welche vom Verfasser im „Bauingenieur 1924“ Heft 1 auf Seite 5-6 mitgeteilt wurde. Dort wurde gezeigt, wie die Berechnung räumlicher Stabwerke mit Hilfe der allgemeinen Arbeitsgleichung in einfacher und übersichtlicher Weise vorgenommen werden kann.

Der Berechnung sei das System der Abb. 1 zugrunde gelegt. Die Höhe des Unterbaues sei h, der Radius des dem Zwölfeck umschriebenen Kreises sei r. Die Stellung der Stützen erfolge radial, dann fallen die Hauptachsen des Stützenquerschnittes mit der Richtung des Radius und der Tangente zusammen. Der Centriwinkel des Zwölfecks beträgt 30° und die Riegelachsen schließen mit der Tangente im Eckpunkt Winkel von 15° ein. Zur Bestimmung der Vorzeichen legen wir ein Koordinatensystem derart, daß die Y-Achse mit der jeweiligen Riegelachse zusammenfällt und die Z-Achse nach innen weist. Ein Fortschreiten im System erfolgt dann in der positiven Richtung der Y-Achse. Hierbei zählen wir den positiven Drehungssinn eines Momentes entgegen dem Sinne des Uhrzeigers.

Das System ist zwölfmal statisch unbestimmt. Als Überzählige führen wir die Normalkräfte X_1 bis X_{12} der 12 Riegelstäbe in die Berechnung ein. Eine an einem Eckpunkt angreifende Unbekannte zerlegen wir in die Richtungen der beiden Hauptachsen der Stütze und finden nach Abb. 2:

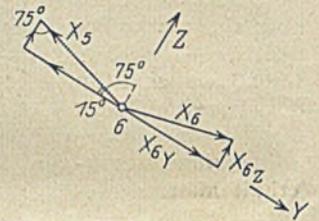


Abb. 2. Kräftezerlegung an einer Ecke.

$$Z_n = X_n \sin 15^\circ = 0,259 X_n$$

und $Y_n = X_n \cos 15^\circ = 0,966 X_n$

Weiter bezeichnen wir in der üblichen Weise die Steifigkeiten der Stütze mit

$$h_y = \frac{J_c}{J_y} \cdot h$$

und $h_z = \frac{J_c}{J_z} \cdot h$.

Gilt die Superposition

$$M' = M_0 + M_1 X_1 + M_2 X_2 + \dots + M_{12} X_{12}$$

und $N' = N_0 + N_1 X_1 + N_2 X_2 + \dots + N_{12} X_{12}$,

so lauten die Elastizitätsgleichungen

$$\sum P_m = \delta_{m1} + X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} + \dots + X_{12} \delta_{1,12} + s_1 + \delta_1 t = 0$$

usw.

Man erhält 12 Gleichungen mit 12 Unbekannten. In diesen Gleichungen bezeichnen Δs_n die Formänderung des n^{ten} Riegels infolge der Normalkraft $X_n = 1$, $\delta_n t$ diejenige infolge einer Temperaturänderung t. Mit genügender Annäherung kann im allgemeinen $\Delta s = 0$ gesetzt werden. Die an den Stützenköpfen angreifenden Unbekannten X erzeugen in den Stützen Momente, welche in der Abb. 3 z. B. für die Unbekannten X_{12} , X_1 und X_2 skizziert sind. $X_1 = 1$ ruft am Fuß-

punkt der Stütze 1 die Momente $M_y = -0,259 h$ und $M_z = +0,966 h$, an jenem der Stütze 2 $M_y = -0,259 h$ und $M_z = -0,966 h$ hervor.

Die Berechnung der 12 Unbekannten aus diesen Gleichungen bietet keinerlei Schwierigkeiten, sie kann mit jeder gewünschten Genauigkeit vorgenommen werden.

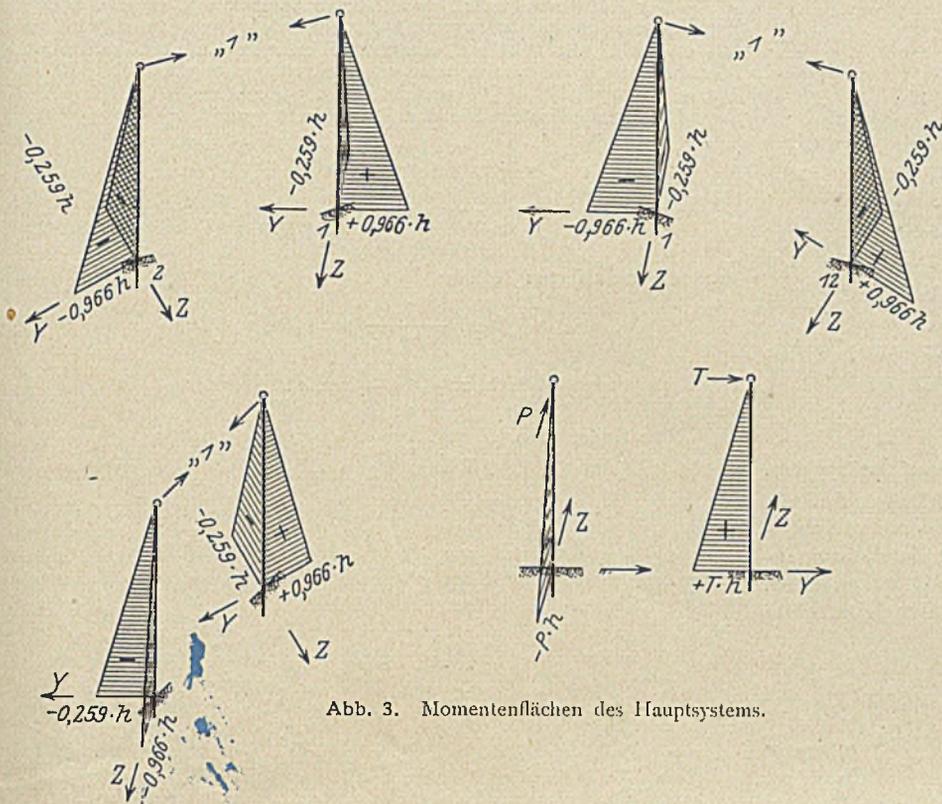


Abb. 3. Momentenflächen des Hauptsystems.

Durch Verbindung der entsprechenden Momentenflächen erhält man

$$E J_c \delta_{11} = 2 \left(\frac{1}{3} \cdot 0,966^2 h^2 h_z + \frac{1}{3} \cdot 0,259^2 h^2 h_y \right) \\ = \frac{2}{3} h^2 (0,933 h_z + 0,0671 h_y) \\ = E J_c \delta_{22} = E J_c \delta_{33} = \dots = E J_c \delta_{12,12}$$

und ferner:

$$E J_c \delta_{1,2} = E J_c \delta_{2,1} = \left(-\frac{1}{3} \cdot 0,966^2 h^2 h_z + \frac{1}{3} \cdot 0,259^2 h^2 h_y \right) \\ = \frac{1}{3} h^2 (-0,933 h_z + 0,0671 h_y) \\ = E J_c \delta_{2,3} = E J_c \delta_{3,4} = \dots = E J_c \delta_{1,12}$$

oder allgemein:

$$\delta_{11} = \delta_{ii} = \delta_{kk} = \dots \\ \delta_{12} = \delta_{23} = \delta_{ik} = \delta_{kl}$$

und $\delta_{13} = \delta_{14} = \dots = \delta_{il} = \delta_{in} = \delta_{im} = 0$.

Zur Abkürzung setzen wir:

$$\delta_{ii} = \delta_{kk} = \dots = a \\ \delta_{ik} = \delta_{kl} = \dots = b$$

und

$$a + b = c \\ a - b = d.$$

Dann nehmen die Elastizitätsgleichungen die allgemeine Clapeyronsche Form an:

$$N_1 + a X_1 + b X_2 + b X_{12} + s_1 + \delta_1 t = 0 \\ N_2 + b X_1 + a X_2 + b X_3 + s_2 + \delta_2 t = 0 \\ N_3 + b X_2 + a X_3 + b X_4 + s_3 + \delta_3 t = 0 \\ \text{usw.}$$

Als äußere Kräfte greifen an einem Kühlturmunterbau die Stützkkräfte der Eckstiele des Schlotes an. Diese Stützkkräfte können allgemein in drei Kräfte zerlegt werden, welche in die Richtungen der Hauptachsen der Stütze fallen. Man erhält dann eine vertikal gerichtete Stützkraft V und zwei horizontal gerichtete Kräfte R und T , welche in die Richtungen des Radius und der Tangente fallen.

a) Belastung R am Stützenkopf 7 angreifend.

Das Einspannungsmoment der Stütze 7 infolge Wirkung von R ist $-R h$. Dann wird nach zyklischer Vertauschung der Momentenflächen der Abb. 3 b und c unter Verbindung mit d:

$$E J_c \delta_{m6} = E J_c \delta_{m7} = + \frac{1}{3} R h \cdot 0,259 h h_y \\ = \frac{0,259}{3} R h^2 h_y = N_6$$

und $\delta_{m1} = \delta_{m2} = \dots = \delta_{m12} = 0$.

Weiter folgt aus der Symmetrie des Systems und der Belastung:

$$X_1 = X_{12}, X_2 = X_{11}, X_3 = X_{10}, \\ X_4 = X_9, X_5 = X_8, X_6 = X_7$$

und die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$c X_1 + b X_2 = 0 \\ b X_1 + a X_2 + b X_3 = 0 \\ b X_2 + a X_3 + b X_4 = 0 \\ b X_3 + a X_4 + b X_5 = 0 \\ b X_4 + a X_5 + b X_6 = 0 \\ b X_5 + c X_6 = -N_6$$

Die Auflösung dieser Gleichungen ist mittels Kettenbruches in der üblichen Weise leicht durchzuführen.

b) Belastung T am Stützenkopf 7 angreifend.

In entsprechender Weise erhält man, da das Einspannungsmoment der Stütze 7 unter der Last $T + T h$ beträgt:

$$-E J_c \delta_{m6} = + \frac{1}{3} T h \cdot 0,966 h h_z = + \frac{0,966}{3} T h^2 h_z = -N_6$$

und $\delta_{m1} = \delta_{m2} = \dots = \delta_{m12} = 0$.

Aus der Symmetrie der Elastizitätsgleichungen und infolge $\delta_{m6} = -\delta_{m7}$ folgt:

$$X_1 = -X_{12}, X_2 = -X_{11}, X_3 = -X_{10}, X_4 = -X_9, X_5 = -X_8, X_6 = -X_7$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$d X_1 + b X_2 = 0 \\ b X_1 + a X_2 + b X_3 = 0 \\ b X_2 + a X_3 + b X_4 = 0 \\ b X_3 + a X_4 + b X_5 = 0 \\ b X_4 + a X_5 + b X_6 = 0 \\ b X_5 + d X_6 = -N_6$$

Die Auflösung kann in gleicher Weise wie oben erwähnt erfolgen.

Die Bestimmung der Überzähligen infolge gleichzeitiger Wirkung der äußeren Lasten P_1 bis P_{12} erfolgt dann durch Superposition der Überzähligen der Teilbelastungen. Diese Ausrechnung ist gerade im ersten Rechnungsgang zweckmäßig,

um einen genauen Einblick in die Kraftverteilung zu erhalten. Sonst bietet hier auch die Methode des Zahlenrechteckes nach Dr. Dr. L e w e gute Dienste.

c) Wirkung der Temperatur.

Infolge der Symmetrie wird

$$\delta_{1t} = \delta_{2t} = \delta_{3t} = \dots = \delta_{12t} = \delta_t$$

und $E J_c \delta_t = E J_c \epsilon t l$.

Ferner wird:

$$X_1 = X_2 = X_3 = \dots = X_{12} = X$$

und $X = - \frac{\delta_t}{\delta_{kk} + \delta_{ik} + \delta_{kl}} = - \frac{\delta_t}{\delta_{kk} + 2 \delta_{ik}}$.

Da alle Überzähligen einander gleich werden, so heben sich ihre Y-Komponenten auf und es verbleiben lediglich die Z-Komponenten, welche sich addieren.

Infolge Temperaturwirkung greifen daher am Hauptsystem radial gerichtete Kräfte von der Größe

$$R_t = 2 X \cdot 0,259 t = 0,518 X t$$

an.

d) Einfluß der Drehung zweier Fundamente auf das System.

Werden zwei Stützen des Systems derart belastet, daß die zulässige Bodenpressung überschritten oder eine Kippbewegung angestrebt wird, so verhindert die räumliche Verspannung eine unzulässige Bewegung dieser Stützen. Einen gewissen Belastungsanteil werden sie selbst aufnehmen, den Überschub

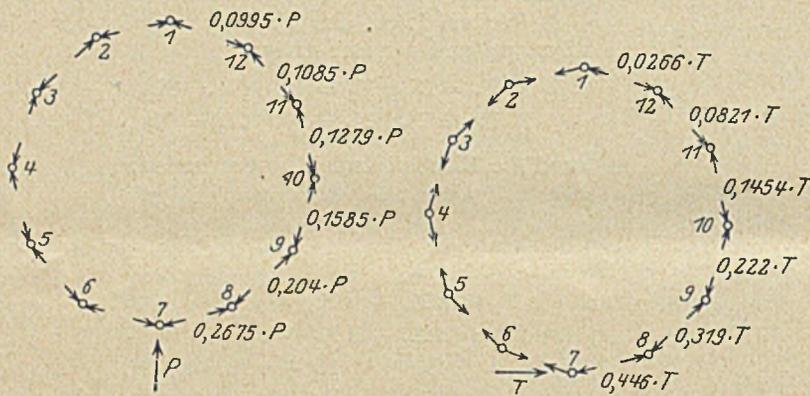


Abb. 4. Ringkräfte infolge Kraftangriff P.

Abb. 5. Ringkräfte infolge Kraftangriff T.

jedoch an das räumliche System abgeben. Will man dessen Verteilung auf das übrige System berechnen, so sind im System an jenen beiden Stützen Fußgelenke anzunehmen.

Greifen dann an den beiden Stützen 7 und 8 je eine radial gerichtete Kraft S an, so zerlegen wir diese Kraft in die angrenzenden Riegelkräfte und erhalten:

$$N_6 = N_7 = N_8 = \frac{S}{2} \cdot \frac{1}{\sin 15^\circ} = 1,93 S = S'$$

Im Riegel 7-8 heben sich die beiden Kräfte auf; als angreifende Kräfte verbleiben dann am System je eine Kraft $1,93 \cdot S = S'$ an den Knoten 6 und 9 angreifend. Im unbestimmten System entfallen die Unbekannten X_6, X_7 und X_8 , infolge der Symmetrie wird ferner:

$$X_2 = X_{12}, X_3 = X_{11}, X_4 = X_{10}, X_5 = X_9.$$

Weiterhin ist:

$$\delta_{m5} = \delta_{m9} = -\delta_{5,6} S' = -\delta_{1,2} S'$$

und $\delta_{m1} = \delta_{m2} = \dots = \delta_{m,12} = 0$.

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$\begin{aligned} a X_1 + 2 b X_2 &= 0 \\ b X_1 + a X_2 + b X_3 &= 0 \\ b X_2 + a X_3 + b X_4 &= 0 \\ b X_4 + a X_5 &= -\delta_{m5} \end{aligned}$$

Beispiel.

Wir wollen den Gang der Berechnung weiter an einem Kühlturmunterbau erläutern, welcher zur Zeit von der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Dresden, ausgeführt wird.

Der Kühlturm besitzt einen Durchmesser von 30 m. Der Schlot, welcher in Eisenfachwerk mit Holzverschalung ausgeführt wird, ist 26 m hoch. Er ruht auf einem zwölfseitigen Eisenbetonunterbau, dessen Höhe $h = 10,80$ m beträgt. Die Stützen stehen radial, sie besitzen einen mittleren Querschnitt von $1,35/0,75$ m. Die Trägheitsmomente der Stütze betragen:

$$J_y = \frac{0,75 \cdot 1,35^3}{12} = 0,1538 \text{ m}^4,$$

$$J_z = \frac{1,35 \cdot 0,75^3}{12} = 0,0475 \text{ m}^4 = J_c$$

und die reduzierten Höhen:

$$h_y = \frac{J_c}{3,24 J_c} h = 0,309 h$$

$$h_z = \frac{J_c}{J_c} h = h.$$

Nun findet man:

$$\frac{E J_c}{h^3} \delta_{11} = 1,9074 \text{ t/m}$$

und

$$\frac{E J_c}{h^3} \delta_{12} = -0,9123 \text{ t/m}.$$

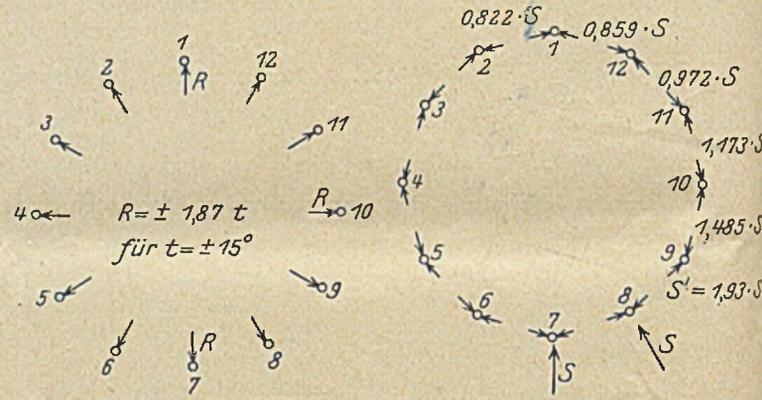


Abb. 6. Ringkräfte infolge Temperaturänderung T.

Abb. 7. Ringkräfte infolge Kraftangriff S.

Belastungsfall a: R am Stützenkopf 7 angreifend.

$$\frac{E J_c}{h^3} \delta_{m6} = 0,08 R \text{ t/m}$$

Nach Auflösung des Kettenbruches erhält man:

$$\begin{aligned} X_6 = X_7 &= -0,2675 R \\ X_5 = X_8 &= -0,204 R \\ X_4 = X_9 &= -0,158 R \\ X_3 = X_{10} &= -0,1279 R \\ X_2 = X_{11} &= -0,1085 R \\ X_1 = X_{12} &= 0,0995 R \end{aligned}$$

Belastungsfall b: T am Stützenkopf 7 angreifend.

$$\frac{E J_c}{h^3} \delta_{m7} = -\frac{E J_c}{h^3} \delta_{m6} = 0,966 T \text{ t/m}$$

und

$$\begin{aligned} X_6 = -X_7 &= +0,446 T \\ X_5 = -X_8 &= 0,319 T \\ X_4 = -X_9 &= 0,222 T \\ X_3 = -X_{10} &= 0,1454 T \\ X_2 = -X_{11} &= 0,0821 T \\ X_1 = -X_{12} &= 0,0266 T \end{aligned}$$

Belastungsfall c: Temperatur.

$$\frac{E J_c}{h^3} \delta_t = 0,020 \text{ t/m}$$

Man erhält

$$X_t = - \frac{0,020 \text{ t}}{1,9074 - 2 \cdot 0,9123} = -0,241 \text{ t}$$

für $t = \pm 15^\circ$:

$$X_t = \mp 3,61 \text{ t}$$

Belastungsfall d: S am Stützenkopf 7 und 8 angreifend.

$$\frac{E J_c}{h^3} \delta_{m5} = 0,9123 \text{ S'}$$

und

$$X_5 = X_9 = -1,485 \text{ S}$$

$$X_4 = X_{10} = -1,173 \text{ S}$$

$$X_3 = X_{11} = -0,972 \text{ S}$$

$$X_2 = X_{12} = -0,859 \text{ S}$$

$$X_1 = -0,822 \text{ S}$$

Nach den ministeriellen Bestimmungen ist für den Schlot eine Windbelastung von 150 kg/m^2 , für den Rieselervorbau von 125 kg/m^2 senkrecht getroffene Fläche anzunehmen. Da der Vorbau mit Jalousien versehen ist, werden nur 50% jener Flächen in Ansatz gebracht.

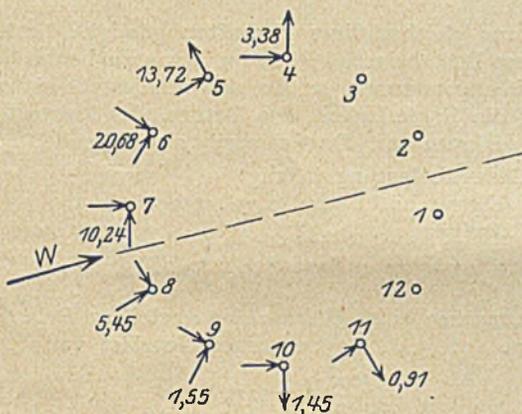


Abb. 8. Am Unterbau angreifende Horizontalkräfte.

Als äußere Belastung des Unterbaues erhält man dann die in Abb. 8 zusammengestellte Kräftegruppe. Die entstehenden Überzähligen werden unter Benutzung der Ergebnisse der Belastungsfälle a und b durch Multiplikation und zyklische Vertauschung gefunden:

$$X_1 = -10,11 \text{ t}$$

$$X_2 = X_{12} = -10,68 \text{ t}$$

$$X_3 = X_{11} = -12,14 \text{ t}$$

$$X_4 = X_{10} = -11,21 \text{ t}$$

$$X_5 = X_9 = -0,57 \text{ t}$$

$$X_6 = X_8 = +17,41 \text{ t}$$

$$X_7 = +26,66 \text{ t}$$

Ihre Komponenten in bezug auf die Hauptachsen des Querschnitts betragen:

$$Z_n = (X_{n-1} + X_n) \sin 15^\circ$$

$$Y_n = (X_n - X_{n-1}) \cos 15^\circ$$

Damit erhält man die in Abb. 9 skizzierte Kraftverteilung.

Unter den besonderen örtlichen Verhältnissen, mangelhafter Baugrund und hoher Grundwasserstand, wurde die größte Horizontalkraft, welche die windseitigen Stützen bei gleichzeitig größter vertikaler Zugkraft aufzunehmen haben, auf $13,0 \text{ t}$ bemessen. Der Unterschied von $S = 16,86 - 13,0 = 3,86 \text{ t}$ muß dann durch das übrige System aufgenommen werden. Nach Auswertung des Belastungsfalles d und Superposition der Ergebnisse wird die endgültige Kraftverteilung erhalten, welche in Abb. 6 dargestellt ist.

Aus der Abb. 9 erkennt man die Wirkungsweise des räumlichen Systems. Infolge der starren Verbindung der Stützenköpfe durch das Gelenkeck der Riegel entstehen im statisch-unbestimmten System

hauptsächlich radial gerichtete Kräfte in den Stützen. Vertauscht man die Trägheitsmomente der Stützen, d. h. stellt man die Stützen tangential, so ändert sich auch der Kräfteverlauf. Führt man die Berechnung in gleicher Weise durch, so erhält man die in Abb. 11 darge-

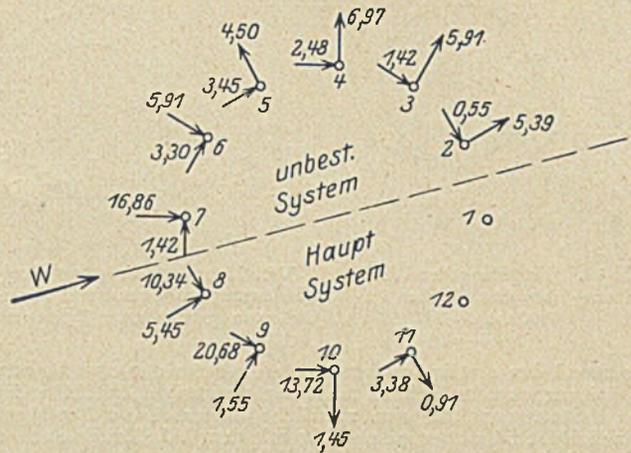


Abb. 9. Kraftverteilung bei radialer Stützenstellung.

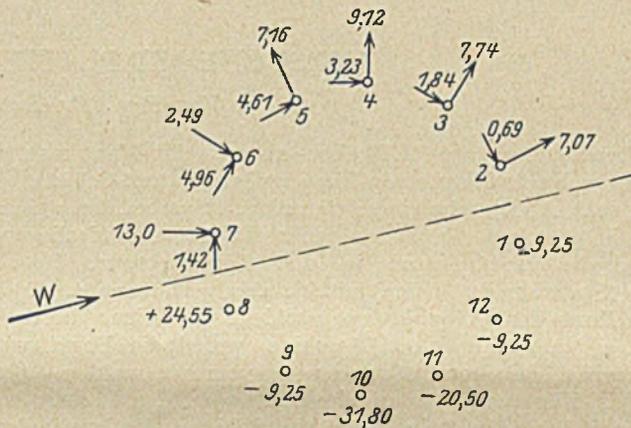


Abb. 10. Endgültige Kraftverteilung.

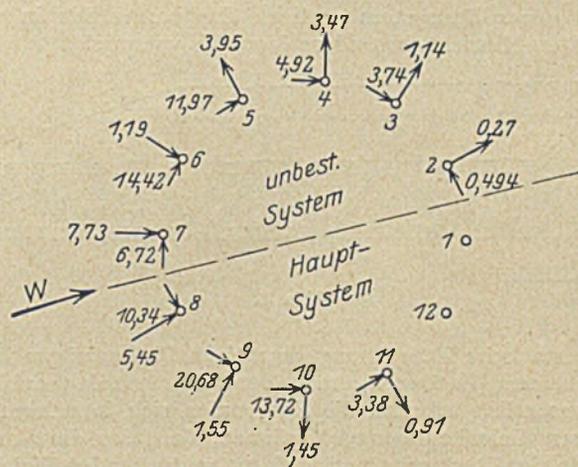


Abb. 11. Kraftverteilung bei tangentialer Stützenstellung.

stellte Kraftverteilung, welche der Abb. 9 entspricht. Durch einen Vergleich beider findet man, daß selbst bei tangentialer Stützenstellung erhebliche radial gerichtete Kräfte auftreten, welche eine Verstärkung des Stützenquerschnittes in radialer Richtung erforderlich machen. Dann nähert sich aber der Kräfteverlauf demjenigen der radialen Stützenstellung. Man wird daher im allgemeinen der radialen Stützenstellung den Vorzug geben.

Die Konstruktion eines Kühlturmunterbaues wird durch die angreifenden Kräfte bestimmt. Leider besteht gerade in der Annahme dieser eine erhebliche Unklarheit. Die Konstrukteure der Kühlturmschlote berechnen jene unter der Annahme, daß der n-eckige Schlot aus n ebenen Scheiben zusammengesetzt ist, welche durch einen Kopfring oder durch eingezogene Diagonalen versteift werden. Die Scheiben werden durch den Winddruck belastet. Die Knotenlasten der Stiele

werden in die Richtungen der angrenzenden Fachwerkscheiben zerlegt, welche dann in der üblichen Weise als ebene Fachwerke berechnet werden. Diese Art der Berechnung hat sich in der Praxis bewährt, ihre Ergebnisse sind genügend genau ¹⁾. Die Saugwirkung des Windes wird

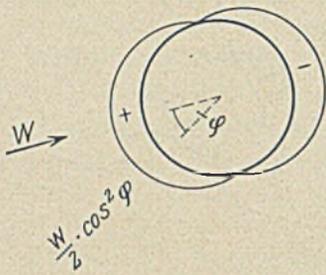


Abb. 12. Verteilung der Windbelastung nach den üblichen Annahmen.

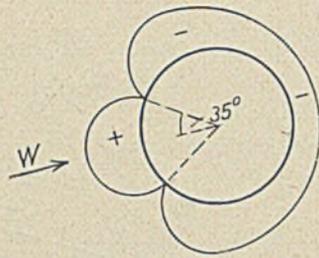


Abb. 13. Verteilung der Windbelastung auf Grund von Versuchen an geschlossenen Zylindern.

entsprechend den amtlichen Vorschriften, welche nur eine Belastung durch Winddruck vorschreiben, nicht berücksichtigt. Zweifellos liefert diese Belastungsannahme eine reichliche Sicherheit im Turmgerüst. In Wirklichkeit tritt aber gleichzeitig mit dem Winddruck auch eine

¹⁾ Vergl. auch Andree, „Die Statik des Eisenbaues“ S. 335—359.

Windsaugwirkung auf. Machen wir die Annahme, daß sich beide nach dem Cosinusetz über die Mantelfläche verteilen, und nehmen wir weiter an, daß $W_d = W_z = \frac{W_o}{2}$ wird, so zeigt das Kräftediagramm die in Abb. 12 dargestellte Form. Aber auch diese Verteilung dürfte mit der wirklichen Verteilung schlecht übereinstimmen. Nach den z. Zt. vorliegenden Versuchen ist anzunehmen, daß der Wind sich etwa nach dem Diagramm der Abb. 9 verteilt ²⁾.

Je nach dem zugrunde gelegten Belastungsgesetz entstehen dann Stützdrücke des Schlotes, welche von den oben angegebenen Werten erheblich abweichen. Dann ändert sich aber auch der Kräfteverlauf im Unterbau, er wird im allgemeinen günstiger, als in dem oben durchgerechneten Beispiel festgestellt wurde.

Zusammenfassend ist daher festzustellen, daß die Berechnung auf Grund der zur Zeit gültigen Vorschriften zu einer unwirtschaftlichen Konstruktion des Unterbaues zwingt. Es erscheint dringend geboten, die Druckverteilung an oben und unten offenen Zylindermänteln zunächst im Windkanal zu studieren, um dann auf Grund dieser vorläufigen Ergebnisse Beobachtungen und Messungen an ausgeführten Bauwerken auszuführen.

²⁾ Vergl. auch Sonntag, „Windsaugwirkungen an Gebäuden“, Deutsche Bauzeitung 1924, Konstruktion und Bauausführung, S. 38 und flg.

VERSUCHE MIT PLATTENTRÄGERN PATENT SCHÄFER.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

Der neue, sowohl für Decken- als auch für Wandkonstruktionen geeignete Eisenbeton-Plattenträger Patent Schäfer¹⁾ besteht nach Abb. 1 aus einem räumlichen System, bei welchem zwei in gewissen Abständen senkrecht übereinanderliegende, gleichgroße Betonplatten in den Längsbegrenzungssebenen durch Stabeisendiagonalen miteinander verbunden sind. Die Herstellung der Betonplatten geschieht auf einer besonders konstruierten, sinnreichen Maschine, wobei die Bewehrungs-eisen mit erheblicher Vorspannung versehen werden, welche auf das Kilogramm genau eingehalten werden kann. Auch die Herstellung der Gelenkbolzen und Diagonalen sowie deren Einsetzen ist ausgesprochene Genauigkeitsarbeit, so daß hier ein eigenartiges Fertigwerkstück in tunlichster Vollendung und ein neues Bausystem vorliegt, das namentlich in wirtschaftlicher Hinsicht besondere Vorteile verspricht.

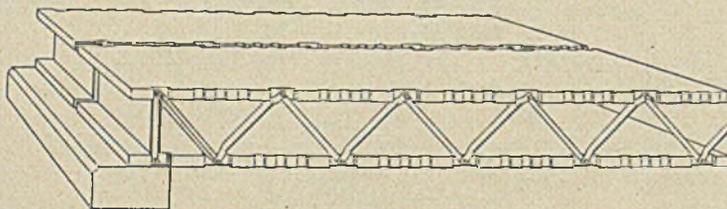


Abb. 1.

Die statische Berechnung derartiger Plattenträger kann, wie bei einem Fachwerk, nach dem Cremonaplan erfolgen, wobei wesentlich ist, daß die Diagonalen sich in nahezu reibungslosen Gelenken bewegen können, daß also die Voraussetzungen der Rechnung praktisch in weitgehender Weise erfüllt sind. Im Jahre 1924 wurden verschiedene Belastungsversuche, zunächst unmaßgeblicher Art, dann solche in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Darmstadt durchgeführt, wobei die Träger nach Abb. 2 der Prüfung derart unterworfen wurden, daß die Lasteintragung in den Verbindungslinien der Knotenpunkte der oberen Gurtung erfolgte. Die Kraftwirkung wurde durch eine Pumpe ausgeübt, deren Kolben von oben her auf den Belastungsaufbau wirkte.

Bis zu einer Pumpenlast von 4,0 t (also ohne Einrechnung des Belastungsaufbaues und des Eigengewichts) hat der Träger

¹⁾ Erfinder und vorläufiger alleiniger Hersteller ist Herr Fabrikant W. Schäfer, Mannheim, Industriestr. 2. Siehe auch „Deutsche Bauzeitung“ 1926, Nr. 3.

ein durchaus gleichmäßiges Verhalten gezeigt. Auch waren bis zu dieser Last keinerlei Risse im Beton zu beobachten. Es kann somit angenommen werden, daß mindestens bis zu dieser Belastung die Zugfestigkeit des Betons des Zuggurtes noch ungestört wirksam war. Danach ergibt sich folgende Rechnung:

Die Gesamtbelastung betrug:

Eigengewicht	5,4 · 0,75 · 250 = 1,0 t
Aufbau = 1,0 t
Pumpenlast = 4,0 t
	6,0 t

was bei Annahme einer gleichmäßig verteilten Belastung auf eine Fläche von 5,4 · 0,75 m² einer Nutzlast von

$$\frac{5000}{5,4 \cdot 0,75} = 1235 \text{ kg/m}^2$$

entspricht.

Wie gesagt, es können die Stabkräfte nach dem Cremonaplan ebenso ermittelt werden, wie bei einem Fachwerk, wobei

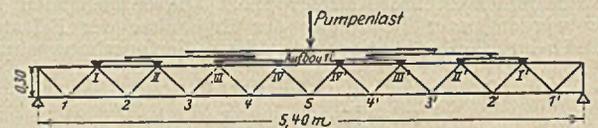


Abb. 2.

die Voraussetzung der Reibungslosigkeit der Gelenke jedenfalls hier weit mehr zutreffend ist als bei den eisernen Fachwerken mit steifen Knotenblechen.

Für die nachgewiesene Gesamtlast betragen die Knotenlasten aus ständiger Last oben und unten:

$$0,60 \cdot 0,75 \cdot 0,053 \cdot 2400 = 57 \text{ kg,}$$

aus Nutzlast oben:

$$\frac{5000}{8} = 625 \text{ kg}$$

und die Gurtkraft im Untergurtstab 4—5 aus ständiger Last:

$$U'_{4-5} = 57 [8 \cdot 8,5 - (7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1)] = 2280 \text{ kg}$$

aus Nutzlast:

$$U''_{4-5} = 625 [8 \cdot 4 - (6 + 4 + 2)] \dots \dots \dots = 12500 \text{ „}$$

zusammen $U_{4-5} = 14780 \text{ kg}$

In der Tat wäre z. B. bei nur 1,5 cm Exzentrizität für einen Streifen von 1 cm Breite

$$P = 5,3 \cdot 55 = 291 \text{ kg}$$

und das Kernmoment:

$$M_k = 291 \left(1,5 - \frac{5,3}{6} \right) = 180 \text{ cmkg}$$

$$W = \frac{1 \cdot 5,3^3}{6} = 4,7 \text{ cm}^3, \quad \sigma_{bz} = \frac{180}{4,7} = 38,3 \text{ kg/cm}^2,$$

also schon weit über die Zugfestigkeit des Betons. Die Exzentrizitäten in dem durchgebogenen Zustand des Trägers mit 88 mm Gesamtdurchbiegung konnten Werte von dieser Größenordnung leicht erreichen.

Solange im Untergurt noch keine Risse vorhanden waren, haben die Durchbiegungen des Trägers ziemlich gleichmäßig zugenommen, irgend etwas Auffallendes war nicht zu bemerken. Bei 4,0 t Pumpenlast war die größte Durchbiegung in Trägermitte:

$$\delta = 7 \text{ mm} = 1/770,$$

ein Maß, welches bei Decken noch zugelassen werden kann. Aus diesen Beobachtungen ist zu schließen, daß der Plattenträger in senkrechter Richtung eine ausreichende Steifigkeit besitzt. Es ist natürlich bei derartigen Versuchen nicht möglich, zugleich auch die Steifigkeit in wagerechter Richtung und die lastverteilende Wirkung der Platte zu ermitteln. Vielleicht können hierüber spätere Versuche Auskunft geben; am besten wird dies wohl aber durch die Praxis selbst geschehen. Die an den Trägerenden befindlichen Kopfplatten bzw. Doppelplatten verbürgen an sich schon eine gewisse Steifigkeit in wagerechter Richtung.

Die Fugen zwischen den einzelnen Trägern sind im Kleinstwert mit 4 cm, im Größtwert an den Knotenpunkten mit 8 cm vorgesehen, außerdem sind die Fugen verzahnt. Es ist also ein sorgfältiges Ausgießen derselben ermöglicht, wodurch auch eine entsprechend gute Verbindung von zwei nebeneinanderliegenden Platten ermöglicht wird. Es hat sich schon bei vielen anderweitigen Versuchen mit nebeneinandergelegten Fertigungskonstruktionen gezeigt, daß schon allein durch gutes Ausgießen dieser Fugen eine ausreichende Querversteifung und gegenseitige Lastübertragung gewährleistet ist.

Die Probelastung des Plattenträgers hat die Zweckmäßigkeit der Vorspannung einwandfrei erwiesen. Durch diese Vorspannung wird gewährleistet, daß der gezogene Beton des Untergurts selbst bei einer wesentlichen Überschreitung der praktisch vorkommenden Belastungen immer noch mitwirkt, ohne daß seine Zugfestigkeit erschöpft zu werden braucht.

Wenn man bedenkt, daß die Heranziehung der Zugfestigkeit des Betons in Verbindung mit einer gewissen Vor-

spannung der Eiseneinlagen schon vielfach als Wunsch weiter Kreise geäußert worden ist, so ist zuzugeben, daß hier dieser Wunsch in praktisch brauchbarer Weise verwirklicht wurde. Es ist in dieser Tatsache ein erheblicher Fortschritt im Eisenbetonbau zu sehen.

Bei allen bisher üblichen, auf Biegung oder Zug beanspruchten Eisenkonstruktionen muß man als Berechnungsgrundlage annehmen, daß der gezogene Teil des Betonquerschnitts bereits bei der zulässigen Nutzlast gerissen ist und daß daher die gesamten Zugspannungen von den Eiseneinlagen aufgenommen werden müssen. Es liegt auf der Hand, daß in diesem Umstand ein erheblicher Nachteil liegt und daß es somit eine wesentliche Errungenschaft bedeutet, wenn nun auch der Beton an der Aufnahme der Zugspannungen in zuverlässiger Weise mit der erforderlichen Sicherheit beteiligt wird. Dies ist bei dem Plattenträger Patent Schäfer durch die mit großer Genauigkeit gewährleistete Vorspannung verwirklicht und darf als ein ausgesprochener Vorteil gegenüber allen bekannten Systemen gelten.

Mit der Anwendung derartiger Plattenträger sind folgende Vorteile verbunden:

1. Es handelt sich hier um Fertigwerkstücke, welche fabrikmäßig, nach Art der Eisenkonstruktionen, unabhängig von der Witterung und von den Zufälligkeiten der Baustelle hergestellt werden und welche in allen Teilen eine ausgesprochene Genauigkeitsarbeit darstellen.
2. Die Baustoffe Eisen und Beton sind, namentlich unter Berücksichtigung der Vorspannung, vollständig ausgenutzt.
3. Die Vorspannung verleiht dem gezogenen Beton eine wesentlich größere Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit.
4. Die Transportfähigkeit sowie die Quer- und Längssteifigkeit sind bereits praktisch erwiesen.
5. Das System ermöglicht bei Verwendung zu Deckenkonstruktionen eine absolut ebene Untersicht und bei Verwendung zu Wandkonstruktionen ebene Wandflächen, wobei die inneren Wandteile aus nagelbarem Beton hergestellt werden können.
6. Bei der Verwendung derartiger Plattenträger entfällt jede Schalung und Rüstung. Es müssen lediglich einfache Aufzugsvorrichtungen für das Heben und Versetzen vorausgesetzt werden.
7. Ein besonderer Vorteil liegt in der gleichzeitigen Verwendbarkeit zu Decken und Wänden, wobei beide Teile in konstruktiv richtigen Zusammenhang gebracht werden können.
8. Die Lastverteilung innerhalb des Gebäudes und auf den Baugrund ist durchweg eine viel gleichmäßigere als bei den bisherigen Bauten.
9. Die Bauzeiten lassen sich wesentlich abkürzen.
10. Die Wirtschaftlichkeit des Systems dürfte besonders bei Wohnhausbauten in Erscheinung treten.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Tagung der Internationalen Gesellschaft für Photogrammetrie.

Die Internationale Gesellschaft für Photogrammetrie wird in den Tagen vom 22. bis 25. November d. J. ihre Generalversammlung als internationalen wissenschaftlichen Kongreß in den Räumen der Technischen Hochschule Berlin veranstalten. Die Bedeutung der Photogrammetrie für die Landesaufnahme und für Ingenieurvermessungen, insbesondere als Stereophotogrammetrie bei bergigem Gelände, ferner für die Architekturvermessung (Staatliche Meßbildanstalt), Körper-, Kriminal- und Röntgenvermessungen, sowie für die Vermessung von Meereswellen u. dgl. hat sich durch zahlreiche Arbeiten erwiesen. In letzter Zeit ist das wichtige Gebiet der Landesaufnahme vom Luftfahrzeug sowie die Luftbildmessung hinzugekommen. Es ist beabsichtigt, bei diesem Kongreß durch eine allgemein zugängliche Ausstellung einen Überblick über das Gesamtgebiet der Photogrammetrie zu geben, sowie in einigen allgemein verständlichen Vorträgen Aufklärung über die verschiedenen Fragen der Bildmessung und der Luftbildverwendung zu bringen. Für Fachleute und Freunde der Photogrammetrie sind Sondervorträge, Berichte über die Arbeiten im Ausland und Besichtigungen verschiedener Institute vorgesehen. Interessenten können Näheres durch Regierungsrat Koerner, Berlin-Halensee, Karlsruher Str. 1, erfahren.

Profilwerte von breit- und parallelflanschigen Differdinger Trägern.

Von Dipl.-Ing. Schmidt, Dortmund.

In Heft 26 der vorliegenden Zeitschrift bringt Herr E. Dieckmann, Barmen, in einer Zusammenstellung von Profilwerten ($k = F^2 : J$) der am häufigsten verwandten Querschnittsformen auch Differdinger Eisen. Aus den Querschnittsangaben für diese Träger geht hervor, daß es sich hierbei noch um die geneigtflanschigen Differdinger Träger handelt, die von der Differdinger Hütte heute nicht mehr hergestellt werden.

Dieses Werk walzt seit einigen Jahren nur noch die parallelflanschigen Differdinger Träger, und zwar solche mit normalem und dünnem Steg. Bei der großen Bedeutung dieser Träger dürften ihre nachstehend veröffentlichten Profilwerte von Interesse sein.

P-Träger und normalstegige Differdinger Träger stimmen in den Abmessungen vollständig überein. Die von Herrn Dieckmann in dem vorerwähnten Artikel veröffentlichten Profilwerte von P-Trägern gelten daher auch für Differdinger Träger mit normalem Steg. Der Vollständigkeit halber sind diese Werte in der folgenden Tabelle mit aufgeführt.

Profilwerte von breit- und parallelfanschigen Differdinger Trägern¹⁾.

Profil Nr.	1 Differdinger Träger		2 Differdinger Träger				Profil Nr.	2 Differdinger Träger mit normalem Steg										
	normal- stegig	dünn- stegig	normalstegig		dünnstegig			k _y für a in cm =										
	k _y	k _y	$\frac{x}{y} \frac{y}{x}$ bei a ←a→ in cm =	J _x = J _y	k _x	$\frac{x}{y} \frac{y}{x}$ bei a ←a→ in cm =		J _x = J _y	k _x	30	32	34	36	38	40	42 1/2	45	47 1/2
14	3,5	2,9	—	—	2,6	—	2,2	40	1,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
15	3,3	2,8	—	—	2,4	—	2,0	42 1/2	1,5	1,4	—	—	—	—	—	—	—	—
16	3,6	2,8	—	—	2,6	—	2,1	45	1,7	1,5	1,4	—	—	—	—	—	—	—
18	3,2	2,7	—	—	2,3	—	2,0	47 1/2	1,7	1,5	1,4	1,3	—	—	—	—	—	—
20	3,2	2,6	—	—	2,3	—	1,9	50	1,8	1,7	1,5	1,4	1,2	—	—	—	—	—
22	2,9	2,5	—	—	2,1	—	1,8	55	1,9	1,7	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	—	—	—
24	3,0	2,5	—	—	2,1	—	1,8	60	2,1	1,9	1,7	1,6	1,4	1,3	1,2	1,0	0,9	—
25	2,9	2,5	—	—	2,0	—	1,8	Profil	k _y für a in cm =									
26	2,8	2,4	—	—	1,9	—	1,7	Nr.	30	35	40	45	50	55	60	65	70	—
28	2,8	2,4	—	—	2,0	—	1,7	65	2,2	1,7	1,3	1,1	0,9	—	—	—	—	—
30	2,6	2,3	—	—	1,8	—	1,7	70	2,4	1,8	1,4	1,2	1,0	0,8	—	—	—	—
32	3,0	2,5	—	—	1,8	—	1,6	75	2,5	1,9	1,5	1,2	1,0	0,8	0,7	—	—	—
34	3,1	2,7	—	—	1,6	—	1,5	80	2,5	1,9	1,5	1,2	1,0	0,9	0,7	—	—	—
36	3,4	2,9	—	—	1,6	—	1,4	85	2,8	2,1	1,7	1,4	1,1	0,9	0,8	0,7	—	—
38	3,5	3,1	—	—	1,5	—	1,3	90	2,8	2,2	1,7	1,4	1,1	1,0	0,8	0,7	0,6	—
40	3,7	3,3	30,6	—	1,4	31,1	1,3	95	2,9	2,2	1,8	1,4	1,2	1,0	0,8	0,7	0,6	—
42 1/2	3,8	3,5	33,0	—	1,3	33,4	1,2	100	3,0	2,3	1,8	1,5	1,2	1,0	0,9	0,7	0,6	—
45	4,3	3,8	35,1	—	1,3	35,7	1,1	Profil	2 Differdinger Träger mit dünnem Steg									
47 1/2	4,4	4,0	37,4	—	1,2	38,0	1,1	Nr.	k _y für a in cm =									
50	4,8	4,3	39,5	—	1,2	40,1	1,0	30	32	34	36	38	40	42 1/2	45	47 1/2	—	—
55	5,1	4,7	43,9	—	1,0	44,5	0,9	40	1,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—
60	5,8	5,1	48,0	—	0,9	48,8	0,8	42 1/2	1,4	1,3	—	—	—	—	—	—	—	—
65	6,1	—	52,1	—	0,8	—	—	45	1,5	1,4	1,2	—	—	—	—	—	—	—
70	6,8	—	56,0	—	0,8	—	—	47 1/2	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	—	—	—	—	—
75	7,2	—	60,0	—	0,7	—	—	50	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0	—	—	—	—
80	7,6	—	64,0	—	0,6	—	—	55	1,8	1,6	1,5	1,3	1,2	1,1	1,0	—	—	—
85	8,5	—	67,8	—	0,6	—	—	60	1,9	1,7	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	—
90	8,9	—	71,6	—	0,6	—	—											
95	9,4	—	75,5	—	0,5	—	—											
100	9,8	—	79,3	—	0,5	—	—											

1) Profilbücher, aus denen die Abmessungen dieser Träger zu ersehen sind, werden von der Firma Heinr. Aug. Schulte A.-G., Dortmund, auf Wunsch kostenlos abgegeben.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Praktische Verdingungsfragen.

Nachdem durch die Verdingungsordnung für Bauleistungen ein fester Boden für die Weiterentwicklung des Gebietes geschaffen ist, wird es möglich, von der Abwehr und Bekämpfung zu praktischen Vorschlägen überzugehen und die in der Verdingungsordnung gegebenen Richtlinien zu verwerten. Es soll dies in einer Reihe von Beispielen vorzugsweise für solche Gebiete geschehen, die nicht regelmäßig Gegenstand einer Ausschreibung sind oder nicht immer von solchen Stellen ausgeschrieben werden, die das Gebiet sachverständig beherrschen.

Das zuletzt Gesagte trifft für die Grundwasserhaltung namentlich insoweit zu, als sie häufig als lästiges Zubehör großer innerstädtischer Hochbauten auftritt. Die Unbequemlichkeit, die ihr anhaftet, sucht man vielfach dadurch zu überwinden, daß man dem Unternehmer das ganze Wagnis für einen Pauschalpreis aufbürdet oder es ihm überläßt, Preis und Wagnis in den Einheitspreis der Erdarbeiten einzurechnen. In beiden Fällen wird man wenig vergleichsfähige Angebote erhalten. Es ist ja auch durchaus nicht unbedingt notwendig, daß man den Unternehmer von vornherein auf den bestimmten Betrag festlegt. Wenn durch sein Angebot ein bestimmtes Verhältnis zwischen Preis und Leistung festgelegt ist, bei dem man sich auch veränderten Umständen anpassen kann, so kommt man damit praktisch viel weiter; denn ein Angebot mit begrenztem Wagnis ist niedriger, läßt also dem Bauherrn noch Mittel verfügbar, die für spätere unvorhergesehene Fälle Verwendung finden können.

Beispielsweise kann man sich anbieten lassen:

- a) Die Vorhaltung des gesamten, zur Grundwasserhaltung notwendigen Gerätes für eine bestimmte Arbeitszeit, die voraussichtlich nicht überschritten wird;
- b) die Vorhaltung dieses Gerätes für jeden angefangenen Kalendertag über die zu a) bestimmte Frist hinaus;
- c) das Hinbringen des Gerätes zur Baustelle;
- d) den Einbau;
- e) den Ausbau;
- f) die Abfuhr;
- g) (im Bedarfsfalle) den Umbau zwischen zwei Betriebsabschnitten, wenn die Abmessungen der Baugrube eine Umstellung der Absenkungsanlage erfordern;
- h) die Bedienung, auf den Kalendertag bezogen;
- i) die Betriebsenergien, sei es auf die Zeit bezogen als Pauschale mit Nachfrist, wie bei a) und b), sei es nach anderen Einheiten, Gewichtsmengen (Kohle) oder Kilowattstunden (elektr. Energie).

Die Berliner Nordsüdbahn wendet ein anderes Verfahren an, das in erster Linie auf Leistung gestellt ist. Sie läßt sich anbieten:

1. Den Einheitspreis für den vorgehaltenen Brunnen, der im Eigentum des Unternehmers bleibt und nach Erfüllung seines Zweckes wieder entfernt wird;
2. den Einheitspreis für den vorgehaltenen Brunnen, dessen unterer Teil nicht wieder geborgen werden kann, sondern

im Baukörper verbleiben muß, also in das Eigentum des Bauherrn übergeht;

3. die Betriebsenergien nach Kilowattstunden, aber nicht mit den Tarifpreis, sondern mit einem Zuschlag, der die bei dem Unternehmer hinzukommenden anderweitigen Gestehungskosten und Unkosten deckt.

Der Vorteil einer derartigen Vergebung liegt auf der Hand. Der Unternehmer hat kein unmittelbares Interesse daran, mit dem Brunnen zu sparen. Ebenso braucht er sich nicht davor zu fürchten, daß ihn die Betriebskosten überwältigen; denn wenn er den Auftrag einmal hat, so trägt dieses Wagnis der Bauherr, und wird sich schon darum kümmern, daß die Betriebsenergien nicht unwirtschaftlich oder unlauter verwendet werden.

Wo eine mehrstufige Wasserhaltung nötig ist, empfiehlt es sich, bei beiden Arten die Vergebung in Gruppen aufzulösen, die nach der Tiefe der Brunnen abgestuft sind, da ja der Arbeitsvorgang auch in entsprechende Stufen zerfällt und die nächstliegende Stufe immer erst an die Reihe kommt, nachdem die vorangegangene fertig ist, während bei Räumung der Baugrube die umgekehrte Reihenfolge Platz greift.

Wenn für die Grundwasserabsenkung nach einem der vorstehenden Verfahren ein entsprechend gegliederter Angebotsvordruck herausgegeben wird, so wird man, selbst wenn dieser Vordruck bei jeder Preisstelle nur wenige Stichworte enthält, damit immer noch besser fahren, als wenn man die Ausarbeitung des Angebotes dem Bieter überläßt. Denn die Hauptschwierigkeit liegt ja nicht darin, daß jeder seine Leistungen in anderer Form anbietet, sondern vor allen Dingen muß man sich auch klar werden, wo bei jedem Angebot die Grenzen der gewollten Leistung liegen, also was der einzelne für den Preis als in seine Leistungen eingeschlossen ansieht und was nicht. Hierin bestehen oft so große Verschiedenheiten, daß das scheinbar billigste Angebot nach dem Umrechnen leicht zum teuersten wird. Werden dagegen die Angebote mit Hilfe des vorgeschlagenen Vordrucks gewissermaßen auf einen Nenner gebracht, so ist wieder der Zustand erreicht, der für die Verdingung die Regel sein soll, daß nämlich der Preis das einzige Unterscheidungsmerkmal bildet und sonst keine Umrechnungen weiter erforderlich sind. Es soll damit nicht nur den unmittelbar ausschreibenden Stellen gedient sein, sondern vor allem auch denjenigen Unternehmern, die eine Wasserhaltung mitzulisten haben, sie aber selbst wieder an Sonderunternehmer vergeben.

Dr. Hasse.

Die Konjunktur in der Bautätigkeit.

Nach Ablauf der ersten Jahreshälfte und Eintritt in die Bausaison kann man sich ein Bild machen, inwieweit das Baugewerbe in die allgemeine wirtschaftliche Krise hineingezogen ist. Soweit sich übersehen läßt, beträgt der über die Saisonschwankungen hinausgehende Rückschlag gegenüber dem Jahre 1925 etwa 25 bis 30%. Die Kennziffern betreffend Tätigenzahl und Materialabsatz, die den einzelnen Verbänden zum internen Gebrauch vorliegen, gruppieren sich mit weiter Streuung um diese Mittelwerte.

Von den Ziffern, die der Öffentlichkeit zugänglich sind, seien die folgenden genannt: Im Deutschen Baugewerksbund, der etwa 3/4 aller organisierten Bauarbeiter umfaßt, waren arbeitslos in % der erfaßten Mitglieder:

Ende Januar 1925	24,9%
„ Januar 1926	52,1 „
„ Mai 1925	3,5 „
„ Mai 1926	22,9 „

Demnach Steigerung der Arbeitslosigkeit um 27,2 % bzw. 19,4% des Mitgliederbestandes.

Vergleichsweise ergaben die Meldungen in Summe aller Gewerkschaften, also die entsprechenden Ziffern für die Gesamtheit aller Gewerbe folgendes:

Januar 1925/26	8,1 — 22,6 = Steigerung um 14,5%,
April 1925/26	4,3 — 18,6 = Steigerung um 14,3%.

Daß eine rasche durchgreifende Besserung noch nicht im Werden ist, zeigt sich in der Entwicklung der Zahl der unter-

stützten Erwerbslosen; diese ging zwar gegenüber einem Höchststand von 2,06 Millionen im Februar auf 1,743 Millionen am 15. Mai zurück, hält sich aber seitdem auf dieser Höhe, ja droht sogar wieder zu steigen. (1. Juni 1,745 Millionen, 16. Juni etwa 1,75 Millionen.)

Der Anteil des Baugewerbes, zur Zeit etwa 5%, im Winter etwa 10% an der Gesamtarbeitslosenzahl, erscheint auf den ersten Blick gering. Er würde deutlicher in Erscheinung treten, wenn man die Bauhilfs- und Nebengewerbe und die Lieferungsindustrien einschließlich des Transportwesens mit in Vergleich ziehen würde. Um die Wirkungen der niederliegenden Bautätigkeit auf den Arbeitsmarkt ganz zu würdigen, müßte man aber nicht nur den Rückgang von 1925 auf 1926 in Betracht ziehen, sondern weiter bedenken, daß gegenüber dem Zugang der Bevölkerung und Tätigenzahl im ganzen gegenüber der Vorkriegszeit eine relative Abnahme der Tätigen im Baugewerbe stattgefunden hat. Diese bereits vollzogene Abwanderung, die sich aus der Berufsgenossenschaftsstatistik der Nachkriegsjahre erkennen läßt, erschwert zusätzlich die Lage am Arbeitsmarkt, weil diese Arbeitskräfte in anderen Gewerben, denen sie während der Inflation zuströmten, bei den jetzigen Verhältnissen doch nicht rationell angesetzt werden konnten.

Der erwähnte, fast schon als dauernde Erscheinung zu betrachtende durchschnittliche Rückgang der baulichen Tätigkeit und realen Leistung der Nachkriegszeit soll in diesem Zusammenhang nicht eingehender untersucht werden. Bemerkenswert sei nur, daß im Vergleich mit der Vorkriegszeit an Hand verschiedener Zahlenreihen festgestellt werden kann, daß die vergleichbaren baulichen Leistungen 1924 kaum 60%, die 1925 kaum 75% der entsprechenden Vorkriegsleistungen betragen. Nur durch diesen nachhaltigen Rückgang der Auftragsbestände erklärt es sich, daß das Baugewerbe an vielen Orten selbst von dem Baujahr 1925, dem Jahre einer ausgesprochenen Konjunkturspitze, unbefriedigt blieb.

Zur Erörterung der derzeitigen Möglichkeiten empfiehlt es sich also, unter Außerachtlassung der tiefer begründeten dauernden Umstellung zunächst einmal nur den angegebenen Rückgang von 25 bis 30% gegenüber 1925 ins Auge zu fassen. Die Auswirkungen treffen nicht alle Sparten in gleichem Maße. Beispielsweise ist nach den Veröffentlichungen der letzten Monate der inländische Zementabsatz nicht mehr so stark im Rückstand gegen das Vorjahr. Es läßt dies auf einen einigermaßen befriedigenden Fortgang der Betonarbeiten im Tiefbau schließen; denn beim Eisenbeton des Hochbaues, der wesentlich auf Ausführungen für Industrie und Gewerbe angewiesen ist, ist der durchschnittliche Beschäftigungsgrad zweifellos unbefriedigend.

Zur Beurteilung der Frage, in welchem Maße die einzelnen Auftragsgebiete die Ausfälle verschulden, empfiehlt es sich, zunächst einmal deren Anteile an der ganzen baulichen Produktion zu schätzen. Da die Wohnungsproduktion nach Statistik in den Jahren 1924 und 1925 gegenüber 1913 ebenfalls auf etwas weniger als 60 bzw. 75% zurückgegangen ist, also auf dieselben Ziffern, die nach obigem für die Gesamtbautätigkeit kennzeichnend sind (in realer Leistung oder auf gleicher Preisbasis angegeben), dürfen wir näherungsweise annehmen, daß sich die prozentualen Anteile der Auftragsgebiete in dem relativ guten Nachkriegsjahr 1925 gegenüber 1913 nicht allzu sehr verschoben hatten, der Rückgang gegenüber dem damaligen Stande also ein ziemlich gleichmäßiger war.

Nach anderweitigen Feststellungen setzten sich die Anteile der wichtigsten Auftragsgebiete vor dem Kriege gemäß folgender Aufstellung zusammen, die wir näherungsweise auch hier zugrunde legen:

	Prozentuale Anteile	
	an der gesamten Bautätigkeit	an der Neubautätigkeit allein
Wohnungsbau	37%	42%
Öffentliche Stellen	38%	36%
Bauten für gewerbl. Zwecke	25%	22%

(Fortsetzung folgt.)

Die Entwicklung des Teerstraßenbaues. Die Versuche mit dem Bau von Teerstraßen sowohl in Deutschland wie auch insbesondere in der Schweiz und in England haben so günstige Resultate erzielt, daß sich in der letzten Zeit eine große Anzahl von Kommunen zur Anwendung dieser Baumethode entschlossen hat. Der größte Teil der Bauunternehmungen, die auf den Bau von Teerstraßen speziell eingestellt sind, ist mit Aufträgen reichlich versehen. In verschiedenen Teilen des Reiches werden noch in diesem Jahr neue Teerstraßen entstehen. Infolge dieser lebhaften Bautätigkeit ist die an sich in der letzten Zeit schon gestiegene Nachfrage nach Kohlenteer und -pech noch weiter verstärkt worden.

Die Belegung in der Mauersteinindustrie. Die Belegung in der Mauersteinindustrie erstreckt sich nur auf einige wenige Absatzgebiete. Insbesondere im Märkischen Revier hat die Nachfrage sich erheblich verstärkt, so daß die Preise eine Erhöhung erfahren. Diese Belegung dürfte jedoch nur vorübergehend sein, da sie im wesentlichen durch einige große Aufträge verursacht worden ist. Die immer noch geringe Bautätigkeit läßt eine dauernde Steigerung des Bedarfes an Mauerziegeln nicht erwarten. In den meisten Teilen des Reiches ist von einer Besserung der Absatzlage noch nichts zu bemerken. In den sächsischen und rheinisch-westfälischen Bezirken sind die Vorräte immer noch außerordentlich groß und üben einen starken Druck auf den Markt aus. Ein großer Teil der Werke hat sich aus diesem Grunde entschlossen, die Produktion in dieser Saison nicht wieder aufzunehmen.

Großhandelsindex.

26. 5.	2. 6.	9. 6.	16. 6.	23. 6.	30. 6.
123,2	123,7	123,7	124,2	125,3	126,9

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 1. Juli.)

Dritte Bekanntmachung über die Wechsel- und Scheckzinsen. Vom 8. Juni 1926. (RGBl. I, S. 257.) Der Reichsbankdiskontsatz wird auf 6½% herabgesetzt, so daß die nach Artikel 50 und 51 der Wechselordnung und § 17 des Scheckgesetzes zu zahlenden Regreßzinsen 8½% betragen.

Verordnung über die Abfindungen für Unfallrenten. Vom 14. Juni 1926. (RGBl. I, S. 269.)

Verordnung über Berechnung des Jahresarbeitsverdienstes in der Unfallversicherung. Vom 14. Juni 1926. (RGBl. I, S. 271.)

Verordnung zur Durchführung der Unfallversicherung. Vom 14. Juni 1926. (RGBl. I, S. 272.)

Gesetz zur Änderung der Reichsversicherungsordnung und des Angestelltenversicherungsgesetzes. Vom 25. Juni 1926. (RGBl. I, S. 291.) Die Änderungen der RVO. erstrecken sich im wesentlichen auf den Gegenstand der Versicherung, und zwar der Gewerbeunfall-, der Invaliden- und der Angestelltenversicherung. Ferner fällt in der Regelung der Aufbringung der Mittel für die Invalidenversicherung in § 1387 RVO. die Bestimmung weg, daß der Arbeitgeber für Lehrlinge die vollen Beiträge zu entrichten hat. Von jetzt ab haben auch Lehrlinge die Beiträge zur Hälfte selbst zu entrichten. — Das Gesetz tritt am 1. Juli 1926 in Kraft.

Gesetz zur Abänderung des Mieterschutzgesetzes. Vom 29. Juni 1926. (RGBl. I, S. 317.)

Verordnung über die gesetzliche Miete vom 1. Juli 1926 ab. Vom 25. Juni 1926. (Pr. Gesetzssamml. S. 185.) Die gesetzliche Miete beträgt vom 1. Juli 1926 ab bis auf weiteres 100% der reinen Friedensmiete. Hiervon sind für die Kosten für laufende Instandsetzungsarbeiten 17% in Ansatz gebracht.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 23 vom 10. Juni 1926.

- Kl. 19 a, Gr. 26. B 115 627. Dipl.-Ing. Walter Brewitt, Charlottenburg, Berliner Str. 46. Schienenschweißform für aluminothermischen Zwischenguß. 13. IX. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 26. C 33 979. Compagnie des Forges de Chatillon-Commeny et Neuves-Maisons, Paris; Vertr.: R. Scherpe, Pat.-Anw., Charlottenburg. Vorrichtung zum Kühlen örtlich erhitzter Gleis- oder Schienenstellen auf freier Strecke. 14. IX. 23. Frankreich 2. II. 23.
- Kl. 20 g, Gr. 3. M 91 002. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Drehscheibe oder Schiebebühne mit gegen Seilbruch durch Stoßfangvorrichtung gesicherter Verholwinde für Fahrzeuge. 18. VIII. 25.
- Kl. 20 g, Gr. 8. R 65 909. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Gleitender Prellbock. 13. XI. 25.
- Kl. 20 h, Gr. 3. N 21 481. Maria Nitkowsky, geb. Katillus, Berlin-Friedenau, Südwestkorso 65, Max Nitkowsky und Luise Nitkowsky, geb. Seidel, Berlin-Zehlendorf, Dahlemer Weg, Straße 22, Nr. 17, Max Steinky, Berlin, Philippstr. 13. Antriebs- und Bremsvorrichtung. 2. X. 22.
- Kl. 20 i, Gr. 4. B 116 907. Bahnindustrie Paul Ende, Hannover. Abzweigkurvengleis mit Auflaufschiene für den äußeren Spurkranz. 2. XII. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 4. B 120 765. Fa. Martin Beilhack, Maschinenfabrik und Hammerwerk, Rosenheim. Vorrichtung zum Befestigen v. Weichenbackenschienen auf Weichenlängsplatten. 11. VII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 5. P 50 601. Hugo Polinski, Berlin-Oberschöneweide, Cöpenicker Str. 7. Aufschneidbare Feststellvorrichtung für Weichen. 26. V. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 8. K 96 851. Fried. Krupp, Akt.-Ges., Essen. Zungen- vorrichtung für Drehstuhlweichen. 21. XI. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 11. W 69 207. F. Paul Weinitschke Ges. m. b. H., Eisenbahnsignal-Bauanstalt, Berlin-Lichtenberg. Stell- vorrichtung zur Weichen- und Signaleinstellung von elektrischen Stellwerken. 29. IV. 25.
- Kl. 37 e, Gr. 9. K 92 159. Hermann Könitzer, Pößneck, Breite Straße 38. Vorrichtung zum Errichten von winklig anein- anderstoßenden Schalwänden. 20. XII. 24.
- Kl. 37 e, Gr. 9. K. 94 579. Hans Kusch, Hengersdorf, Kr. Grottkau. Schutzband für Rüstbretter. 13. VI. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 33. H 95 833. Alphons Horten, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Straße 16. Transportable Form zur Her- stellung von Betonrohren; Zus. z. Anm. H 94 912. 23. I. 24.
- Kl. 80 b, Gr. 3. L 59 175. Hubert Loescher, Halanzu, Belgien; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung eines hochwertigen raumbeständigen Zementes. 24. XII. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 3. Sch 73 285. Dr. Ehrhart Schott, Leimen b. Heidelberg. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement. 27. II. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 3. V 20 689. Urbein Ballony Voisin, Cette, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung ungefärbter Tonerde-Kalksteinzemente; Zus. z. Pat. 427 895. 29. IV. 25.

- Kl. 80 b, Gr. 8. J 26 885. Dr. Johann Jakob, Seebach-Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. E. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Kunststeinen; Zus. z. Pat. 417 360. 14. XI. 25.
- Kl. 80 b, Gr. 25. B 123 810. Boer & Batz, Essen-Stoppenberg, u. Johannes Daub, Essen, Lindemannstr. 11. Verfahren zur Herstellung von Walzsalp. 25. I. 26.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 23 vom 10. Juni 1926.

- Kl. 5 d, Gr. 7. 430 878. Heinrich Hesseln, Essen a. d. Ruhr, Horster Straße 55. Streckensicherung mit Gesteinsstaub gegen Explosionen. 15. VII. 25. H 102 720.
- Kl. 7 a, Gr. 3. 430 879. Jones & Laughlin Steel Corporation, Pittsburgh, V. St. A.; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Walzen hoher Träger mit dünnem Steg. 9. VI. 23. J 24768. V. St. Amerika 20. VI. 22.
- Kl. 20 h, Gr. 7. 430 894. Oskar Brandenberger, Zürich, Schweiz; Vertr.: W. Schwaebisch, Pat.-Anw., Stuttgart. Eisenbahn- wagenschieber. 28. XI. 24. B 116 769.
- Kl. 37 a, Gr. 7. 430 915. Wilhelm Reiner, Berlin-Tempelhof, Schön- burgstr. 8. Verfahren z. Verbinden v. bitumenhaltigen Schich- ten mit Schichten aus Zementbeton oder ähnlichen Stoffen nach Patent 333 495; Zus. z. Pat. 333 495. 9. VII. 25. R 64 799.
- Kl. 80 a, Gr. 43. 431 025. Tore Gustav Olof Hydén in Stockholm u. Erik Valdemar Carlsson, Nyköping, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Walther, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung langgestreckter Hohlkörper aus plastischer Masse, wie Beton o. dgl. 13. III. 24. H 96 438. Schweden 28. III. bzw. 24. III. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 430 993. Karl Gustav Hanhart, Rüslikon b. Zürich, Schweiz; Vertr.: Pat.-Anwälte E. Herse, Cassel-Wilhelmshöhe, u. E. Hillecke, Berlin SW 61. Mörtelschicht als Unterlage für organische, schmelzbare Überzüge. 10. I. 25. H 100 000.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 430 873. Dr. Curt Platzmann, Berlin-Schöneberg, Kufsteiner Str. 2. Herstellung feuerfesten Betons. 17. XII. 22. P 45 406.
- Kl. 80 b, Gr. 25. 430 994. Fa. Dr. Bial & Marx, Berlin. Verfahren zur Herstellung von Gewebebauplatten, insbes. für Eisen- bahnoberbau. 2. XII. 24. B 116 882.
- Kl. 80 d, Gr. 5. 431 056. Fa. C. & E. Fein, Stuttgart. Steinschneide- vorrichtung mit motorisch angetriebener Schneidescheibe. 8. III. 25. F 58 244.
- Kl. 80 d, Gr. 9. 431 057. Fa. Moll & Rohwer, Neumünster i. Holst. Mit mehreren gegenläufigen Spindeln arbeitende Vorrichtung z. Bohren zylindrischer Löcher in Gestein. 24. IX. 24. M 86478.
- Kl. 81 e, Gr. 126. 431 059. Bertha Möller, geb. Neitzert, Bochum, Waldstr. 24. Verfahren zum Beschicken von Abraum- absetzern mittels fahrbarer Rampe. 3. III. 25. M 88 654.
- Kl. 84 a, Gr. 4. 430 995. Sigurd Höyer, Vinderen, Vestre Aker und Karl Baalsrud, Nore Kraftanlage, pr. Numedal; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Dammanlage für Tal- sperren o. dgl. 12. III. 25. H 100 949. Norwegen 12. III. 24.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Vortrag mit Lichtbildern und Filmvorführungen über den Betonstraßenbau, gehalten in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen, am 16. Juni 1926 von Dipl.-Ing. Gustav Reese aus Mannheim.

Der Betonstraßenbau wurde von Amerika übernommen, wo schon vor etwa 30 Jahren die erste Betonstraße gebaut wurde. Dieselbe hat sich sehr gut bewährt, wobei zu berücksichtigen ist, daß in den ersten Jahren der Fuhrwerksverkehr noch vorherrschte.

Der gewaltige, fast erschreckend zunehmende Verkehr in Amerika bedingte natürlich einen fortschreitenden Ausbau der alten Straßen und man hat heute bereits neben anderen Bauweisen 430 Millionen m² Betonstraßen ausgeführt. Die Regierung, die Einzelstaaten und auch die Industrie stellten ansehnliche Mittel zu Versuchszwecken zur Verfügung, ein Beispiel, dem wir hier in Deutschland mehr als bisher folgen müßten.

Wie bei allen Straßenbaumethoden ist natürlich das Wesen und die Behandlung des Untergrundes sehr wichtig. Die Risse im Beton werden nicht nur durch Formveränderung des Betons selbst hervorgerufen, sondern auch vielfach durch die Raumveränderung des Untergrundes. Der wechselnde Feuchtigkeitsgehalt spielt eine große Rolle, besonders bei Lehm- und Tonboden. Man muß deshalb auf eine gute Entwässerung bedacht sein. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit wird Kies und Schotter eingewalzt.

Der Querschnitt der Betonstraßen hat sich im Laufe der Zeit durch praktische Erfahrung herausgebildet. Man verwendet heute fast ausschließlich einen Querschnitt mit äußerer Randverstärkung. Wegen der rauhen Oberfläche können verhältnismäßig größere Steigungen und Quergefälle angewendet werden. Die Kurven verlangen eine besondere Ausbildung, infolge der erhöhten Geschwindigkeit der Fahrzeuge ist eine Überhöhung der äußeren Straßenseite notwendig, auch eine Verbreiterung der Straße in der Kurve ist zweckmäßig.

Die eigentliche Betondecke wird verschieden ausgeführt. Je nach Beanspruchung ein- oder zweischichtig, auch Eisenbewehrung kommt vor. Über die Zweckmäßigkeit der Bewehrung gehen die Meinungen noch sehr auseinander. Vielfach ist die Armierung eine kreuzweise, auch Drahtgeflecht kommt in Anwendung, oft auch ist nur eine Armierung in der Verstärkung entlang den Straßenseiten und den Fugen vorgesehen.

Über die Anlage der Fugen sind die Meinungen ebenfalls noch sehr geteilt, immerhin sind sie angebracht, da sie die Rissebildung vermeiden. Außerordentliche Sorgfalt wird in Amerika auf die Herstellung des Betons selbst, vor allem auf die Zusammensetzung und Korngröße der Zuschlagstoffe und auf die Höhe des Wasserzusatzes verwendet. Die Kontrolle über die Beschaffenheit der zu verwendenden Materialien und über das Mischverhältnis ist äußerst genau.

Die Verarbeitung des Betons geschieht mittels Mischmaschinen, wie wir sie auch heute in Deutschland bereits herstellen. Diese Mischmaschine, die sogenannte Straßenbetoniermaschine, ist zum Selbstfahren eingerichtet. Der gemischte Beton wird entweder durch eine Rinne auf die Straße geleitet oder in einen Kübel entleert, der sich an einem langen drehbaren Ausleger bewegt und die ganze Straßenseite bestreichen kann¹⁾.

Vor Einbringen des Betons muß an den beiden Straßenseiten eine Schalung aus Holz oder Blech angebracht werden, die gleichzeitig als Fahrschiene für die Arbeitsmaschinen und Arbeitsbrücken dient.

Nachdem der fertige Beton eingebracht ist, beginnt dessen eigentliche Bearbeitung, und zwar das Abgleichen, Stampfen und Glätten. Dies geschieht maschinell mit dem sogenannten Finisher, einer Maschine, die sich über die ganze Straßenseite erstreckt und auf der Seitenschalung fährt. In Kurven oder an den vom Normalprofil abweichenden Strecken wird noch fast ausschließlich mit Hand gearbeitet.

Schadhafte Stellen werden nachträglich von einer Arbeitsbrücke aus oder mit Reibrettern, die mit langen Stielen versehen sind, von der Straßenseite aus bearbeitet.

Wichtig ist die Behandlung der Oberfläche, besonders in den ersten 10 Stunden des Abbindens. Zum Schutze gegen Sonne oder Regen wird die Oberfläche mit Zeltplanen, die auf einem Lattengestell gespannt sind, abgedeckt und dauernd feucht gehalten. Nach Wegnahme der Planen wird die Oberfläche mit einer Erdschicht oder Strohlage von 5 cm Stärke abgedeckt und ebenfalls feucht gehalten. Dies geschieht etwa 20 Tage lang. Eine andere Methode ist die, die Oberfläche nach Aufbringen von Erddämmen entlang den Straßenrändern und quer über die Straße mit einer 5 cm hohen Wasserschicht zu bedecken. Diese Überdeckung dauert 14 Tage. In wasserarmen Gegenden wird auch eine Abdeckung mit Kalziumchlorid vorgenommen. Sie hat den Zweck, die Feuchtigkeit im Beton zu erhalten.

Bei eintretendem Frost wird die Betondecke entweder mit einer Strohlage abgedeckt oder mit einer Überdachung aus Zeltplanen versehen, unter die Koksöfen gestellt werden.

In Deutschland haben wir in der Herstellung von Betonstraßen schon einen guten Anfang gemacht. Interessant sind die Versuchs-

straßen bei München. Im Forstenrieder Park bei München wurde eine Versuchsstrecke gebaut, und zwar in einer Länge von 1000 m²). Die Bauart war zweischichtig, und zwar 600 m bewehrt und 400 m unbewehrt. In der bewehrten Strecke wurden Querschnitte alle 5, 10, 15, 30 und 50 m, auf der unbewehrten alle 5—15 m vorgenommen. Außerdem wurde hier noch eine Längsfuge eingelegt. Auch die Oberflächenbehandlung wurde in Betracht gezogen. Man beschränkte sich darauf, einzelne Versuchsstrecken mit Wasserglas zu streichen, um eine Härtung der Betonoberfläche zu erreichen. Andere Strecken wurden mit Inertol gestrichen, um das Anmachwasser im Beton vor Verdunstung zu schützen. Man wollte hiermit das kostspielige Feuchthalten der Oberfläche ersparen.

Die Zubereitung des Betons erfolgte mit der zu diesem Zweck beim Sonthofener Hüttenamt bestellten Straßenbetoniermaschine. Die Konstruktion ist ungefähr wie die oben beschriebene amerikanische mit drehbarem Ausleger und fahrbarem Kübel. Das Fertigmachen der Oberfläche geschah von einer fahrbaren Brücke aus mit der Hand.

Hauptbedingung bei der Ausführung der zweischichtigen Methode ist, Unter- und Oberbeton rasch hintereinander auszuführen, damit eine innige Verbindung gewährleistet ist.

Bei dieser Versuchsstrecke wurde eine Leistung von 570 m² pro Tag bei 10 Arbeitsstunden erzielt. Das waren bei einer Straßenbreite von 5,50 m 110 lfd m pro Tag. Bei einer maschinellen Bearbeitung der Straßendecke wird natürlich eine noch höhere Leistung erzielt.

Weitere Versuchsstrecken wurden gebaut auf der Straße München—Tegernsee und München—Garmisch.

Ein Spezialbeton, der für den Straßenbau in letzter Zeit viel in Anwendung kommt, ist der Soliditbeton. Dieser Beton wird mit einem Spezialzement hergestellt, der vor mehreren Jahren von einem Spanier erfunden wurde. Die Einführung dieses Spezialbetons erfolgte erst nach dem Kriege durch die Firma August Lindemann, Kom.-Ges., in Köln. Die Untersuchung des Soliditbetons auf Verschleißfestigkeit hat ganz überraschende Resultate gezeigt. In Deutschland sind bereits viele Straßen mit diesem Beton hergestellt, auch zum Teil auf der Strecke München—Tegernsee.

Eine interessante Zusammenstellung über die Bau- und Unterhaltungskosten der verschiedenen Straßenbaumethoden, die von Regierungsbaumeister Streit im „Straßenbau“ Nr. 5 veröffentlicht wurde, zeigt folgendes:

Die Herstellungskosten für eine Bitumenstraße ohne Behandlung des Untergrundes würden ungefähr M. 10,— pro m² betragen, für die Betonstraße ebenfalls M. 10,— pro m². An Unterhaltungskosten kämen für die Bitumenstraße M. 0,30 pro m² und Jahr in Betracht, dagegen für die Betonstraße nur M. 0,10. Die Lebensdauer der Bitumenstraße wird mit ungefähr 20—25 Jahren angenommen, während für die Betonstraße eine solche von 40—50 Jahren geschätzt wird. Eine Lebensdauer von über 30 Jahren ist ja bereits in Amerika festgestellt. Demnach wäre die bessere Wirtschaftlichkeit bei der Betonstraße.

Hinzu kommt noch, daß alle notwendigen Rohmaterialien für den Betonstraßenbau in Deutschland leicht zu beschaffen seien und daß wir auch bereits damit begonnen haben, die dazu notwendigen Arbeitsmaschinen selbst herzustellen.

Ferner sei zu beachten, daß für den Betonstraßenbau zum größten Teil keine geschulten Arbeitskräfte nötig seien.

Der Vortrag war an Hand von Lichtbildern sehr ausführlich gehalten und wurde ergänzt durch drei Filme, und zwar einen über den Straßenbau auf der Strecke München—Tegernsee, einen über den amerikanischen Bauvorgang und einen kleineren von der Firma Vögele, Mannheim, zur Verfügung gestellten Film, der die Arbeitsweise der von dieser Firma gebauten Straßenbetoniermaschine „System Jäger“ zeigte.

Ortsgruppe Rheinland-Westfalen.

Auf Anregung und durch die liebenswürdige Unterstützung des Herrn Oberregierungs- und Baurat Bock fand am 10. 4. eine äußerst interessante Besichtigung der drei Schleusenbaustellen Flaesheim, Ahsen und Datteln statt. Die Mehrzahl der Teilnehmer fand sich am genannten Tage, 10 hvm, am Hauptbahnhof Essen zur gemeinsamen Fahrt nach Flaesheim ein. Unter Führung der Herren des Kanalbauamtes Datteln, Reg.-Baurat Pfaue, Reg.-Baurat Witte, Reg.-Baurat Schmidt, wurden diese Baustellen begangen, von denen jede sich in einem anderen Stadium befindet.

Sämtliche genannten Schleusen sind Gußbetonbaustellen. Flaesheim ist zum größten Teil fertiggestellt; die Schleuse Ahsen ist mitten in der Bauausführung begriffen; auf der bei Datteln konnten die Vorbereitungen und die fertiggestellte Baustelleneinrichtung besichtigt werden.

Leider war die Witterung nicht vorbildliches Bauwetter, doch hielten die 60 Teilnehmer restlos durch, was nicht zu guter Letzt den auf der ersten und letzten Baustelle gereichten Erfrischungen und Erwärnungen durch die Liebenswürdigkeit der Firmen Hüser-Rank und Philipp Holzmann A.-G. zu verdanken war.

¹⁾ Vgl. die demnächst von der D. G. f. B. herauszugebenden Vorträge über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen, Vortrag von Weihe.

²⁾ Abbildung in dem im Herbst erscheinenden Jahrbuch der D. G. f. B.