

DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 8. März 1935

Heft 10

Betrachtungen zu den Betriebsergebnissen der Münchener Abwasserkläranlage im Betriebsjahr 1933/34.

Alle Rechte vorbehalten.
Printed in Germany.

Von Stadtoberbaurat E. Stecher, München.

Bei der im Jahre 1926 voll in Betrieb genommenen und im Jahre 1929 mit Gasgewinnungseinrichtungen ausgestatteten Abwasserkläranlage der Stadt München ist nun eine gewisse Stetigkeit des Betriebes eingetreten, die einen zusammenfassenden Überblick über die Betriebsergebnisse eines Jahres gestattet. Dabei soll auch auf die Änderungen hingewiesen werden, die sich gegenüber manchen Entwurfsannahmen und gegenüber der anfänglichen Arbeitsweise während der bisherigen Betriebsjahre ergeben haben. Für die Fachgenossen, die sich selten mit den Fragen der Abwasserbehandlung befassen, soll die Arbeit auch einen Einblick in die Vielseitigkeit der hier auftauchenden Fragen bieten. Betrachtet wird das letztvergangene Betriebsjahr 1933/34, das sich vom 1. April 1933 bis 31. März 1934 erstreckte.

1. Kanalnetz und Kläranlage.

Das Münchener Kanalnetz ist nach dem Mischsystem eingerichtet. Dank der Lage der Stadt auf der nach Norden mit etwa 3 m je km geneigten Hochebene fließt das gesamte Abwasser mit natürlichem Gefälle der Kläranlage Großlappen zu. Diese befindet sich 9 km nordöstlich der Stadtmittte, das Abwasser fließt von der Mitte der Stadt bis zur Kläranlage in etwa 2 1/2 Stunden, von den weitest entfernten Punkten in etwa 4 1/2 Stunden. Das mechanisch geklärte Abwasser wird auf Grund eines besonderen Vertragsverhältnisses dem Großkraftwerk „Mittlere Isar AG“ übergeben. Das Kraftwerkunternehmen leitet die Isar, den Münchener Vorfluter, oberhalb der früher bei Großlappen geplant gewesenen Einmündung der geklärten Abwässer zu Kraftgewinnungszwecken aus ihrem Bett ab und hat die Fortleitung und Weiterbehandlung der geklärten Abwässer übernommen. Die Klärwässer werden zu einer Abwasserfischteichanlage gepumpt, dort biologisch gereinigt und dem Werkkanal des Kraftwerkunternehmens zugeführt, in dem sie noch zur Erzeugung elektrischer Energie ausgenutzt werden¹⁾.

¹⁾ Dr. Bosch, Stecher u. Keppner, Die Abwasserbeseitigung in Mün-

Das Kanalnetz hatte am 31. März 1934 eine Länge von 486,5 km einschl. des 4,8 km langen, mitangeschlossenen Kanalnetzes von Pasing. Bei Regen wird das verdünnte Abwasser durch die Überfälle von 28 Notauslässen zur Isar abgeleitet. Der letzte Notauslaß befindet sich unmittelbar vor der Kläranlage. Die entwässerte Fläche ist rd. 4800 ha groß, das Stadtgebiet umfaßt rd. 18 800 ha. Das Kanalnetz wird in großem Umfang auch zur Schneeabseitung benutzt, da in München ausgiebige Schneefälle nicht selten sind.

Hinter dem Sandfang fließt das Abwasser zu den in einem Quadrat angeordneten 16 „zweistöckigen“ Klärbecken. Durch einen Wirbel erzeugenden Einbau im Hauptzufluß-

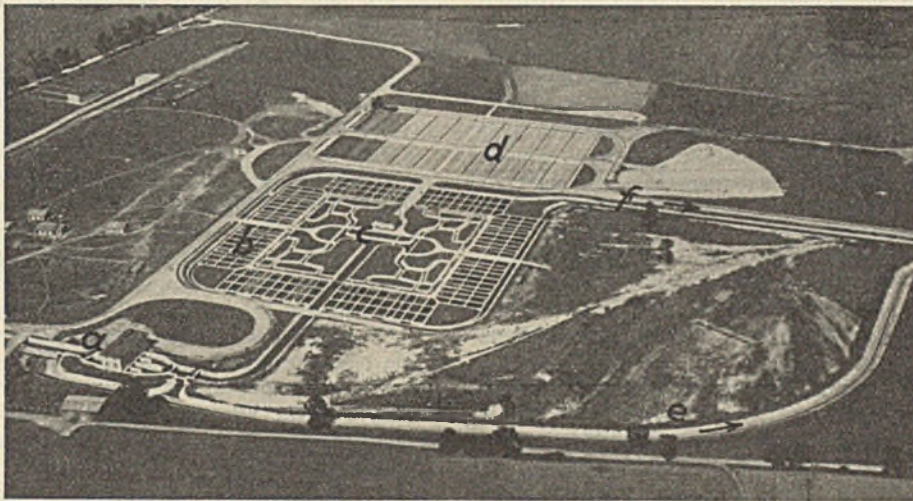


Abb. 1. Luftbild der Kläranlage. (Hansa Lb. München 4067, freigegeben durch R. L. M.)

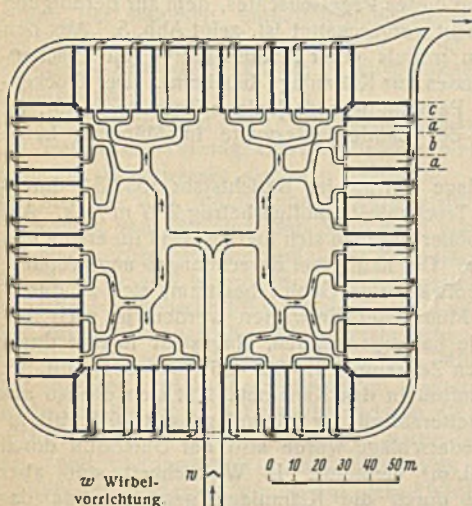
a Regenüberfallwehr, Sandfang- u. Grobrechenhaus. b Klärbecken. c Schlammumpwerk. d Schlamm-trockenbeete. e Notauslaß zur Isar. f Ablauf zu den Fischteichen.

rinne und durch symmetrische Anordnung der Abzweigungen der Gerinne zu den einzelnen Absetzräumen (Abb. 2) soll eine möglichst gleichmäßige Verteilung des Abwassers samt seiner Schmutzbelastung auf die einzelnen Becken erreicht werden. Dies ist auch in befriedigender Weise gelungen, es zeigt sich aber, daß die stromab am weitesten links vom Hauptzulaufgerinne gelegenen beiden Klärbecken etwas mehr Schwimmstoffe, namentlich Papier, erhalten. Diese Stoffe werden also bei den Verzweigungen stets mehr nach links abgelenkt.

Jedes Klärbecken (Abb. 3) enthält zwei Absetzräume von je 25 m Länge, 5,5 m Breite und 3,5 m mittlerer Tiefe. Der Gesamtrauminhalt der Absetzräume ist 14 080 m³, der Gesamtquerschnitt 563 m². Zwischen und unter den Absetzräumen liegt der 14 m tiefe Schlammfauhraum. Der abgesetzte Frischschlamm rutscht durch die Bodenschlitze der Absetz-

chen. Bautechn. 1926, Heft 53. — Dr. Kurzmann, Kläranlage und Fischteiche für die Münchener Abwässer. Veröffentlichungen der Mittleren Isar AG, Heft 6. München 1933, Verlag von R. Oldenbourg.

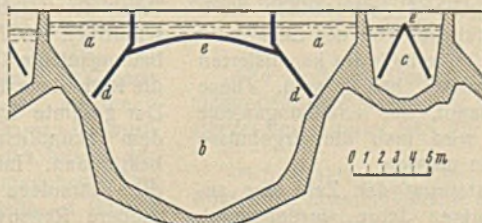
²⁾ Keppner, Die Münchener Kläranlage. Gesund.-Ing. 1929, Heft 39 und 40.



Teil eines Klärbeckens: a, 2 Absetzräume. b Schlammfauhraum. c Faulwasserbecken.

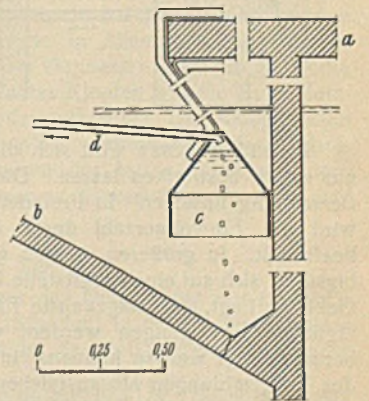
Abb. 2.

Abwasserverteilung auf die 16 Klärbecken.



a, a Absetzräume. b Schlammfauhraum. c Faulwasserbecken. d Schlamm-schlitze. e Gasabfanggewölbe.

Abb. 3. Schematischer Querschnitt durch ein Klärbecken



a Bedienungssteg. b Gasabfanggewölbe. c Gashaube. d Rohr, 3/4", zur großen Gasfanglaube.

Abb. 4. Kleine Gashaube über einer undichten Stelle des Gasabfanggewölbes.

räume von selbst in den Faulraum hinab und wird dadurch sofort von dem Abwasser getrennt („Frischwasserklärun“). Der Schlamm fault in den Faulräumen etwa 3 Monate lang unter Wasser aus, wobei sich beträchtliche Gasmengen bilden. Der nutzbare Faulraum der 16 Becken beträgt insgesamt 31 000 m³. Davon liegen unterhalb der Bodenschlitze der Absetzräume rd. 20 700 m³ Sinkschlammraum, oberhalb dieser Schlitze rd. 10 300 m³ Schwimmschlammraum. Bei diesen Raumgrößen ist eine 1 m starke Zone mit 4600 m³ in Höhe der Bodenschlitze als nicht nutzbarer, von Schlammwasser erfüllter Raum abgerechnet. Die Faulräume werden nach System Dyckerhoff & Widmann vom Absetzraum her langsam von 1,5 bis 2% der Abwassermenge durchströmt. Die infolgedessen durch besondere Entnahmeröhre aus den Faulräumen abziehende geringe faulige Abwassermenge wird durch die neben jedem der 16 Klärbecken angeordneten Faulwasserbecken geleitet, in denen sie sich etwa zwei Tage lang aufhält, ausfault und mitgerissenen feinen Schlamm absetzt. Der Abfluß aus den Faulwasserbecken ist nahezu farblos und wird in das geklärte Abwasser abgeführt.

Die Klärbecken und die Faulwasserbecken sind unter Wasser mit Gasabfanggewölben aus bewehrtem Spritzbeton nachträglich versehen worden. Längs der Anschlußlinien der Gasgewölbe der Klärbecken an die Trennwände zwischen Absetz- und Faulräumen sowie an den Stellen, an denen Schlammrohre die Gasgewölbe durchstoßen, war ein vollkommen gasdichter Anschluß bei einigen Becken nicht zu erreichen. Die wohl durch Temperaturschwankungen erzeugten kleinen Bewegungen der Baukörper riefen dort trotz der bituminösen Dichtungsschichten immer wieder kleine Gasaustritte hervor. Schließlich wurden über solchen Stellen (Abb. 4) an Winkelleisen kleine eiserne Gashauben von etwa 0,4 m² Querschnitt aufgehängt und von diesen das anfallende Gas mit $\frac{3}{4}$ zölligen Rohren zu den großen Gasfanghauben, die auf den Scheiteln der Gasgewölbe sitzen, geführt. Damit werden die an sich geringen Gasverluste an undichten Punkten der Gasgewölbe vermieden.

2. Einwohnerzahl und Abwassermenge.

Am Ende des Rechnungsjahres 1933/34 hatte die Stadt München 738 000 Einwohner. Davon waren 662 000, also 89%, an das Kanalnetz angeschlossen. Aus dem vorhergehenden Abschnitt ist ersichtlich, daß 26% der Stadtfläche entwässert sind. Da diese Fläche von 89% der Stadtbevölkerung bewohnt wird, besteht die nicht entwässerte Fläche in der Hauptsache aus unbebautem Gelände und aus Außenvierteln mit geringerer Einwohnerzahl, aber immerhin noch 76 000 Bewohnern.

Die Bestimmung der Zahl der Einwohner einer Stadt, deren Wohnungen an das Kanalnetz angeschlossen sind, ist nicht einfach, die Entwicklung der Feststellung dieser Zahl für München sei deshalb berichtet. Die Zahl ist von Bedeutung für die Feststellung des Verhältnisses zwischen Wasserverbrauch und Abwassermenge, für die Bestimmung der Belastung und Wirkung der Kläranlagen und der biologischen Reinigungsanlagen.

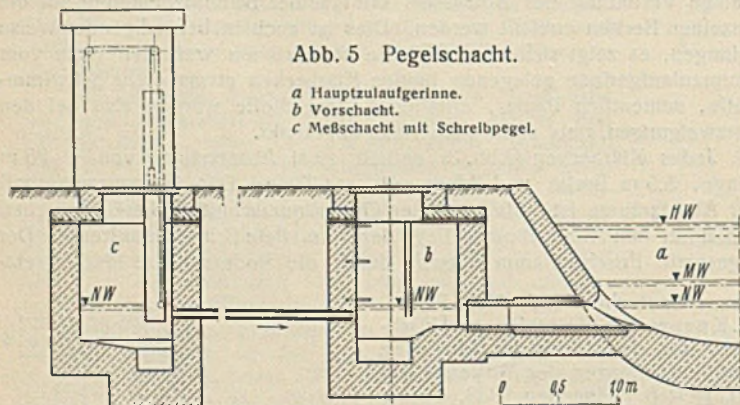


Abb. 5 Pegelschacht.

a Hauptzulaufgerinne.
b Vorschacht.
c Meßschacht mit Schreißpegel.

Besonders genau wird sich die Zahl der angeschlossenen Einwohner nur selten bestimmen lassen. Die verschiedensten Einflüsse machen die Berechnung unsicher. In Fremdenstädten, besonders aber in Kurorten, wird die Einwohnerzahl durch die vorübergehend Anwesenden stark beeinflusst. In größeren Städten wird ein merklicher Teil der Einwohner tagsüber sich auf eine Arbeitstelle begeben, die außerhalb des kanalisierten Gebietes liegt, der umgekehrte Fall wird ebenfalls häufig sein. Diese täglichen Bewegungen werden, wenn überhaupt, nur schätzungsweise berücksichtigt werden können. In der Regel wird man die Ergebnisse der Volkszählungen als ausreichend betrachten müssen.

In München findet alljährlich eine Feststellung der Zahl der angeschlossenen Einwohner statt. Bis zum vorigen Jahre wurden durch Fortschreibung seit einer länger zurückliegenden Volkszählung die Gesamteinwohnerzahl und die Zahl der Einwohner in den 32 Stadtbezirken vom Statistischen Amt bestimmt. Diese Zahlen waren nicht mehr ganz genau. Die Feststellung der angeschlossenen Einwohnerzahl geschah auf zwei Arten:

1. Es wurden auf einer Karte die bebauten und die kanalisierten Flächen der Stadt abgegrenzt. Für die einzelnen Bezirke wurde festgestellt, wieviel Prozent der bebauten Fläche des Bezirks kanalisiert sind. Der gleiche Prozentsatz der Einwohnerzahl des Bezirks wurde als „angeschlossen“ erachtet. Die Gesamtzahl der angeschlossenen Einwohner aller Bezirke ergab die insgesamt angeschlossenen Einwohner.

2. Es wurde die Zahl der Anwesen bestimmt, die an das Kanalnetz angeschlossen waren. Im Verhältnis dieser Zahl zur Gesamtzahl der Anwesen des Stadtgebietes wurde aus der Gesamteinwohnerzahl der Stadt die Zahl der angeschlossenen Einwohner bestimmt. Aus den beiden Bestimmungsarten wurde das Mittel genommen. Es ergab sich z. B. im Jahre 1931 folgendes Bild:

Gesamteinwohnerzahl	730 000
1. Bestimmung aus der kanalisierten Fläche der Bezirke	630 400
2. Aus der Zahl der kanalisierten Anwesen: Gesamtzahl der Anwesen = 28 150, Zahl der kanalisierten Anwesen = 20 804.	
Hieraus errechnet sich	$\frac{730\,000 \times 20\,804}{28\,150} = 540\,000$
Mittelwert:	585 200.

Als nun 1933 die Ergebnisse der neuen Volkszählung vorlagen, wurde durch zwei eigens hierzu berufene Angestellte aus den Hauslisten der Volkszählung die Zahl der Bewohner der an das Kanalnetz angeschlossenen Anwesen bestimmt und so eine wesentlich genauere Feststellung der Zahl der angeschlossenen Einwohner durchgeführt. Sie ergab bei 738 000 Gesamteinwohnerzahl 662 000 angeschlossene Einwohner.

Man erkennt, daß die erste der früheren Methoden nur etwa um 5% zu wenig ergab. Die zweite Methode dagegen lieferte ein um etwa 13% zu geringes Ergebnis. Hier wirkte sich offenbar der Umstand aus, daß die dicht bewohnten größeren Anwesen der Innenviertel alle kanalisiert sind, während die in den letzten Jahren zahlreich in noch nicht kanalisierten Außengebieten entstehenden Kleinhäuser eine verhältnismäßig sehr geringe Bewohnerzahl haben.

Zu den aus der Volkszählung ermittelten Zahlen werden jetzt bei jedem Neuananschluß an die Kanalisation die das Anwesen bewohnenden Menschen hinzugezählt. Soweit das Anwesen schon bei der Volkszählung bestand, wird die Einwohnerzahl aus dem Zählblatt genommen, im übrigen wird sie an Ort und Stelle ermittelt. Durch diese Methode wird sich auf mehrere Jahre die Ermittlung noch recht genau fortsetzen lassen. Unter den jetzigen Verhältnissen ist wieder mit regelmäßigen Volkszählungen zu rechnen, so daß bei der nächsten Zählung wieder eine genaue Feststellung folgen kann.

Es kann den Stadtverwaltungen nur empfohlen werden, die Gelegenheit zu ergreifen und auf Grund der letzten Volkszählung eine möglichst genaue Bestimmung der an das Kanalnetz angeschlossenen Einwohnerzahl vorzunehmen. Man wird vielleicht auch anderwärts zu Korrekturen kommen, so daß dann die verschiedenen Angaben, wie z. B. die Schlammmenge und Klärgasmenge je Einwohner, auf zuverlässige Grundlagen gestellt werden können.

Die Abwassermenge, die zur Kläranlage gelangt, kann bei Regen bis zu 10 m³/sek ansteigen. Größere Regenwasserabflüsse gehen durch die Notauslässe zur Isar. Der Abfluß zur Kläranlage wird durch einen selbstschreibenden Pegel im Hauptzulaufgerinne zu den Klärbecken gemessen. Der Pegel wurde in jüngster Zeit in einen seitlich des Gerinnes gelegenen Schacht verlegt, um die Wirkung des Wellenschlages im Zulaufgerinne abzdämpfen. Die Ausbildung dieses Pegelschachtes, dem zur Beruhigung des Wassers ein zweiter Schacht vorgeschaltet ist, zeigt Abb. 5. Aus den Pegelaufschreibungen werden mittels einer Schlüsselkurve die Flächenmittel des sekundlichen Abflusses zur Kläranlage bestimmt. Der Trockenwetterabfluß wurde aus den Pegelblättern derjenigen Tage bestimmt, an denen nach den Berichten der Landeswetterwarte in München keine Niederschläge fielen.

Der Abfluß zur Kläranlage betrug im Berichtsjahr 1933/34 durchschnittlich 3,01 m³/sek. Der Trockenwetterabfluß betrug 2,77 m³/sek. Auf jeden angeschlossenen Einwohner ergeben sich hieraus 393 l im ersten und 362 l täglich im zweiten Falle. Der häufig bei Berechnungen angewendete Trockenwetterabfluß je ha entwässertes Gebiet bestimmt sich zu durchschnittlich 0,577 l. In den Münchener Entwürfen werden je nach Bebauungsdichte 0,3 bis 1,0 l je ha angenommen. Insgesamt flossen durch die Kläranlage im betrachteten Zeitraum 3,01 · 365 · 86 400 = 94,9 Mill. m³. Der gesamte Trockenwetterzufluß in das Kanalnetz läßt sich ebenso aus dem sekundlichen Trockenwetterabfluß zur Kläranlage mit 87,5 Mill. m³ bestimmen. Infolge der Niederschläge wurde also der Durchfluß durch die Kläranlage um 7,4 Mill. m³ vermehrt. In Wirklichkeit sind aber größere Regenwassermengen durch die Kläranlage gegangen, da das Schmutzwasser in den Kanälen mit Regenwasser vermischt wird und ein erheblicher Teil — bei Starkregen der größte Teil — des Schmutzwassers über die Wehre der Notauslässe in den Vorfluter mit übertritt. Bei 950 mm jährlicher Niederschlagshöhe sind auf die 4800 ha große kanalisierte

Stadtfläche rd. 46 Mill. m³ Niederschlagwasser gefallen. Nimmt man für dieses Gebiet einen mittleren Abflußbeiwert von 40 bis 50 % an, so hat das Kanalnetz 18 bis 23 Mill. m³ Regen- und Schneewasser aufgenommen. In den Vorfluter gingen also 87,5 + (18 bis 23) = 94,9 = 10,6 bis 15,6 Mill. m³ Niederschlag- und Schmutzwasser. Geringe Schmutzwassermengen gelangen außerdem hier und da zwangsläufig in den Vorfluter, wenn, z. B. bei Kanalverstopfungen, vorübergehend eine Ausleitung von Abwasser in den Fluß stattfinden muß. Diese Ausleitungen werden aber sorgfältig auf ein Mindestmaß beschränkt.

Der Wasserverbrauch aus der städtischen Wasserleitung betrug im Berichtsjahr für Hausbedarf 52,7 Mill. m³, für öffentliche Zwecke, Wasserrohrspülungen usw. 8 Mill. m³, insgesamt 60,7 Mill. m³. Da die meisten Anwesen im Burgfrieden und eine Anzahl in Nachbargemeinden Wasserversorgung haben, entspricht dies einem Gesamtverbrauch von rd. 225 l je Kopf und Tag, wobei 746 000 Verbraucher zugrunde gelegt sind. Von dem Gesamtwasserverbrauch gehen mindestens 10 bis 12 % oder rd. 6,7 Mill. m³ nicht in die Kanäle, sondern zu Verlust oder in die Entwässerungsanlagen außerhalb des kanalisierten Gebietes. Insbesondere gehen verloren die Spülwassermengen, die aus den Endstrecken des weiter als das Kanalnetz in die Außenviertel hinausreichenden Wasserrohrnetzes abgelassen werden, ferner ein Teil des Straßensprengwassers und des Wassers der öffentlichen Brunnen, die zum Teil in Stadtbäche entwässern. In das Kanalnetz gelangen demnach entsprechend der Zahl der an dieses angeschlossenen Einwohner

$$\frac{(60,7 - 6,7) \cdot 662\,000}{746\,000} = 48 \text{ Mill. m}^3 \text{ oder rd. } \frac{48\,000\,000 \cdot 1000}{365 \cdot 662\,000} = 200 \text{ l}$$

Litungswasser je Kopf und Tag.

Der Trockenwetterabfluß setzt sich also zusammen wie folgt:

Litungswasser
höchstens . . . 200 l je Kopf und Tag od. 1,54 m³/sek od. 48,4 Mill. m³
Grundwasser,
Spülwasser aus
der Isar, Wasser
privat. Brunnen 162 l je Kopf und Tag od. 1,23 m³/sek od. 39,1 Mill. m³
zusammen 362 l je Kopf und Tag od. 2,77 m³/sek od. 87,5 Mill. m³.

Beim Entwurf der Kläranlage hatte man mit einer wesentlich größeren Abwassermenge je Kopf und Tag gerechnet, weil die damals möglichen Abflußberechnungen aus dem Wasserstande einer Reihe von Kanälen zu große Werte ergaben, die geschätzte Zahl der angeschlossenen Einwohner dagegen zu gering war. Andererseits ist aber seit Inbetriebnahme der Kläranlage die früher für die unmittelbare Abschwemmung der Schmutzstoffe in den Fluß richtige, sehr reichliche Spülung des Kanalnetzes mit Leitungs-, Isar- und Grundwasser möglichst eingeschränkt und durch Spülung mit aufgestautem Kanalwasser ersetzt worden. Ferner ist der Grundwasserzudrang in das Kanalnetz durch Abdichtungsmaßnahmen an alten Kanälen und durch rüßsichere Ausführung der neueren Kanäle verringert worden, und schließlich ist der Leitungswasserverbrauch von 250 und mehr auf 225 l je Kopf und Tag zurückgegangen.

Die mindestens 39,1 Mill. m³ Abwasser, die nicht aus der Wasserleitung her stammen, enthalten mindestens 5 Mill. l Abwasser aus den eigenen Brunnen der Großbrauereien, deren Abwasser die Menge des Münchener Abwassers und die Beschaffenheit des Klärschlammes merklich beeinflussen.

Der Tagesverlauf des Trockenwetterabflusses ist in Abb. 6 aufgetragen. Die Spitzen des Leitungswasserverbrauchs werden durch das gleichmäßig fließende Grundwasser sichtlich abgeflacht. Die Wasserverbrauchsspitzen der Morgen- und Mittagstunden werden durch die verschiedenen langen Fließzeiten von den einzelnen Stadtteilen zur Kläranlage verwischt.

Der durchschnittliche Abfluß zur Kläranlage in den einzelnen Monaten des Berichtsjahres wurde in Abb. 7 dargestellt. Dort wurden auch der monatliche durchschnittliche Abfluß von Leitungswasser zur Kläranlage, der aus den monatlichen Wasserverbräuchen bestimmt worden ist, und die monatlichen Niederschlagshöhen des Münchener Stadtgebietes nach den Angaben der Landeswetterwarte eingetragen. Die Tage, an denen Schneebeseitigung in das Kanalnetz durch die nahezu 700 Schnee-Einwurfschächte und die dadurch bedingte starke Durchspülung des Netzes mit Isar- und Leitungswasser stattfanden, sind ebenfalls angegeben. Der Einfluß der Niederschlagshöhe auf den Abfluß zur Kläranlage ist für die regenreichen Frühlingsmonate deutlich wahrzunehmen. Man erkennt aber auch beispielsweise aus den Monaten Mai und Juni 1933, daß große monatliche Niederschlagshöhen einen geringen Einfluß auf die Abwassermenge haben können. Denn langdauernde Schwachregen können mehr

Regenwasser in die Kläranlage bringen als kurze Starkregen von großer Niederschlagshöhe, bei denen die 28 Notauslässe kräftig in Wirksamkeit treten. Das Ansteigen des Leitungswasserabflusses im Dezember 1933 dürfte auf das Laufenlassen von Zapfstellen zum Schutze gegen Einfrieren der Wasserleitung

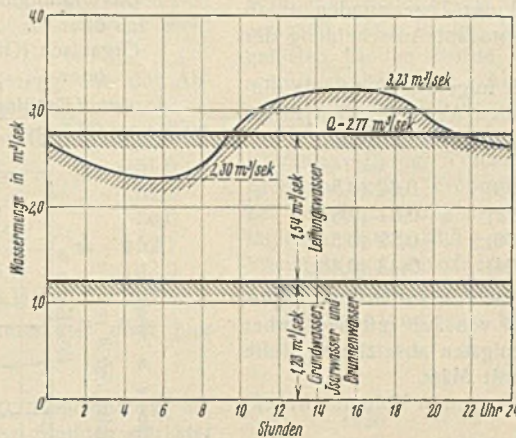


Abb. 6. Tageskurve des Trockenwetterabflusses.

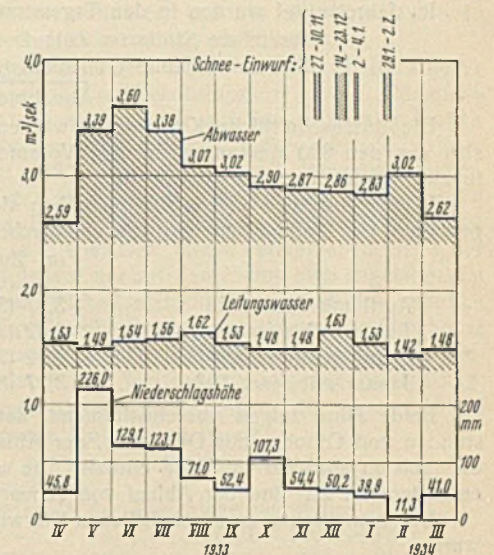


Abb. 7. Monatliche Abwassermengen, Leitungswassermengen und Niederschlagshöhen.

gen und auf die Spülung des Kanalnetzes bei Schnee-Einwurf zurückzuführen sein. Im Februar 1934 hat wohl auch die Schneeschmelze die Abwassermenge erhöht.

Der durchschnittliche Trockenwetterabfluß bewegt sich an Werktagen zwischen 2,78 und 2,89 m³/sek, an Sonntagen sinkt er auf 2,51 m³/sek infolge Nachlassens des Wasserverbrauchs in gewerblichen Betrieben und wahrscheinlich auch in vielen Haushaltungen.

3. Klärwirkung und Beschaffenheit des Abwassers.

Die Kläranlage ist unter Einrechnung einer gewissen Zunahme der Abwassermenge für durchschnittlich 3,6 m³/sek entworfen worden. Bei dieser Belastung soll mit Rücksicht auf die nachgeschalteten Abwasserfischteiche³⁾ noch eine Ausscheidung von 69 % der in zwei Stunden absetzbaren Stoffe stattfinden. Da die Abwassermenge aus den im vorigen Absatz angeführten Gründen geringer wurde, ist die erzielte Klärwirkung noch erheblich besser als der genannte Grenzwert.

Bei 563 m² Absetzraumquerschnitt und 3,01 m³/sek durchschnittlicher Abwassermenge errechnet sich eine mittlere Fließgeschwindigkeit des Abwassers in den Absetzräumen von 5,3 mm/sek. Nach längst bekannten Erfahrungen ist auch beim Ansteigen dieser errechneten Fließgeschwindigkeit auf ein Mehrfaches noch keine bedeutende Abnahme der Klärwirkung zu erwarten. Die Absetzräume sind 25 m lang; damit berechnet sich die mittlere Aufenthaltsdauer des Abwassers in den Absetzräumen, die Klärzeit, zu 1 Std. 19 min.

Die Klärwirkung wurde jeden Werktag zwischen 8 und 20 Uhr, in der Mehrzahl der Fälle zwischen 8 und 15 Uhr, zu verschiedenen Tagesstunden durch zweistündige Absetzversuche bestimmt. Die Probeentnahmen im Ablauf werden gegenüber denen im Zulauf um die Klärzeit verschoben. Für jede Probe wird innerhalb einer Stunde alle 10 min abwechselnd Wasser von der Oberfläche, aus mittlerer Tiefe und nächst der Sohle der Gerinne entnommen. Die innerhalb einer Stunde entnommenen Einzelproben werden miteinander gemischt, genau 10 l der Mischung werden durch ein Sieb von 5·5 mm Maschenweite in Absetztrichter gegossen und dort zwei Stunden lang belassen. Der abgesetzte Schlamm wird eine halbe Stunde vor der Ablesung durch leichtes Klopfen mittels eines Holzstabes zum Abrutschen in die Trichterspitze gebracht. Die Schöpfproben werden mit einem besonderen Sackschöpfer⁴⁾ entnommen, der Wirbelbildung und dadurch das Herausschleudern der festen Stoffe aus dem Schöpfer verhindert. Seit Anwendung dieses Sackschöpfers zeigen sich etwas höhere Klärwirkungszahlen.

a) Absetzbare Stoffe.

Die täglichen Untersuchungen dienen der Feststellung der praktisch maßgebenden Klärwirkung während der Stunden, in denen das Abwasser stärker verschmutzt ist. Für die Beurteilung der völlig erreichten Klärung

³⁾ Schillinger, Klär- und Reinigungsanlagen für Münchener Abwasser im Zusammenhang mit dem Ausbau des Wasserkraftunternehmens der „Mittleren Isar AG“. Vom Wasser 1927, S. 91. Berlin, Verlag Chemie. — Ders., Die biologische Reinigung städtischer Abwässer in Fischteichen. Vom Wasser 1928, S. 200. Berlin, Verlag Chemie.

⁴⁾ Keppner, Die Abwasser-Probentnahme mit dem „Sackschöpfer“. Gesund.-Ing. 1934, Heft 17.

Ist aber der Prozentsatz der ausgeschiedenen absetzbaren Stoffe weniger bedeutungsvoll als der Rauminhalt der im geklärten Wasser noch vorhandenen absetzbaren Stoffe.

Im Jahresmittel wurden in den Tagesstunden gemessen:

Absetzbare Stoffe im Zulauf	3,62 cm ³ /l
Absetzbare Stoffe im Ablauf	0,60 cm ³ /l
Abnahme 3,02 cm ³ /l.	

Die durchschnittliche Klärwirkung während der Tagesstunden ergab sich aus den 890 Messungen zu 83,8 Volumenprozent Ausscheidung der in zwei Stunden absetzbaren Stoffe.

In den einzelnen Vierteljahren ergaben sich folgende Werte, die eingeklammerten Zahlen bedeuten die entsprechenden Werte des Vorjahres:

	im Zulauf cm ³ /l	im Ablauf cm ³ /l
April mit Juni 1933	3,47 (3,39)	0,62 (0,54)
Juli mit September 1933	3,62 (3,27)	0,81 (0,62)
Oktober mit Dezember 1933	4,12 (3,70)	0,52 (0,54)
Januar mit März 1934	3,27 (3,24)	0,48 (0,48)

Beide Jahre zeigen übereinstimmend, daß der Zulauf in den Tagesstunden von Oktober mit Dezember, der Ablauf von Juli mit September die meisten absetzbaren Stoffe enthält. Die wenigsten absetzbaren Stoffe enthalten der Zu- und der Ablauf von Januar mit März.

Die monatlichen durchschnittlichen Klärwirkungen in Volumenprozent waren:

April 1933	84,2	Oktober 1933	86,0
Mai 1933	84,2	November 1933	87,2
Juni 1933	84,0	Dezember 1933	87,2
Juli 1933	83,9	Januar 1934	82,4
August 1933	77,1	Februar 1934	85,1
September 1933	77,7	März 1934	86,7

Im Sommer war also die prozentuale Klärwirkung während der Tagesstunden geringer als im Winter.

Zur Erforschung des ganzen Betriebsvorganges, außerdem zur Erfüllung von Vertragsbestimmungen über die Beschaffenheit des geklärten Abwassers fanden noch 24 stündige Abwasseruntersuchungen statt. Die weiteren Auswertungen folgten auf Grund dieser Untersuchungen. Sie sind 14 mal an verschiedenen Wochentagen im Berichtsjahr durchgeführt worden. Die Proben wurden an diesen Tagen alle Stunden angesetzt. Bei größeren Regenfällen wurden diese Ganztagesuntersuchungen nicht ausgeführt, die Ergebnisse zeigen deshalb ziemlich genau die Verhältnisse bei Trockenwetter. Die durchschnittliche Abwassermenge bei den Ganztagesuntersuchungen betrug 2,86 m³/sek. Die Absetzversuche ergaben:

Absetzbare Stoffe im Zulauf	2,76 cm ³ /l
Absetzbare Stoffe im Ablauf	0,43 cm ³ /l
Abnahme 2,33 cm ³ /l.	

Die Mengen der absetzbaren Stoffe sind hier geringer als die aus den Untersuchungen während der Tagesstunden, da die Nachtstunden ein wesentlich reineres Wasser bringen. Die Klärwirkung betrug durchschnittlich $\frac{2,33}{2,76} \cdot 100 = 84,4$ Volumenprozent. Das schlechtere Absetzvermögen der Schmutzstoffe in weniger verschmutztem Wasser wird also durch die längere Klärzeit während der Nachtstunden ausgeglichen.

Die Grenzwerte aus den Ganztagesuntersuchungen sind folgende:

	Niedrigstwert	Höchstwert
Abwassermenge	1,56 m ³ /sek	6,40 m ³ /sek
Absetzbare Stoffe im Zulauf	0,28 cm ³ /l	9,90 cm ³ /l
Absetzbare Stoffe im Ablauf	0,02 cm ³ /l	1,30 cm ³ /l
Abnahme 0,26 cm ³ /l		8,60 cm ³ /l.

Der mittlere Verlauf der Wasserführung und des Klärvorganges aus den Ergebnissen der 14 ganztägigen Untersuchungen ist in Abb. 8 zusammengestellt. Die Kurve der Wassermenge stimmt schon wegen der verhältnismäßig kleinen Zahl dieser Untersuchungen, aber auch wegen des Vorkommens geringer Niederschläge während jener mit dem Jahresdurchschnitt des Trockenwetterabflusses (Abb. 6) nicht ganz überein. Die geringste Klärwirkung und der höchste Gehalt an absetzbaren Stoffen im Zu- und Ablauf ergeben sich in den Vormittagstunden bis gegen Mittag. Die Abwassermengen dieser Stunden fallen in der Stadt in den ersten Morgenstunden, etwa von 5 bis 9 Uhr, an.

Die je angeschlossenen Einwohner täglich in der Kläranlage zurückbleibende Menge an absetzbaren Stoffen, also an Frischschlamm, läßt sich in der zweistöckigen Münchener Anlage, in der der Frischschlamm nicht getrennt vom Faulschlamm abgefangen wird, nur aus den Messungen der absetzbaren Stoffe rund errechnen. Hierbei wurde vom gemessenen Trockenwetterabfluß des ganzen Jahres und von den 24stündigen Untersuchungen ausgegangen. Man erhält aus den zweistündigen Absetzversuchen $\frac{2,33}{1000} \cdot 2,77 \cdot 1000 \cdot 86 \cdot 400 \cdot \frac{1}{662 \cdot 000} = 0,841$ Frischschlamm je angeschlossenen Einwohner täglich.

Die bei den ganztägigen Untersuchungen angefallenen absetzbaren Stoffe wurden noch gewichtsanalytisch untersucht, ebenso die auf dem 5-mm-Sieb zurückgebliebenen sperrigen Stoffe des Zulaufwassers. Aus 288 Bestimmungen ergab sich folgender Gehalt je 1 Abwasser:

	im Zulauf	im Ablauf
Absetzbare Stoffe	2,65 cm ³ /l	0,44 cm ³ /l
Trockensubstanz	106,3 mg/l	13,6 mg/l
Davon anorganisch (Glührückstand)	33,8 mg/l	4,8 mg/l
oder	31,8 %	35,3 %
Organisch (Glühverlust)	72,5 mg/l	8,8 mg/l
oder	68,2 %	64,7 %

In der Kläranlage verblieben an Trockensubstanz absetzbarer Stoffe insgesamt 92,7 mg/l, davon anorganisch 29,0 mg/l und organisch 63,7 mg/l.

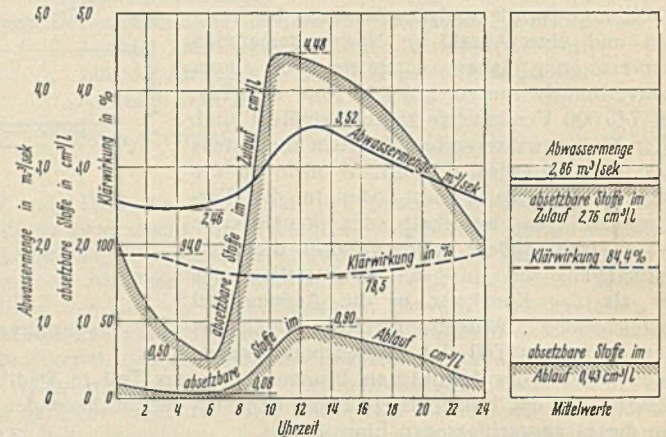


Abb. 8. Abwassermenge, absetzbare Stoffe und Klärwirkung. Aus 14 24stündigen Untersuchungen bestimmt.

Je angeschlossenen Einwohner errechnet sich die Trockenmasse der absetzbaren Stoffe in Gramm wie folgt:

	gesamt	anorganisch	organisch
Im Zulauf	38,4	12,2	26,2
Im Ablauf	4,9	1,7	3,2
Abgesetzt	33,5	10,5	23,0

Die sperrigen Stoffe im Zulauf, hauptsächlich Papier, betragen im Mittel je 1 Abwasser 15,0 mg Trockensubstanz, davon 1,0 mg anorganisch und 14,0 mg organisch. Der Gehalt des Abwassers an sperrigen Stoffen ist somit in der Trockensubstanz 14,1 Gewichtsprozent der absetzbaren Stoffe des ungeklärten Abwassers. Der Ablauf enthält selbstverständlich keine sperrigen Stoffe mehr.

b) Ungelöste und gelöste Stoffe.

Das Zu- und Ablaufwasser wurde 192 mal gewichtsanalytisch an verschiedenen Tagen und zu verschiedenen Tagesstunden untersucht. Die Trockensubstanz der ungelösten Stoffe, also des Filtrerrückstandes sowie der gelösten Stoffe im Filtrat und deren Zusammensetzung wurden ermittelt. Die Kolloide gehen beim Filtrieren zunächst in das Filtrat, verlegen aber dann die Filterporen. Ein Teil der Kolloide befindet sich also bei den gelösten Stoffen. Die bei den Absetzversuchen übliche und durchgeführte vorherige Entfernung sperriger Stoffe ist beim Filtrieren des Zulaufwassers nicht vorgenommen worden. In den einzelnen Vierteljahren ergeben sich die folgenden Werte:

Ungelöste Stoffe, mg Trockensubstanz je 1 Abwasser.

Zeit	Zulauf			Ablauf			Abgesetzt		
	gesamt	anorgan.	organ.	gesamt	anorgan.	organ.	gesamt	anorgan.	organ.
April mit Juni 1933	131,8	28,4	103,4	71,1	20,4	50,7	60,7	8,0	52,7
Juli mit September 1933	122,7	37,8	84,9	90,9	33,5	57,4	31,8	4,3	27,5
Oktober mit Dez. 1933	156,8	47,6	109,2	77,8	29,8	48,0	79,0	17,8	61,2
Januar mit März 1934	157,5	46,3	111,2	87,0	33,7	53,3	70,5	12,6	57,9
Mittel	142,2	40,0	102,2	81,7	29,3	52,4	60,5	10,7	49,8

Gelöste Stoffe, mg Trockensubstanz je 1 Abwasser.

Zeit	Zulauf			Ablauf		
	gesamt	anorgan.	organ.	gesamt	anorgan.	organ.
April mit Juni 1933	575,9	249,6	326,3	561,8	235,1	326,7
Juli mit September 1933	575,0	249,2	325,8	552,7	229,1	323,6
Oktober mit Dezember 1933	528,3	282,7	245,6	525,7	280,2	245,5
Januar mit März 1934	529,5	260,3	269,2	523,6	242,7	280,9
Mittel	552,2	260,4	291,8	540,9	246,8	294,1

Auf jeden angeschlossenen Einwohner täglich berechnen sich aus vorstehenden Zahlen in Gramm:

	gesamt	anorganisch	organisch
Ungelöste Stoffe im Zulauf . . .	51,5	14,5	37,0
Abgesetzte ungelöste Stoffe . . .	21,9	3,9	18,0
Gelöste Stoffe im Zulauf . . .	199,8	94,3	105,5

Die zeitlichen Schwankungen in dem Gehalt und der Ausscheidung der ungelösten Stoffe verlaufen ähnlich wie bei den absetzbaren Stoffen. Der Gehalt des Abwassers an gelösten Stoffen, der den an ungelösten Stoffen um ein Mehrfaches übersteigt, wird durch die Klärung nicht nennenswert verändert.

Errechnet man den Erfolg der mechanischen Klärung aus der Abnahme der ungelösten Stoffe, so ergibt sich in Gewichtsprozenten:

Zeit	gesamt	anorganisch	organisch
April mit Juni 1933	46,2	28,2	51,0
Juli mit September 1933	25,9	11,4	32,4
Oktober mit Dezember 1933	50,5	37,4	56,0
Januar mit März 1934	44,8	27,2	52,1
Mittel	41,8	26,7	47,9
(Vorjahr)	(44,8)	(33,1)	(47,8)

Die geringere Klärwirkung während des Sommers ist auch hier sichtbar.

c) Vergleiche.

Imhoff gibt für einen Wasserverbrauch von 150 l/Kopf und Tag an, daß im Zulauf zu Kläranlagen im allgemeinen in den Stunden stärkster Verschmutzung an ungelösten Stoffen in der Trockensubstanz enthalten sind 420 mg/l, darunter 300 mg organische Stoffe. An gelösten Stoffen gibt Imhoff an in Trockensubstanz 450 mg/l, davon 150 mg organische Stoffe. Dunbar gibt als Durchschnittsgehalt nach Entfernung der groben Sperrstoffe und des Sandes an: ungelöste Stoffe 300 bis 600 mg/l, organische gelöste Stoffe 150 bis 300 mg/l. In München zeigt sich infolge der gegenüber Imhoffs Beispiel 2 1/2-fachen Abwassermenge eine entsprechend geringere Menge ungelöster Stoffe, nämlich 142,2 mg/l. Die gelösten anorganischen Stoffe hängen wesentlich von der Beschaffenheit des Leitungswassers ab, Vergleiche dieser Stoffe sind daher ohne Bedeutung. Die gelösten organischen Stoffe im Münchener Abwasser, 291,8 mg/l, sind mehr, als in Imhoffs Beispiel angegeben wird, sie erreichen den von Dunbar angegebenen Höchstwert. Die Brauereiabwässer dürften hier von Einfluß sein, wahrscheinlich sind auch an Stelle ungelöster Stoffe reichlich Kolloide vorhanden, die zum Teil bei den gelösten Stoffen erscheinen.

Die Umrechnung der gelösten und ungelösten Stoffe auf den angeschlossenen Einwohner täglich hat im Vorjahre höhere Werte erbracht, die auf die neu aufgestellte Zahl der angeschlossenen Einwohner umgerechnet werden müssen. Ein Vergleich mit Berlin⁵⁾ zeigt in g Trockensubstanz folgendes Bild:

	Berlin	München
		1933/34 (1932/33)
1 je Kopf und Tag Abwasser . . .	150	362,0
ungelöste Stoffe g/Einwohner . . .	73	51,5 (50,4)
davon organische	50	37,0 (35,1)
gelöste Stoffe g/Einwohner . . .	150	199,8 (190,0)
davon organische	50	105,5 (93,5)

Die Vorjahreswerte von München sind bereits auf die umgerechnete Einwohnerzahl abgestellt. München hat insgesamt mehr organische Stoffe, geringere Werte bei den ungelösten Stoffen und höhere besonders bei den organischen gelösten.

Die Werte je Einwohner müssen, auch wenn die Wasserverbrauchverhältnisse einander gleich wären, in verschiedenen Städten noch aus anderen Gründen voneinander abweichen: Bei Trennsystem gehen die häuslichen Schmutzstoffe gänzlich zur Kläranlage und die — übrigens

⁵⁾ Hütte, III. Bd., 26. Auflage, S. 657.

ebenfalls verschmutzten — Regenwasser im wesentlichen nur in den Vorfluter. Beim Mischsystem dagegen geht ein Teil des Schmutzwassers zum Vorfluter und ein Teil des Regenwassers zur Kläranlage. Der zum Vorfluter gehende Teil des Schmutzwassers ist abhängig von der Verdünnung des Trockenwetterabflusses, bei der die Notauslässe in Tätigkeit treten, und von den Niederschlagverhältnissen.

Bei den Münchener Beobachtungen ergibt sich ein beträchtlicher Unterschied, je nachdem man die Trockensubstanz der in der Kläranlage verbliebenen Stoffe aus den abgesetzten oder aus den ungelösten Stoffen ermittelt. Die in der Kläranlage verbliebene Trockensubstanz an ungelösten Stoffen wurde zu $142,2 - 81,7 = 60,5$ mg/l Abwasser durchschnittlich bestimmt. Aus den in 2 Stunden absetzbaren Stoffen ergibt sich dagegen, daß in der Kläranlage verblieben wären $106,3 - 13,6 = 92,7$ mg Trockensubstanz je 1 Abwasser. Dazu verbleiben noch in der Kläranlage 15 mg/l Trockensubstanz der auf dem 5-mm-Sieb abgefangenen sperrigen Stoffe. Proportional gleiche Unterschiede ergeben sich natürlich bei der Berechnung in g Trockensubstanz je angeschlossenen Einwohner täglich, nämlich 33,5 g absetzbare oder 21,9 g ungelöste Stoffe. Zur Aufklärung des Unterschiedes der beiden Werte diene folgende Betrachtung:

In sämtlichen bisherigen Betriebsjahren zeigten sich, soweit Untersuchungen vorliegen, folgende Durchschnittswerte:

	Aus der Bestimmung der absetzbaren ungelösten Stoffe wären in der Kläranlage verblieben mg/l	
1926	—	175,0 — 100,0 = 75,0
1927	126,0 — 29,0 = 97,0	184,0 — 89,0 = 95,0
1928	118,0 — 28,1 = 89,9	182,0 — 98,0 = 84,0
1929	132,3 — 29,8 = 102,5	195,0 — 108,0 = 87,0
1930	91,2 — 22,6 = 68,6	170,4 — 89,8 = 80,6
1931/32	93,5 — 18,7 = 74,8	142,5 — 76,4 = 66,1
1932/33	88,8 — 14,9 = 73,9	147,3 — 80,7 = 66,6
1933/34	106,3 — 13,6 = 92,7	142,2 — 81,7 = 60,5

Die Ergebnisse sind bei der weniger sicheren volumetrischen Bestimmung der absetzbaren Stoffe ungleichmäßiger als bei der gewichtsanalytischen Untersuchung auf ungelöste Stoffe. Im allgemeinen zeigen die absetzbaren Stoffe, die in der Kläranlage zurückgeblieben waren, größere Gewichte als die ungelösten Stoffe. Die Erklärung hierfür ist in erster Linie aus Abb. 9 abzulesen, die die im Jahre 1926 angestellten 144 Beobachtungen über den zeitlichen Verlauf des Absetzvorganges während 6 Stunden wiedergibt: Die absetzbaren Stoffe aus dem Ablauf der Kläranlage setzen sich wesentlich langsamer ab als die aus dem Zulauf. Die Ablaufprobe ergibt also in 2 Stunden einen geringeren Prozentsatz der im Ablauf enthaltenen absetzbaren Stoffe ab, als die Probe für das Zulaufwasser anzeigt. Deshalb ergibt sich eine vergrößerte Differenz zwischen den Proben des Zu- und Ablaufwassers. Bei Bestimmung der ungelösten Stoffe des Zu- und Ablaufs dagegen werden alle Stoffe restlos gewonnen, so daß ihre Differenz eine kleinere wird als die bei den absetzbaren Stoffen. Einen erhöhenden Einfluß bei der Bestimmung der Trockensubstanz der in der Kläranlage verbliebenen absetzbaren Stoffe wird auch der Umstand ausüben, daß sich zwischen den abgesetzten Schlamnteilchen im Probeglas Wasser befindet, das gelöste Stoffe enthält. Beim Eindampfen der abgesetzten Stoffe, die vorher nicht filtriert wurden, gehen diese gelösten Stoffe aus dem Wasser mit in die Trockensubstanz. (Schluß folgt.)

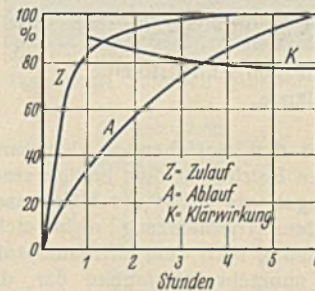


Abb. 9. Zeitlicher Verlauf der Ausscheidung der absetzbaren Stoffe und der Klärwirkung bei 6 Stunden Absetzeit.

Baumaßnahmen zur Freimachung des lichten Raumes unter Wegüberführungen bei Elektrisierung der Bahnstrecke Augsburg—Nürnberg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Wilhelm Fischer, Augsburg.

Bei schienenfreien Kreuzungen von Bahnstrecken durch Straßenzüge ist bei Wegüberführungen das Mindestmaß des Höhenunterschiedes beider Verkehrswege an der Kreuzungstelle bedingt durch die Summe der Ausmaße der Höhe des lichten Raumes der Schienenfahrzeuge und der Konstruktionsdicke des Kunstbauwerks. Je nach der Trasse der Bahnlinie, ob in mehr oder weniger tiefen Einschnitten oder auf gleicher Kote mit dem anschließenden Gelände, wird dieses Mindestmaß wesentlich überschritten oder bis zur Grenze ausgenutzt. Bei tiefen Bahneinschnitten zwingen die natürliche Geländegestaltung und die bestehende Straßentrasse zur hohen Überquerung des Schienenweges (Abb. 1 u. 2).

Diese Anordnung ist unter solchen Umständen vielfach auch die wirtschaftlichste, da eine tiefere Anlage der Fahrbahn zur Verringerung der Kosten des Kunstbauwerks einerseits zu erhöhtem Aufwande für Erd- und Straßenarbeiten, andererseits zur Absenkung des bestehenden Weges führt. In Fällen, in denen die Trasse der Bahnlinie auf gleicher Kote mit dem Gelände oder in Einschnitten verläuft, deren Tiefe geringer als die Höhenausmaße des lichten Raumes sind, ist es bisher mit Rücksicht auf die Niedrighaltung der Baukosten Grundsatz gewesen, die Höhenlage der Fahrbahnkonstruktion des Überführungsbauwerks ohne wesentlichen Spielraum dem lichten Raumprofil anzupassen (Abb. 3, 4 u. 6).

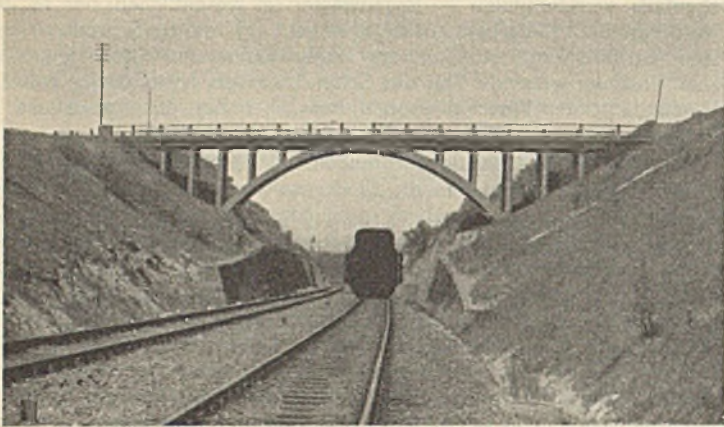


Abb. 1. Hochliegende Wegüberführung im tiefen Bahneinschnitt.

Während hohe Überquerungen des Schienenweges in der wirtschaftlichsten Form ihrer Anordnung gleichzeitig den Bedürfnissen des Eisenbahnverkehrs nach größtmöglicher Unabhängigkeit von baulichen Einschränkungen entsprechen, ist bei den Überführungen der letzteren Art der Entwicklungsmöglichkeit der Bahnlinie in keiner Weise Rechnung getragen. Dieser Umstand wird von wesentlicher Bedeutung, wenn es sich darum handelt, den Dampfbetrieb einer Bahnstrecke auf den elektrischen umzustellen. Bei der Weiterentwicklung der Dampflokomotive konnten und

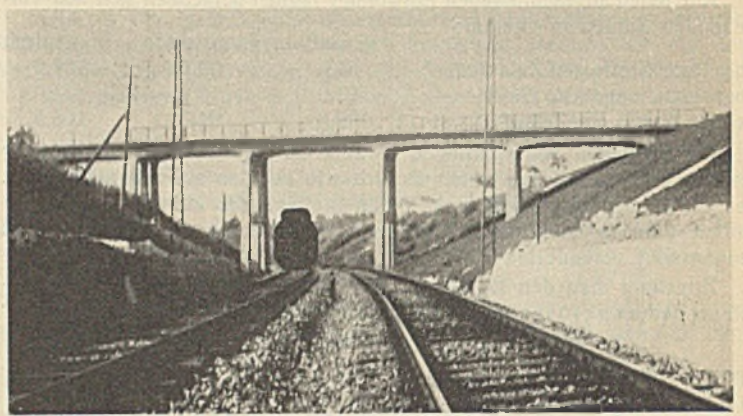


Abb. 2. Hochliegende Wegüberführung im tiefen Bahneinschnitt.

II. Absenken des Gleises ohne Änderung des Bauwerks.

Für die Wahl der Ausführung sind bestimmend:

1. die Höhe der Kosten der betreffenden Bauvornahme;
2. die bei einer Absenkung des Gleises entstehenden neuen Streckenverhältnisse;
3. die Bedeutung des Verkehrs der Straße und die Möglichkeit bzw. die Größe der Schwierigkeiten einer Verkehrsumleitung während der Bauzeit.

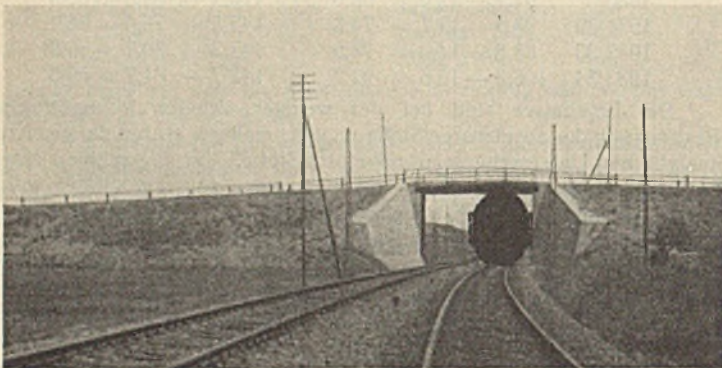


Abb. 3. Wegüberführung mit langen Auffahrtrampen im ebenen Gelände.



Abb. 4. Gewölbte Wegüberführung vor dem Umbau.

mußten ihre neuen Formen immer wieder dem bestehenden Lichtraumprofil angepaßt werden. Beim elektrischen Betrieb ist dies infolge einer Erweiterung der Ausrüstung der Bahnanlagen vor allem der Höhe nach und das Zusammenwirken dieser mit dem Triebfahrzeug nicht mehr möglich. Wegüberführungen, deren Anordnung nach dem Lichtraumprofil für Dampzüge getroffen wurde, stellen nunmehr Hemmnisse dar, die beseitigt werden müssen.

Im folgenden soll einiges über die Baumaßnahmen zur Beseitigung solcher Hemmnisse bei der Elektrisierung der Bahnstrecke Augsburg—Nürnberg bekanntgegeben werden.

Zur Schaffung des lichten Raumes für den elektrischen Betrieb bestehen zwei Möglichkeiten:

1. Hebung der Fahrkonstruktion des Überführungsbauwerks ohne Änderung der Gleislage;

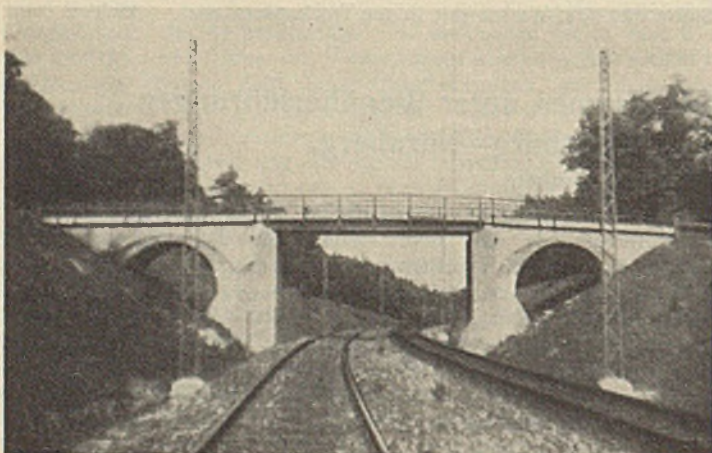


Abb. 5. Umgebaute Wegüberführung.

Umbauarbeiten an Wegüberführungen.

Es handelt sich hier im wesentlichen um zwei Bauwerkstypen:

- a) gewölbte Betonbrücken mit oder ohne Sparbogen, meistens in Bahneinschnitten ohne Wegrampen oder nur solche von kleinen Ausmaßen;
- b) Überführungen mit Betoneisenüberbau und beiderseits anschließenden langen Auffahrtrampen bei einer im wesentlichen auf gleicher Kote mit dem Gelände liegenden Bahntrasse.

a) Gewölbte Überführungen.

Im allgemeinen wird bei einer so weitgehenden Veränderung einer gewölbten Betonbrücke wie die hier durchzuführende von den ursprünglichen Bestandteilen für die Gestaltung der neuen Form des Bauwerks nicht mehr viel Brauchbares übrigbleiben. In solchen Fällen tritt die

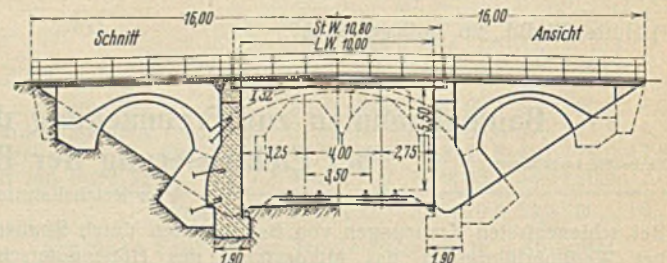


Abb. 6. Umbauplan für gewölbte Brücken.

Frage auf, ob es nicht zweckmäßiger ist, das Bauwerk, frei von jeder Bindung an früher vorhandene Teile und künftigen Entwicklungsmöglichkeiten der Bahn weitgehend Rechnung tragend, vollkommen neu zu errichten. Bei der Entscheidung, wie zu verfahren ist, spielt immer die Kostenfrage eine Hauptrolle.

Im Zuge der Elektrisierung der Bahn Augsburg—Nürnberg ist vielfach infolge günstiger Umstände die Umgestaltung von gewölbten Über-

fürungen größtenteils unter weitgehender Belassung ursprünglich vorhandener Bauwerkteile sehr zweckmäßig und wirtschaftlich gelöst worden. Überführungen von der Form in Abb. 4 haben die in Abb. 5 gezeigte Gestalt erhalten.

Das weit zurücktretende Widerlager des mittleren Gewölbes gestattete dessen günstige Umgestaltung durch Vorbetonieren neuer Teile, ohne mit den Breitenmaßen des Profils trotz Verbreiterung des Gleisabstandes von 3,50 auf 4,00 m in Bedrängnis zu kommen.

Dadurch konnte der Gewölbeschub der beiderseits anschließenden Spargewölbe einwandfrei aufgenommen, und diese konnten unverändert beibehalten werden. Der Ersatz des mittleren Gewölbes durch einen Betoneisenüberbau ermöglichte unter Wegfall der in die Brückenöffnung hineinragenden Gewölbe- und Stirnmauerteile die Schaffung der erforderlichen Höhe von 5,50 m über Schienenoberkante ohne wesentliche Änderung der Höhenlage der Fahrbahn des überführenden Weges. Abb. 6 gibt einen deutlichen Vergleich über den Gewinn an Lichtraumhöhe gegenüber der früheren Bauwerkform.

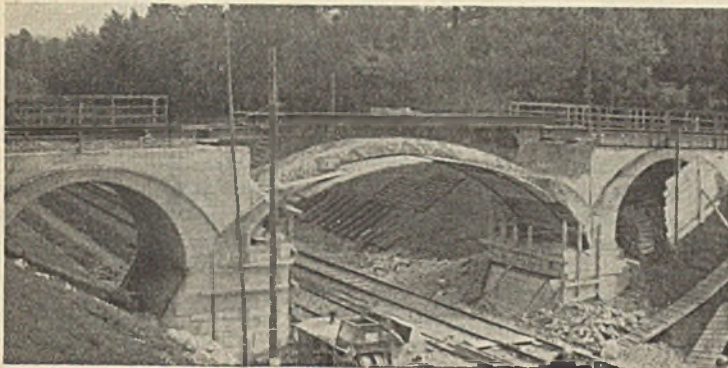


Abb. 7. Abbruch des mittleren Gewölbes.

Umbauvorgang. Um den Schub der Spargewölbe sofort nach Beseitigung des mittleren Brückenteils ohne Nachteil für den Bestand der zu erhaltenden Gewölbe aufnehmen zu können, wurden zuerst die neuen Widerlagerteile bis etwa Kämpferhöhe hergestellt. Sodann folgten das Entfernen der Fahrbahndecke der Mittelöffnung und der Abbruch des Füll- und Stirnmauerbetons bis zur völligen Freilegung des Gewölbes (Abb. 7).

Die Beseitigung des Gewölbes selbst war der schwierigste Teil der ganzen Bauaufgabe, da auch diese Arbeit unter uneingeschränkter Aufrechterhaltung des Doppelbahnbetriebes durchgeführt werden mußte. Infolge des sehr geringen Spiels zwischen der Umgrenzung des lichten Raumes und dem Gewölbe konnte in den meisten Fällen ein massives Lehrgerüst zur Aufnahme der gesamten Gewölbelast nicht eingebaut werden. Aus diesem Grunde wurde das Gewölbe in einzelnen bis zu 1 m breiten Lamellen symmetrisch zur Längsachse abgebaut, damit der jeweils stehengebliebene Teil sich selbst noch tragen konnte. Diese Arbeit mußte sehr sorgfältig ausgeführt werden, da bei unregelmäßigem Abbruch oder beim Entfernen zu großer einzelner Stücke die Gefahr der Bildung schräger Risse und damit der Aufhebung der Gewölbewirkung bestand. Als Schutz gegen herabfallende Steine diente eine 7 cm dicke Dielenverschalung, die mit zwei \square -Eisen als Auflager gerade in dem geringen Spielraum Platz fand. Zur Aufhängung dieser Verschalung durch den Gewölbebeton hindurch wurden sehr zweckmäßig die später in den neuen Überbau einzulegenden Walzträger verwendet (Abb. 7).

Das Abarbeiten des Gewölbebetons geschah mit Kompressor oder von Hand bis auf einen Streifen von etwa 1,5 m Breite. Dieser restliche Teil von etwa 10 bis 12 m³ Betonmasse war ohne tragende Einrüstung nicht mehr weiter stückweise zu entfernen; er mußte durch Sprengung innerhalb einer Zugpause, die für das eine Gleis nur eine Stunde betrug, beseitigt werden. Die dichte Belegung der Strecke ließ wegen des Umstandes, die Gleise gegebenenfalls nicht rechtzeitig räumen zu können, eine Sprengung von größeren Massen nicht zu. Das Entfernen des gesamten Gewölbes durch einzelne Teilsprengungen hatte sich wegen der starken Erschütterungen und der dadurch aufgetretenen Risse im stehengebliebenen, durch keinerlei Abstützung gesicherten Gewölbeanteil zur allgemeinen Anwendung als nicht empfehlenswert erwiesen.

Nach Freilegung der Mittelöffnung wurden die Widerlager bis zu ihrer planmäßigen Höhe ausgeführt. Die feste Verbindung mit den stehengebliebenen Gewölbewiderlagern ist durch starke Rundisenanker sichergestellt. Der Einbau der 11 m langen Walzträger IP 32 im Gewicht von 1,5 t/Stück. geschah in sehr zweckmäßiger Weise. Vor Beseitigung der Fahrbahn wurde die in Abb. 7 zu sehende Anordnung der Träger getroffen. Die beiden auf den Auskragungen aufliegenden Träger konnten mit einfachen Mitteln auf die 50 cm tiefer liegenden Auflager abgelassen

werden. Die restlichen sechs bis sieben Träger wurden auf den beiden bereits verlegten in die Öffnung hereingezogen, auf die Auflagerbänke abgesetzt und durch seitliche Verschiebung in ihre endgültige Lage gebracht. Die geringe Hebung der Fahrbahn der Mittelöffnung wurde durch den Ersatz des Großsteinpflasters durch Kleinsteinpflaster im wesentlichen ausgeglichen. Eine Aufhöhung der Zufahrtwege trat nicht ein.

Bei Beschäftigung von durchschnittlich 15 Mann und 40 Wochenstunden betrug die Bauzeit etwa 5 Wochen.

Baukosten.

A. Tiefbauarbeiten:	
Baustelleneinrichtung	300 RM
Erarbeiten (30 m ³ Aushub)	120 „
Betonarbeiten (rd. 160 m ³ Beton)	3400 „
Verankerungen der Widerlager (24 Anker)	240 „
Abbruch des Füll-Stirnmauer- und Gewölbebetons (81 m ³)	1380 „
Gewölbeschutzverschalung (50 m ²)	125 „
Pflasterarbeiten (neu und Umsetzen)	650 „
	6215 RM
B. Eisenarbeiten:	
Lieferung: Walzträger IP 32 (11 t)	2090 RM
Geländer 23 m (1,36 t)	380 „
Einbau der Eisenteile	248 „
	2718 RM
C. Abdichtungsarbeiten:	
doppelte Gewebbahnen und Betonschutzdecke (42 m ²)	336 RM
D. Anstreicherarbeiten (75 m ²)	100 „
E. Frachten und Arbeitszüge	800 „
F. Eigenbetriebsarbeiten und Sicherheitsposten	334 „
Gesamtsumme: 10 500 RM (bei 4,5 m Brückenbreite).	

b) Überführungen mit Betoneisenüberbau und beiderseits anschließenden langen Auffahrtrampen.

Die Baumaßnahme bestand aus der Hebung des Überbaues einschließlich der damit verbundenen Betonarbeiten und aus der Aufhöhung der Rampen zum Anschluß des Weges an die neue Höhenlage der Brückenfahrbahn.

1. Hebung des Überbaues.

Es kamen zwei Verfahren zur Anwendung. Beim Vorhandensein des notwendigen Platzes zwischen Lichtraum- und Bauwerkumgrenzung wurde die Fahrbahn mittels zweier unter dem Überbau aufgestellter hölzerner Tragwände gehoben (Abb. 8).

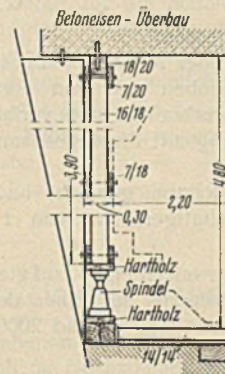


Abb. 8.

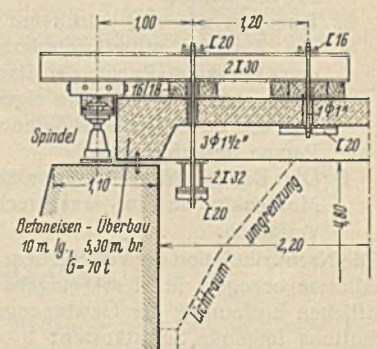


Abb. 9.

Anordnung der Hilfskonstruktionen zur Hebung des Betoneisen-Überbaues.

Unter jedem Längsträger des Überbaues wurde eine Stütze mit Hebezeug angeordnet. Zur Vermeidung von Rissebildungen im Überbau mußte der Hub unter sämtlichen Stützen gleichzeitig und vollkommen gleichmäßig ausgeführt werden. Die gesamte Hebung von 70 cm geschah in drei bis vier Etappen unter jeweiliger Unterklotzung des Überbaues am Auflager und Entlastung der Hebezeuge. Als Hubwerkzeuge wurden Spindeln oder gewöhnliche Winden verwendet.

In Fällen, in denen der waagerechte Abstand zwischen Lichtraum- und Bauwerkumgrenzung kleiner als 30 cm war, wurde die Hebung von der Auflagerebene des Widerlagers aus mittels vier Hilfskonstruktionen von der in Abb. 9 gezeigten Form durchgeführt. Sobald bei dieser Anordnung die künftige Höhenlage erreicht war, wurde die Fahrbahntafel, die während des Hubvorganges nur auf den vier Spindeln ruhte, gegen seitliche Bewegungen durch zweite Unterstützungen mit Verstreben unmittelbar hinter den Spindeln gesichert. Durch geringes Nachlassen der Hebezeuge erhielten diese Holzverbindungen die zu ihrer Mitwirkung

notwendige Verspannung mit den sonstigen tragenden Teilen, Abb. 10 zeigt die Fahrbahntafel in gehobener Lage mit Hubkonstruktion und die Betonierung der bewehrten Auflagerbank.

Nach dem Erhärten des Auflagerbetons wurde die Fahrbahnkonstruktion, die zur Schaffung eines größeren Arbeitsraumes für die Herstellung einer genauen waagerechten Auflagerebene 10 cm höher angehoben war, abgelassen. Hiernach folgte die Aufbetonierung der übrigen Widerlager- und Flügelmauerteile und deren Anschluß an die neue Fahrbahnlage.

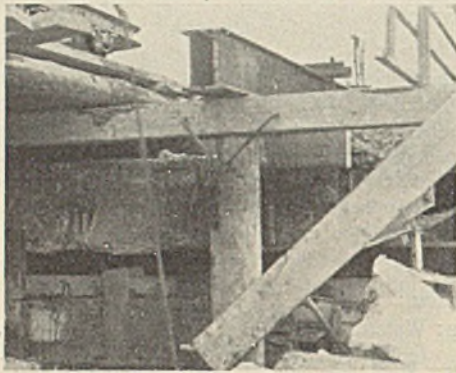


Abb. 10. Gehobene Brückenfahrbahntafel (mittels der in Abb. 9 gezeigten Anordnung).

Im Zusammenhang mit diesen Arbeiten wurden, wo es erforderlich war, gleichzeitig die Erneuerung der Abdichtung und sonstige kleine Ausbesserungen vorgenommen.

Herstellung der Auffahrtrampen.

Den weitaus größten Umfang der Arbeiten bildete die Aufhöhung der Rampen. Durch den Umstand, daß die Steigungen der Auffahrwege nicht steller gehalten werden durften, sondern auch in ihrer künftigen Form den in den Wegüberweisungsverzeichnissen festgelegten Maßen entsprechen mußten, ergaben sich verhältnismäßig große Auftragsmassen. Das Auffüllmaterial war entweder in der Nähe der Verwendungsstelle zu gewinnen, oder es wurde in Zugpausen mit Arbeitszügen der Baustelle zugeführt und längs des Bahngleises entladen.

Der Einbau der Massen ist nach verschiedenen Arbeitsweisen durchgeführt worden.

1. Transport des Materials im Rollbahnbetrieb mit Lokomotive in Zügen mit drei bis vier Muldenkippern (1 m³ Inhalt) von unten auf die Rampe.
2. Transport wie vor, jedoch mit Pferdegespann.
3. Das Material mittels Förderbandes oder Muldenaufzuges auf den höchsten Punkt der Rampe gehoben und von dort in Muldenkippern durch die eigene Schwerkraft talwärts verfahren und die Leerwagen zur Wiederbeladung mit Pferdegespann die Rampe heraufgezogen.
4. Die Bodenmassen wie vor auf die Rampe gebracht und in Muldenkippern auf waagerechten Schüttgerüsten von Hand verfahren.

Die Nachkalkulation der verschiedenen Einbauweisen ergab, auf gleiche Verhältnisse bezogen, für 1 m³ eingebauten Materials bei einer durchschnittlichen Entfernung der Gewinnungsstelle von 150 m und 2000 m³ Anschüttung folgende Selbstkosten:

3,02 RM/m ³	(maschineller Rollbahnbetrieb),
2,35 "	(Rollbahnbetrieb mit Pferdegespann),
2,15 "	(Förderung mit Muldenaufzug),
2,42 "	(Transport mit Förderband),
2,68 "	(Muldenaufzug mit Fördergerüst).

Zusammenfassung. Der maschinelle Rollbahnbetrieb ist erst bei etwa 600 bis 700 m Förderlänge den anderen Arbeitsweisen überlegen. Wegen der Steilheit der Rampen und der damit verbundenen geringen Förderlast ist er für solche Umbauarbeiten unwirtschaftlich. Die Anlage eines Transportgerüsts zur Vermeidung der Gleitsverschiebungen auf der Klippe und zur Erzielung geringerer Förderkosten durch waagerechte Gleislage auf der Rampe hat sich bei der geringen Schütthöhe von nur durchschnittlich 70 cm ebenfalls als unzweckmäßig erwiesen. Auf Grund der Nachweisung der Selbstkosten ist die unter Fall 3 genannte Arbeitsweise mit Anordnung eines Muldenaufzuges unter den vorliegenden Verhältnissen als die geeignetste anzusehen. Diese Einrichtung erweist sich für die Gesamtausführung solcher Umbauten deshalb besonders vorteilhaft, weil der Aufzug auch zur Förderung des Betons Verwendung finden kann. Der Einsatz eines Förderbandes erhöht wegen des Beladens des

Bandes von Hand die Selbstkosten nicht unwesentlich und gestattet ebenso wie der reine Pferdetransport nur geringe Förderleistungen.

Bei Beschäftigung von durchschnittlich 25 bis 30 Mann und 40 Wochenstunden betrug die Bauzeit etwa 10 Wochen.

Baukosten.

A. Umbauarbeiten des Bauwerks.

Baustelle einrichten	500 RM
Heben des Überbaues und Einbau von neuen Auflagern	300 "
Betonarbeiten (rd. 21 m ³)	520 "
Betonabbruch und Verankerung für neue Flügelmauerteile	100 "
Entwässerung der Widerlager	250 "
Abdichtung einschließlich Betonschutzdecke (45 m ²)	360 "
Pflasterarbeiten (neu und Umsetzen) 55 m ²	520 "
2550 RM	

B. Erd- und Straßenarbeiten.

Böschungen (Rasen abziehen und begrünen 2500 m ²)	1250 RM
Erdanschüttung 2000 m ³	5200 "
Straßendecke (Rollierung, Beschotterung, Walzung, 1260 m ²)	4800 "
Schienengeländer abnehmen und wieder versetzen, 560 lfdm	480 "

C. Frachten und Eigenbetriebsarbeiten 2300 "
Gesamtsumme 16 500 RM (5,5 m Brückenbreite).

II. Freimachung des lichten Raumes durch Gleissenkung.

Für die Ausführung einer Gleissenkung war maßgebend, daß die künftigen Gleisneigungsverhältnisse nicht verschlechtert und die maßgebende Streckenneigung möglichst nicht überschritten würde. Hieraus ergab sich bei dem feststehenden Maß der Profilerhöhung an der Stelle des Überführungsbauwerks die Größe der Längenausdehnung für den gesamten Bereich der Gleissenkung. Dieser muß demnach um so umfangreicher werden, je größer die Profilländerung ist.

Nachstehend ist auf Grund der Nachkalkulation von ausgeführten Arbeiten angegeben, bis zu welcher Absenkungstiefe eine Gleissenkung wirtschaftlicher ist als eine Brückenhebung. Unter den eingangs angegebenen Bedingungen erfordert je nach den örtlichen Verhältnissen eine Absenkung von 20 bis 30 cm eine Lagenveränderung des Gleises auf eine Länge von 400 bis 500 m, 40 bis 50 cm eine Länge von 500 bis 600 m und Senkungen von 60 bis 70 cm eine Länge von 700 bis 800 m.

Baukosten: 30 cm größte Senkung, 450 m Längenausdehnung.

Baustelleneinrichtung	300 RM
Erdarbeiten, 800 m ³	2 000 "
Gleis abbrechen und wiederverlegen, 1000 m	2 300 "
Schotter ausbauen, durchgabeln, einbauen, 1600 m ³	3 520 "
Ergänzungsschotter und Gleis verfüllen, 160 m ³	1 280 "
Frachten, Arbeitszüge, Sicherheitsposten	2 400 "
11 800 RM.	

Zum Vergleich mit den Kosten einer Brückenhebung ist diese Summe um den Betrag für die Herstellung einer Gleisverziehung von 3,50 auf 4 m auf eine Länge von rd. 500 m (= 900 RM), die auch sonst hätte durchgeführt werden müssen, zu vermindern.

Zusammenstellung.

1. 30 cm Senkung 450 m Länge	10 900 RM
2. 40 " " 550 " "	14 800 "
3. 50 " " 600 " "	18 000 "
4. 60 " " 700 " "	21 300 "
5. 70 " " 800 " "	25 800 "

Zusammenfassung. Profilerweiterungen bis etwa 30 bis 40 cm sind durch Gleissenkung billiger herzustellen als durch Abänderung der eingangs beschriebenen Bauwerke. Die Kostenvergleiche haben zur Voraussetzung, daß der Zustand der Gleise gegenwärtig und auch in der nächsten Zeit keine Umbauarbeiten erforderlich macht. Handelt es sich dagegen um Gleise, deren Schienen- bzw. Schwellenauswechslung oder Bettungserneuerung unmittelbar bevorsteht, so daß ein Umbau auch sonst hätte durchgeführt werden müssen, so kann sich die Wahl der Ausführung auch bei Profilerhöhungen über 40 cm zugunsten einer Gleissenkung verschieben.

Allgemein kann demnach festgestellt werden, daß eine Gleissenkung, wenn diese spurplantechnisch überhaupt möglich ist, erstlich nur dort in Erwägung zu ziehen ist, wo infolge einer zufällig günstigeren Anordnung der Wegüberführungen nur kleine Absenkungen notwendig werden oder diese im Zusammenhang mit fällig gewordenen Oberbauerneuerungen durchgeführt werden können. Da jedoch die Anordnung der älteren Überführungsbauwerke fast ausschließlich Profilerhöhungen von 60 bis 70 cm erforderlich macht und dieses Maß bei Gleissenkungen bereits zu umfangreichen Erdarbeiten mit langandauernden eingleisigen Betrieben führt, so ist in den weitaus meisten Fällen die Erhöhung des bestehenden lichten Raumes durch einen Umbau der Wegüberführungen unter Hebung ihrer Fahrbahnkonstruktion bzw. Abänderung dieser am wirtschaftlichsten und zweckmäßigsten.

Alle Rechte vorbehalten.

Erneuerung zweier Straßenbrücken im Spreewalde.

Von Dr.-Ing. Preß, Berlin-Wilmersdorf.

Zwei rd. 200 m voneinander entfernte hölzerne Brücken über Spreearme von 9,80 und 9,70 m Stützweite genügten nicht mehr den Anforderungen. Auf Grund eines beschränkten Wettbewerbs wurden beide Brücken mit der gleichen lichten Weite in Eisenbeton hergestellt. Als am wirtschaftlichsten stellte sich von allen Entwürfen der nach Abb. 1 u. 2, der zwei Öffnungen mit der Stützweite von je 5,2 m vorsieht.

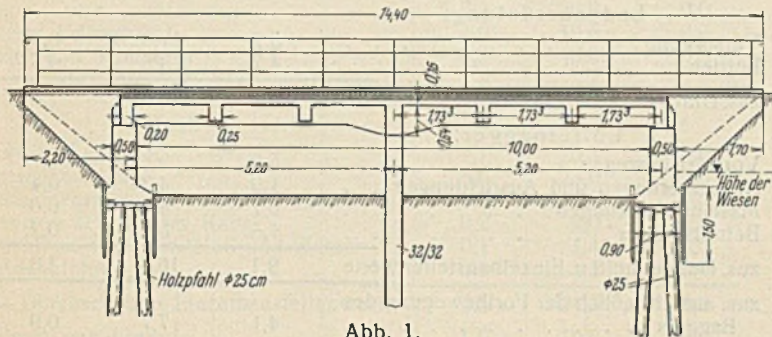


Abb. 1.

Der Mitteljochträger ruht auf drei Eisenbetonpfählen von 32/32 cm Querschnitt. Die Widerlager mit den angehängten Flügeln, auf Holzpfählen gegründet, wurden zwischen Spundwänden bei offener Haltung hergestellt.

Die Fahrbahn ruht auf zwei Mittel- und zwei Randlängsträgern mit auskragenden Fußsteigen. Die Fahrbahn erhielt eine Breite von 7 m; der

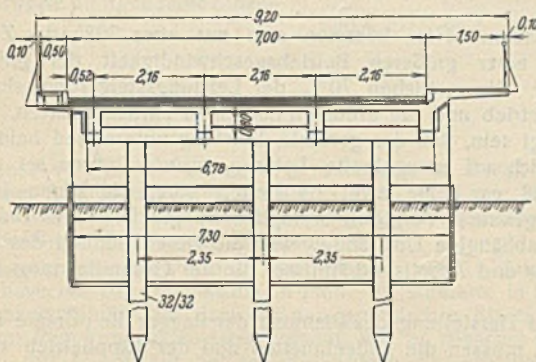


Abb. 2.

eine Fußsteig eine solche von 1,50 m; der andere, in dem ein Kabelkanal ausgespart wurde, eine Nutzbreite von 50 cm. Für jede Öffnung wurden (Abb. 1) außer den Auflagerquerträgern zwei im Abstände von 1,73 m von den Auflagern entfernte Querträger angeordnet.

Der Abbruch der hölzernen Brücke einschließlich der hölzernen Widerlager ging schnell vonstatten. Beim Rammen der Holzpfähle zeigte sich jedoch, daß die vorgesehene Rammtiefe nicht ausreichte; der erste Pfahl zog bei den letzten zehn Schlägen noch derart, daß er durch eisernen Dorn und Ring aufgepfropft werden mußte, um so die für die nötige Tragfähigkeit erforderliche Rammtiefe zu ermitteln.

Die Pfähle mußten auf Grund der Probepfähle eine Länge von 18 m erhalten.

Bemerkt sei hierbei, daß vor Beginn des Bauvorhabens der Baugrund abgebohrt war und von 20 cm unter Flußsohle an bis zu 23 m Tiefe fast gleichmäßig als feiner, grauer mittelscharfer Sand festgestellt wurde. Während des Baues durchgeführte Bohrungen bestätigten dieses Ergebnis, jedoch mit der wesentlichen Erweiterung, daß der Sand, wie einfache Dichtebestimmungen ergaben und im übrigen schon die Bohrleistungen erkennen ließen, mit der Tiefe von 15 m beträchtlich an Dichte zunahm, und daß der Sand der oberen Schichten locker gelagert war.

Um ein Bild über den Baugrund zu erhalten und eine Gleichwertigkeit der Pfähle zu erzielen, wurde der Rammeister angehalten, genaue Protokolle über das Rammen jedes Pfahles zu führen, und zwar wurde jeder Pfahl erst abgenommen, nachdem er unter den letzten zehn Schlägen bei gleichem Rammbaren und gleicher Hubhöhe nicht mehr als 16 mm Eindringung erfuhr, wofür er im übrigen der Länge der benachbarten Pfähle entsprach.

Für die Eisenbetonpfähle des Mitteljoches wurde ein den Eisenbetonpfählen entsprechendes Kriterium dem Rammeister aufgegeben.

Die Eisenbetonpfähle, die zuvor auf dem Lagerplatz fertiggestellt waren, erwiesen sich, ebenso wie die Ramme, infolge der gemachten Erfahrungen als zu kurz. Um sie jedoch nicht wieder abfahren zu müssen — dies hätte beträchtliche Kosten verursacht —, entschloß man sich, sie zu rammen und dann nach Abstemmen des oberen Betons und nach Frellegen und Aufstocken der Bewehrung ordnungsgemäß an Ort und Stelle unter der Ramme auf das erforderliche Maß mit Tonerdezementbeton zu verlängern, so daß der Pfahl nach zwei Tagen mit der für die Gesamtlänge zu kleinen Ramme auf die nötige Tiefe weiter gerammt werden konnte.

Während der Abbindezeiten war es möglich, da beide Brücken zu derselben Zeit in Angriff genommen wurden, andere, den Bau fördernde Arbeiten durchzuführen, so daß die vorgesehene Gesamtbauteit nicht überschritten wurde.

Damit für die Schalung der Fahrbahn sich die Gerüste im Wasser erübrigten, wurden in den Widerlagern Trägersparungen vorgesehen und um die Eisenbetonpfähle eine eiserne Auflagerkonstruktion angebracht, auf denen die Gerüstträger ruhten.

Die Fahrbahn erhielt eine zweifache Dichtung mit 6 cm dicker, mit Drahteinlage ausgestatteter Betonschutzschicht und hierauf Kleinpflaster.

Die Gehwege sind in geriffeltem Estrich hergestellt.

Alle Rechte vorbehalten.

Baustellenleitung und Löffelbaggerleistung beim Straßenbau.¹⁾

Die durch einen Löffelbagger bei der Herstellung eines Straßenplanums gewährleistete Arbeitsleistung ändert sich durch verschiedene Einflüsse, deren wichtigster die Leitung ist. Während Art und Beschaffenheit der Materialien, Wetter und Arbeitsverhältnisse, Ausrüstung und Personal zeitweise und in wechselndem Maße einen Einfluß auf die Löffelbaggerleistung ausüben können, ist die Einwirkung der Bauleitung eine dauernde. So vermindert beispielsweise mangelhaftes Lösen des Gesteins die Normalleistung des Löffelbaggers um etwa die Hälfte. Eine gute Bauleitung wird eine derartige Beeinträchtigung der Leistung sofort erkennen und abstellen. Durch solche Umsicht ein Höchstmaß an Leistung dauernd aufrechtzuerhalten, ist vielleicht der wichtigste Schluß, der aus den Untersuchungsergebnissen von 51 verschiedenen Löffelbaggerbetrieben bei Straßenbauten gezogen werden kann.

Eine erfolgreiche Bauleitung bei Herstellung des Straßenplanums mit Hilfe des Löffelbaggers umfaßt nicht nur die richtige Auswahl der Ausrüstung und des Personals, sondern auch die beste Zusammenarbeit und Anordnung der übrigen, mehr oder weniger voneinander unabhängigen Arbeitsvorgänge. Letzteres ist sehr wichtig. Dasselbe gilt für die rechtzeitig Bereitstellung ausreichender Ladeeinheiten und eines entsprechend eingestellten Betriebes auf der Kippe. Die Bauleitung hat daher bei

gegebenen Verhältnissen und Materialien nicht nur auf eine ununterbrochene Höchstleistung der Schaufel, sondern zugleich auch auf eine dieser angepaßte Bereitstellung genügender Ladeeinheiten, einer richtigen Beladung und eines entsprechend eingestellten Förderbetriebes der Schaufel zu achten. Wo eine vorhergehende Lösung des Baggereutes erforderlich ist, ist diese nicht nur in einer für die störungsfreie Aufnahme durch den Löffel geeigneten Weise, sondern auch ohne Unterbrechungen oder Verzögerungen irgendwelcher anderer, davon abhängiger Arbeitsvorgänge durchzuführen. Mit größter Gewissenhaftigkeit ist auf alle Zeitverluste zu achten. Die Ursachen vermeidbarer Zeitverluste sind zu besichtigen, die unvermeidbaren auf das geringstmögliche Maß zurückzuführen. Ein Vergleich der Zeitverluste oder Verzögerungen, für die die Bauleitung verantwortlich ist, gibt einen Maßstab für die Beurteilung der relativen Wirksamkeit der Leitung der verschiedenen Baustellen. Obwohl die Verhältnisse auf fast allen Baustellen verschieden sind, geben genaue Untersuchungen trotzdem Anhaltspunkte genug für einen brauchbaren Vergleich guter und mangelhafter Bauleitung. Eine Veranschaulichung dieser Untersuchungen bieten die Ergebnisse von 9 Baustellen mit großen und 8 solcher mit kleinen Zeitverlusten in Tafel 1.

Da die Erfahrungen vieler Jahre gezeigt haben, daß das Leistungsverhältnis der Löffelbaggerbaustellen sich im allgemeinen mit dem Anteil der kleinen Zeitverluste ändert, sind hier für Vergleichszwecke 17 von 51 Baustellenuntersuchungsergebnissen ausgewählt worden (Tafel 2). Davon

¹⁾ Nach Roads and Streets 1934, Juli.

Tafel 1.
Leistungen von Baustellen mit großen und kleinen Zeitverlusten.

Baustelle Nr.	Kleine Zeit- verluste zus.	Tatsäch- liche Betriebs- zeit	Durch- schnittliche Leistung je Arbeitsstunde	Löffel- größe	Löffel- zyklus	Durch- schnitt- liche Löffel- ladung
	%	%	m ³	m ³	sek.	m ³
a) Baustellen mit hohen kleineren Zeitverlusten (weniger als je 15 min Dauer).						
3	45,1	54,9	40,70	0,573	20,6	0,421
28	53,9	46,1	32,74	0,956	26,7	0,520
30	42,3	57,7	54,70	0,956	26,1	0,673
31	41,5	58,5	37,87	0,765	26,8	0,466
32	55,1	44,9	33,89	0,956	31,5	0,658
42	48,5	51,5	47,12	0,956	22,5	0,573
43	55,7	44,3	52,40	0,765	17,6	0,590
48	46,2	53,8	43,30	4,148	25,4	0,612
49	42,0	58,0	55,07	1,338	27,2	0,711
Durchschnitt	47,8	52,2	44,22	0,933	24,9	0,590
0,956 m ³ Löffel ^{*)}	50,0	50,0	42,08	0,956	26,7	0,604
b) Baustellen mit geringeren kleinen Zeitverlusten.						
8	22,2	77,8	80,32	0,956	22,9	0,658
15	24,6	75,3	54,32	0,956	29,1	0,590
17	24,1	75,9	76,88	1,148	24,3	0,750
19	24,9	75,1	59,66	1,148	21,0	0,474
20	22,0	77,9	97,61	0,956	17,6	0,604
21	23,3	76,7	114,98	0,956	16,1	0,673
36	20,9	79,1	115,10	0,956	19,3	0,773
37	25,0	75,0	95,63	0,956	18,5	0,673
Durchschnitt	23,4	76,6	86,98	1,002	21,1	0,650
0,956 m ³ Löffel ^{*)}	23,0	77,0	94,02	0,956	20,6	0,658

^{*)} 1 1/4 Kubikyard.

zeigen 9 große, 8 kleinere Zeitverluste. Sämtliche Löffelbagger waren in ordentlichem bis gutem Zustande. Die erste Gruppe umfaßte sechs Bagger mit je 0,956 m³ (1 1/4 Kubikyard) — 1 Kubikyard = 0,765 m³ — und zwei mit 1,148 m³ (1 1/2 Kubikyard), die zweite Gruppe vier mit 0,956 m³ und zwei mit 1,148 m³, sowie je einen mit 0,573 m³ (3/4 Kubikyard), 1,148 m³ und 1,338 m³ (1 3/4 Kubikyard) Fassungsvermögen. Diese Zusammenstellung zeigt folgende interessante Tatsachen: 1. Der durchschnittliche Anteil der durch kleinere Verzögerungen oder Unterbrechungen verlorengegangenen Arbeitszeit von weniger als je 15 min Dauer beträgt bei der ersten Gruppe 47,8%, bei der zweiten nur 23,4%. Die Verluste der zweiten Gruppe betragen also nahezu die Hälfte der ersten. 2. Die durchschnittliche Stundenleistung der ersten Gruppe betrug 44,15 m³ (57,8 Kubikyard), jene der zweiten Gruppe 86,9 m³ (113,7 Kubikyard), also fast genau das Doppelte der ersten Gruppe. Dabei war der durchschnittliche Betriebszyklus des Löffels der ersten Gruppe 24,9 sek, der der zweiten 21,1 sek, ein Unterschied der Betriebsgeschwindigkeit von nur 18%, verglichen mit einem Leistungsunterschied von 97%. Die Ursache liegt hier viel weniger in dem Unterschiede der Betriebsgeschwindigkeit, als vielmehr in einem beständigeren Betrieb und größeren durchschnittlichen Löffelladungen. Dies wird bei Betrachtung der Löffel durchschnittlicher Größe mit 0,956 m³ (1 1/4 Kubikyard) anschaulicher. Für diese finden wir, daß der kleinere Teil der Zeitverluste bis zu 50% der Arbeitszeit in der ersten Gruppe und nur bis zu 23% für die zweite Gruppe stieg, während die durchschnittliche Stundenleistung 42,08 m³ (55,0) bzw. 94,02 m³ (121,6 Kubikyard), die durchschnittlichen Ladungen 0,604 m³ (0,79) bzw. 0,658 m³ (0,86 Kubikyard)

Tafel 3.
Durchschnittlicher Hundertsatz der durch kleine Verzögerungen verlorenen tatsächlichen Arbeitszeit. Ursachen dieser Zeitverluste. Höchst- und Mindestzeitverluste infolge dieser Ursachen auf irgendeiner Baustelle.

Ursache der Verzögerung	Durchschnitt für alle 51 Baustellen	Durchschnitt für Irgendeine Baustelle	
	%	Höchstwert %	Mindestwert %
Ladeausrüstung:			
Versorgung	5,2	17,3	0,5
Betrieb	4,7	13,5	0,5
zus. Durchschnitt u. Einzelbaustellenwerte	9,9	28,6	1,6
Löffelbagger:			
Vorwärtsbewegen	5,0	9,8	1,7
Ausbesserungen und Ausrichtungen	1,9	4,3	0,4
Maschinenstörungen	0,7	4,8	0,0
Betriebsführer	1,5	3,9	0,2
zus. Durchschnitt u. Einzelbaustellenwerte	9,1	16,0	4,0
zus. ausschließlich der Fortbewegung des Bagger	4,1	7,7	0,9
Felsen, Wurzeln und Stumpen	6,9	26,6	0,5
Abböschen der Bankette und Ebenen des Planums	4,6	12,7	0,0
Sprengen des Gesteins	0,3	3,7	0,0
Nachprüfen des Planums	0,3	11,7	0,0
Verschiedene Ursachen	2,1	5,9	0,0
Durchschnitt aller Baustellen, Höchst- und Mindestwerte der Einzelbaustellen	33,2	55,7	20,9

betragen haben. Hier kommen also nur etwa 30% der Zunahme auf Rechnung einer größeren Betriebsgeschwindigkeit der gut geleiteten Baustellen. Die restlichen 70% der Leistungssteigerung sind auf den steteren Betrieb und die größeren Ladungen zurückzuführen. Damit soll nicht gesagt sein, daß der gesamte Leistungsunterschied beider Gruppen ausschließlich auf mangelhafte Leitung zurückzuführen sei. Abgesehen davon, daß es keine zwei Baustellen gibt, die einen ins einzelne gehenden genauen Vergleich ermöglichen, gibt es auch von der Bauleitung unabhängige Umstände, wie die Beschaffenheit des Baggerguts, Witterungs- und Arbeitsverhältnisse, die die Gesamtleistung beeinflussen können.

Da bei Herstellung des Planums der Bagger die primäre Erzeugungseinheit ist, müssen die Ladeeinheiten und der Kippbetrieb seiner vollen Leistungsfähigkeit angepaßt werden.

Einige interessante Feststellungen liefern auch die erheblichen Unterschiede der kleineren Zeitverluste infolge von Verzögerungen und Betriebsunterbrechungen. Während sich der durchschnittliche Zeitverlust für alle 51 untersuchten Baustellen zu 33,2% ergab, lieferte die beste Baustelle einen solchen von nur 20,9%, die am wenigsten ergiebige von 55,7%. Tafel 3 zeigt sowohl die Ursachen als auch die Größe der kleineren Zeitverluste. Die in den Tafeln 4 und 5 verzeichneten größeren Zeitverluste betragen durchschnittlich 30,4% der gesamten verfügbaren Arbeitszeit, während deren die Löffelbagger auf den Baustellen waren. Die größten Zeitverluste mit 14,9% der gesamten Arbeitszeit, die aber außerhalb des Einflusses der Bauleitung lagen, sind die Witterungsverhältnisse.

Tafel 2.
Kleine Zeitverluste auf 17 ausgewählten Baustellen. Zeitverluste in % der Arbeitszeit.

Baustelle Nr.	Baustellen mit hohen Zeitverlusten und geringer Leistung									Baustellen mit geringen Zeitverlusten und hoher Leistung									Durch- schnitt
	3	28	30	31	32	42	43	48	49	Durch- schnitt	8	15	17	19	20	21	36	37	
Lastkraftwagenversorgung	19,2	5,3	10,6	8,5	15,7	3,1	15,1	4,5	0,5	9,2	4,3	0,6	5,9	5,8	1,6	2,1	1,0	7,7	3,6
Lastkraftwagenbetrieb	3,9	8,3	3,7	4,0	4,4	10,0	13,5	1,3	9,4	6,5	5,3	5,5	5,5	1,2	0,5	0,7	0,6	1,3	2,6
Bagger, Bewegung	7,1	7,0	7,2	2,7	3,4	5,1	6,9	7,4	6,4	5,9	2,4	5,5	3,8	6,6	3,4	5,4	5,5	3,9	4,6
" , mechan. Ausbesserung	1,6	3,4	1,4	—	2,7	2,1	4,2	2,4	2,2	2,2	1,8	2,4	1,7	0,5	0,4	0,5	1,5	1,8	1,3
" , Maschinenstörung	—	0,9	0,4	1,5	—	—	—	0,4	4,8	0,9	—	—	—	—	1,6	1,8	0,7	0,4	0,6
" , Betriebsführer	0,8	1,9	—	1,0	1,8	1,2	0,6	0,4	2,6	1,1	0,3	0,6	0,6	0,4	0,2	1,2	0,5	0,5	0,0
" , Öl, Wasser	—	—	0,2	0,5	1,7	—	0,2	—	—	0,3	—	—	—	—	—	—	—	—	0,0
Fels, Wurzeln, Baumstumpen	4,7	16,1	13,0	21,9	24,2	0,4	0,5	15,5	11,9	12,0	3,7	3,8	2,8	2,7	9,9	6,3	0,9	3,2	4,2
Schießen	—	—	—	1,4	0,8	—	—	1,4	—	0,4	—	—	—	—	0,6	0,3	—	—	0,1
Profilieren, Böschen und Kon- trolle des Planums	1,9	9,2	5,1	—	0,4	24,1	14,3	10,5	3,1	7,7	1,1	3,1	2,2	2,4	3,3	5,0	6,8	5,2	3,6
Verschiedenes	5,9	1,8	0,7	—	—	2,5	0,4	2,4	1,1	1,6	3,3	3,1	1,6	5,3	0,5	1,0	2,7	1,0	2,3
Durchschnitt für 1 Baustelle	45,1	53,9	42,3	41,5	55,1	48,5	55,7	46,2	42,0	47,8	22,2	24,6	24,1	24,9	22,0	23,3	20,9	25,0	23,4

Tafel 4. Durchschnittlicher Hundertsatz der verlorenen verfügbaren Arbeitszeit durch größere Verzögerungen (über 15 min Dauer) aus verschiedenen Ursachen. Höchst- und Mindestzeitverluste infolge dieser Ursachen für irgendeine Einzelbaustelle.

Ursache der Verzögerung	Durchschnitt für alle Baustellen %	Durchschnitt irgendeiner Baustelle	
		Höchstwert %	Mindestwert %
Wasser:			
Regen	7,1	26,6	0,0
Nasser Untergrund	4,0	19,6	0,0
Kälte und Schnee	3,8	40,8	0,0
zus. Durchschnitt u. Einzelbaustellenwerte	14,9	58,8	0,0
Löffelbagger:			
Vorwärtsbewegen	1,7	6,3	0,0
Ausbesserungen	6,6	23,0	0,0
Maschinenstörung	0,6	6,7	0,0
Ersetzen schadhafter Kabel	0,2	2,0	0,0
Einnahme von Brennstoff und Wasser	0,1	1,4	0,0
Betriebsführer	0,3	1,5	0,0
zus. Durchschnitt u. Einzelbaustellenwerte	9,5	24,5	0,3
Bohren und Lösen	1,9	10,6	0,0
Ladeausrüstung	0,2	2,8	0,0
Öffnen neuer Einschnitte	1,1	20,7	0,0
Abböschchen der Bankette und Ebenen des Planums	0,4	8,7	0,0
Schwierigkeiten beim Kippen	0,6	12,2	0,0
Rutschungen und Überflutungen	0,5	9,7	0,0
Verschiedene Ursachen	1,3	5,4	0,0
Durchschnitt für alle Baustellen, Höchst- und Mindestwerte für irgendeine Einzelbaustelle	30,4	64,4	5,8

Tafel 5. Größere Zeitverluste. Summe aus 51 Baustellen.

Ursache	Insgesamt verlorene, verfügbare Arbeitszeit	
	Stunden	%
Regen	1 334,47	7,1
Nasses Planum	746,82	4,0
Kälte und Schnee	715,32	3,8
Vorwärtsbewegung der Bagger	323,84	1,7
Mechanische Ausbesserungen	1 241,91	6,6
Kabel	42,31	0,2
Maschine	120,80	0,6
Brennstoff und Wasser	21,02	0,1
Baggerbetriebsführer	46,00	0,3
Ladeausrüstung	29,73	0,2
Bohren und Lösen des Gesteins	346,98	1,9
Öffnen neuer Einschnitte	213,36	1,1
Herstellung des Gefälles und der Böschungen	65,42	0,4
Verschiedene Ursachen	450,72	2,4
zus.	5 698,70	30,4
Felsen	29,15	0,2
Bauleitung	42,23	0,2
Kippen	117,18	0,6
Rutschungen und Überflutungen	87,33	0,5
Verschiedenes	174,83	0,9
zus. verschiedene Ursachen	450,72	2,4

Bei Untersuchungen zur richtigen Abschätzung der relativen Bedeutung der Baustellenleitung für die Leistung darf die Frage des Einflusses der stark wechselnden Art und Beschaffenheit des Materials nicht außer acht gelassen werden.

Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Haller VDI, Tübingen.

Vermischtes.

Adolf Niese †. Am 5. Februar d. J. verschied in Berlin der ehemalige Weichsel-Strombaudirektor Adolf Niese. Er war der letzte Strombaudirektor der Weichsel-Strombauverwaltung des ehemaligen Preußischen Oberpräsidiums der Provinz Westpreußen.

Adolf Niese wurde im Pastorat auf Fehmarn am 11. August 1855 geboren und besuchte das Gymnasium in Plön. Er studierte in Hannover das Ingenieurbaufach und trat dann in den preußischen Staatsbaudienst ein. 1884 zum Regierungsbaumeister ernannt, war er zunächst in Vinneberg, Tönning und Glückstadt bei der preußischen Wasserbauverwaltung tätig und ging 1886 zum Bau des Nordostseekanals, wo er neun Jahre lang an den Neubauarbeiten in leitender Stellung wirkte, vorwiegend in Brunshüttel, wo er die Molen baute. 1895 kam er zum Wasserbauamt Marienburg, dann an die Weichsel-Strombauverwaltung in Danzig und später zum Wasserbauamt in Thorn und nach Marienwerder. Nach zehnjährigem Dienst am Weichselstrom wurde er zum Bezirk Stralsund versetzt, wo die Sturmflut auf Rügen und Hiddensee großen Schaden angerichtet hatte. Nur kurze Zeit danach war er noch in Potsdam tätig als Leiter des Baues des Großschiffahrtsweges Berlin-Stettin, des Hohenzollernkanals; schon 1912 aber wurde er zum Strombaudirektor in Danzig ernannt. So kam er zum zweiten Male an die Weichsel und nach Danzig; der letzte Abschnitt seiner erfolgreichen Berufsarbeit begann. Er hatte dort vor allem die Oberleitung des Neubaus der hochwasserfreien Abschließung und der Kanalisierung der Nogat mit den Deichverlegungen, der Erweiterung der Dirschauer Brücken über die Weichsel u. a. Daneben wirkte er noch erfolgreich für die Unterhaltung und Verbesserung des gesamten preußischen Weichselllaufes, als Vorfluter und Schiffahrtstraße, soweit es die Kriegs- und Nachkriegszeiten ermöglichten.

Seit 1920 galt seine Tätigkeit in Danzig im wesentlichen noch der Abwicklung der preußischen Strombaubehörde und der Überleitung in die neuen Verwaltungszustände. Mit Klugheit und Geschick hat er auch dabei in sehr schwierigen Zeiten noch mitgewirkt, in steter Besorgnis um die Zukunftsgestaltung des Danziger Heimatlandes und der künftigen Pflege des Weichselstromes. In vertrauensvollem Zusammenarbeiten mit den seine Sachkunde achtenden neuen Verwaltungsorganen ist ihm noch vergönnt gewesen, zum Wohle des Ganzen zu wirken, bis er am 1. Oktober 1922 in den Ruhestand trat und nach Berlin übersiedelte.

Adolf Niese war ein Baubeamter der rühmlich bekannten alten Schule. Er verlangte von seinen Mitarbeitern und nachgeordneten Dienststellen eine außerordentliche Hingabe im Dienste der gemeinsamen hohen Bau- und Verwaltungsaufgaben. Wo er diese Hingabe und Leistung fand, da ließ er es auch nie an kameradschaftlicher Verbundenheit fehlen. Seinen Lebensabend verbrachte er in geistiger Frische mit reger Anteilnahme an dem deutschen Erneuerungswerk Adolf Hitlers. Im gesegneten Alter von nahezu 80 Jahren ist er nach einem arbeits- und erfolgreichen Leben nun von uns gegangen. Sein Andenken wird besonders in Danzig in Dankbarkeit fortleben.
Klotzky, Danzig.

Bemerkungen über Unterwassergußbeton. Die Ergänzung, die Herr Dr. Baumgärtner in Bautechn. 1934, Heft 55, S. 751, zu seinem in Heft 47 erschienenen Aufsätze „Die neue Eisenbeton-Straßenbrücke über die Donau bei Leipzig“ bringt, gibt mir Veranlassung zu einigen Bemerkungen grundsätzlicher Art über Unterwassergußbeton, die verheißen sollen, daß in dieser Bauweise nicht erfahrene Bauleiter sich verleiten lassen, mit unzureichenden Mitteln Unterwasserbeton auszuführen und ihre Bauten zu gefährden.

Herr Dr. Baumgärtner schreibt in seiner Ergänzung:

„Der Unterwasserbeton wurde an jedem Pfeiler mit zwei Holzrohren von 0,35 x 0,35 cm Lichtweite eingebracht. Die Holzrohre waren an Flaschenzügen über den Spundwandkasten aufgehängt und konnten mit diesen im wesentlichen nur in lotrechtem Sinne bewegt werden. Wenn die Bewegungsmöglichkeit der Gießrohre in nur lotrechtem Sinne als wesentliches Kennzeichen des von Oberbaurat Trier in früheren Jahrgängen der Bautechnik beschriebenen „Kontraktorverfahrens“ betrachtet wird, so hatte der Arbeitsvorgang in der Tat eine gewisse Ähnlichkeit mit diesem Verfahren.“

Ich füge hinzu, daß nach dem Aufsätze in Bautechn. 1934, Heft 47, der Unterwasserbeton zwischen vorher gerammten hölzernen Spundwänden gegossen wurde, die etwa 1,6 m hoch frei über der Flußsohle standen (Abs. 5 in Heft 47).

Hierzu ist folgendes zu sagen:

1. Nach den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932 gibt es nur zwei Arten der Herstellung von Beton unter Wasser mittels Rohren. Ein Verfahren mit seitlich beweglichen Rohren und eines mit ortsfesten Rohren (Kontraktorverfahren). Für im Wasser freistehende Baukörper darf nur das Kontraktorverfahren verwendet werden. Die Rohre dürfen dabei im waagerechten Sinne überhaupt nicht, sondern nur im lotrechten Sinne bewegt werden.

2. Sowohl die Gießrohre als die Umschließung der Baugrube müssen vollständig wasserdicht hergestellt sein. Hölzerne Rohre sind nur verwendbar, wenn sie kalbfertig werden. Im Wasser freistehende Holzspundwände sind als Umschließung der Baugrube ungeeignet, weil sie niemals wasserdicht gerammt werden können.

3. Die Aufhängung der Gießrohre muß so sein, daß sie nicht nur lotrecht gehoben, sondern auch schnell gesenkt werden können. Die Aufhängung an Flaschenzügen entspricht nicht dieser Forderung.

Im vorliegenden Falle ist vielleicht dem unter Wasser gegossenen Beton nicht soviel Beachtung geschenkt worden, weil er mehr Ausfüllung zwischen den tragenden Pfählen als selbsttragender Konstruktionsteil ist. Aber auch in solchem Falle sollte man den Beton so gut machen wie es möglich ist, zumal wenn dadurch keine nennenswerten Mehrkosten entstehen.

Ich kann nur dringend raten, Beton unter Wasser genau nach den Vorschriften herzustellen, die früher in der „Bautechnik“ von mir gegeben

sind, besonders in dem Aufsätze „Unterwassergußbeton nach dem Kontraktorverfahren beim Bau der Mole an der Mündung des Abstiegkanals bei Magdeburg-Rothensee in die Elbe“¹⁾. Nur dann erhält man einen einwandfreien und tragfähigen Beton. Das erstmalige Füllen der Rohre ist natürlich auch in der von Dr. Baumgärtner beschriebenen Weise unter Verwendung eines am unteren Rohrende angebrachten wasserdicht abschließenden Deckels möglich. In gleicher Weise sind die Rohre bei einer ganzen Reihe von Betonierungen unter Wasser bei Bauten am Mittellandkanal gefüllt worden. Es ist nicht erforderlich, den Deckel aufzunageln, sondern es genügt, ihn durch nach oben geführte Drähte während des Absenkens gegen Verschiebung zu sichern, da er ja, solange das Gewicht der Betonsäule im Rohr nicht überwiegt, durch den Wasserüberdruck an das Rohrende angepreßt wird.

Ich bin wiederholt der Meinung begegnet, daß das Kontraktorverfahren durch Patente geschützt sei. Das ist nicht der Fall; es kann also von jedermann ohne weiteres angewendet werden.

F. Trier, Oberregierungs- und Baurat.

Schleusenbau im Ohio-Fluß. Eng. News-Rec. 1934, Bd. 113, Nr. 17 vom 25. Oktober, S. 515, berichtet über die Verwendung weitgespannter Kabelförderer beim Bau der Montgomery-Island-Schleusen im Ohio-Fluß. Die Montgomery-Island-Anlage im Ohio-Fluß wird etwa 7 km stromabwärts von Baver, Pa., liegen und aus zwei Schleusen und einem Damm mit Hubwehren bestehen. Nach Fertigstellung der Schleusen befindet sich gegenwärtig der Damm im Bau, der der dritte im Fluß unterhalb von Pittsburgh ist. Die Schleusen liegen am linken Flußufer, die innere hat eine Beckenfläche von 33,4 × 200 m, die äußere eine solche von 17 × 110 m. Die Schleusensohlen haben eine Pflasterung aus Betonblöcken von 1,8 × 1,8 m. Die Sohlen der Schleusenmauern sind auf Fels gegründet, über dem Sand und Geröll liegt. Sohlenunterkante liegt auf +187, Oberkante der Schleusenmauern auf +207. Der Grundriß und einige Querschnitte der Schleusenmauern sind in Abb. 1 wiedergegeben.

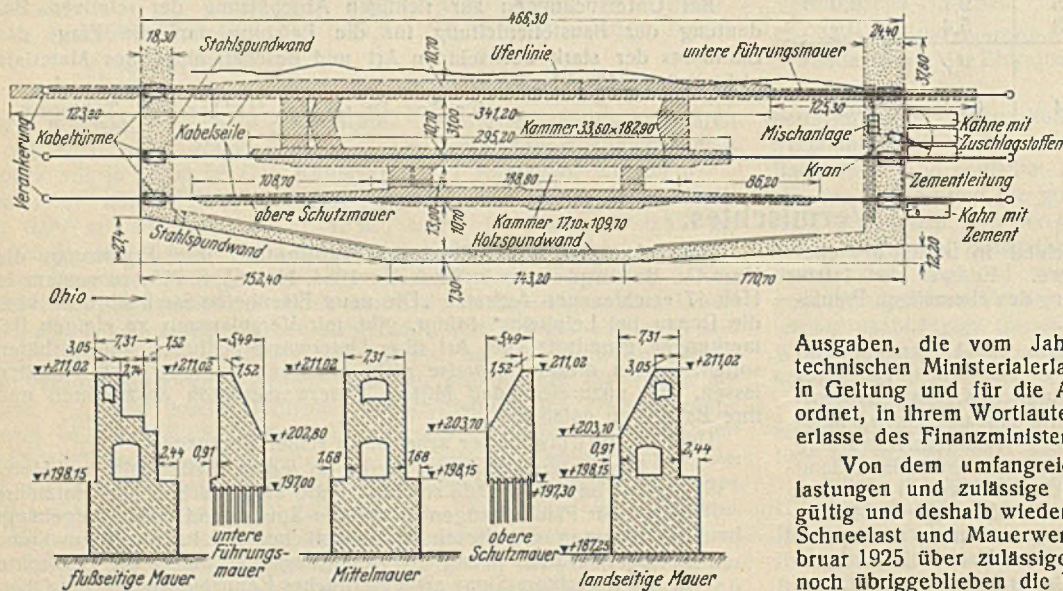


Abb. 1.

Die Abb. zeigt auch die auf Pfählen gegründeten seitlichen Begrenzungen der Schleusenzufahrten. Wegen der Mächtigkeit der den Fels überlagernden Geröllschicht ergab sich die Ausbildung des Fangedammes nach Abb. 2.

Der Verlauf des Fangedammes ist aus Abb. 1 zu ersehen. Er umschließt nicht nur die Schleuse, sondern auch den wesentlichsten Teil der Seitenmauern der Zufahrtkanäle. Für den restlichen Teil dieser Seitenmauern wurden nach Fertigstellung des Hauptteiles des Schleusenbaues besondere Fangedämme errichtet. In Richtung der drei Schleusenmauern wurden an der Strom- und Talseite der Schleuse stählerne Türme von 33,5 m Höhe für die über 450 m frei gespannten Förderkabel errichtet. Außerdem kamen Krangerüste und Anlegerkrane bei den Arbeiten in Anwendung (vgl. Abb. 3).

Der ausgehobene Boden wurde am Ufer stromaufwärts des Staueammes abgesetzt, wobei die Kabelförderer zum Teil verwendet wurden. Die Schleusenmauern wurden in drei Lagen geschüttet. Die untere von etwa 3 m Höhe betonerte man zwischen Holzschalung, während sich die oberen, im Querschnitt auf der ganzen Länge gleichen Teile der Wände besonders für die Verwendung von Wanderschaltungen eigneten, die gegen die

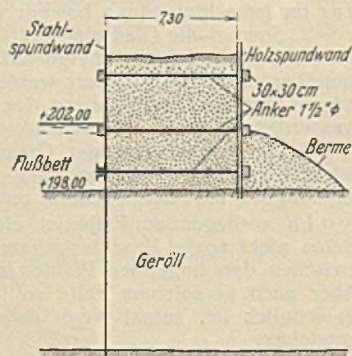


Abb. 2.

¹⁾ Bautechn. 1931, Heft 12.

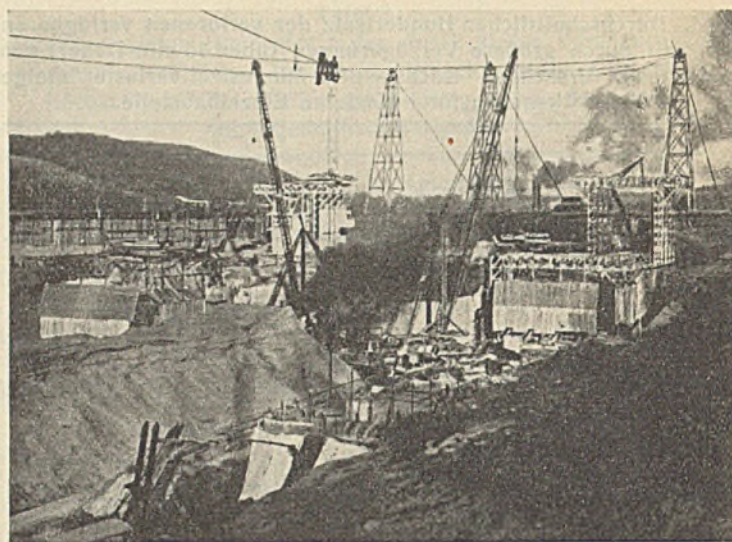


Abb. 3.

Einwirkung der Kälte geschützt wurden. Mit den Förderkabeln wurde beim Einbringen des Betons eine besonders hohe Leistung erzielt. Das Mischen des Betons geschah am stromabwärts gelegenen Ende des Fangedammes; gefördert wurde er in stählernen, zylindrischen Schüttkübeln von 3,823 m³. Zur Beschleunigung der Gründungen der Mauern wurden am stromabwärts gelegenen Ende der Schleusen zwölf offene Eisenbetonsenkasten für die Land- und Mittelmauern abgesenkt. Diese hatten eine Grundfläche von etwa 12 × 10 m und eine Wanddicke von 1,2 m. — s.

Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau (Stahl, Holz und Mauerwerk). 14. berichtigte und mit neuen Erlassen versehene Ausgabe 1935. 62 Seiten mit 5 Textabbildungen. Berlin 1935. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Einzelpreis geh. 2 RM, 10 Stück 18,50 RM, 25 Stück 44 RM, 50 Stück 82 RM, 100 Stück 150 RM und Postgeld.

In der soeben erschienenen 14. Ausgabe¹⁾ sind, ähnlich wie in den früheren Ausgaben, die vom Jahre 1919 bis heute ergangenen preußischen technischen Ministerialerlasse für den Hochbau, soweit sie zur Zeit noch in Geltung und für die Allgemeinheit von Wichtigkeit sind, sachlich geordnet, in ihrem Wortlaute und dazu auch die entsprechenden Einführungs-erlasse des Finanzministers wiedergegeben.

Von dem umfangreichen Erlaß vom 24. Dezember 1919 über Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Baustoffe sind nur noch gültig und deshalb wieder aufgenommen die Vorschriften über Winddruck, Schneelast und Mauerwerk, und von dem wichtigen Erlaß vom 25. Februar 1925 über zulässige Beanspruchungen von Baustahl usw. sind nur noch übriggeblieben die Vorschriften über mehrteilige Druckstäbe. Neu aufgenommen sind diesmal der Erlaß vom 12. Oktober 1934 betr. Prüfung schwieriger statischer Berechnungen sowie der Erlaß vom 10. Oktober 1934 betr. die allgemeine Zulassung neuer Bauweisen (Baustoffe und Bauarten). Der letztgenannte Erlaß gibt die im Wege freier Vereinbarung zwischen den deutschen Länderregierungen vereinheitlichten Grundsätze für das ganze Reichsgebiet wieder. In dem wieder abgedruckten (Einführungs-) Erlaß betr. Bestimmungen für die Ausführung von Bauten in Holz vom 10. Juli 1933 ist auf den Sonderdruck der Bestimmungen für Holz im Hochbau²⁾ verwiesen, der kürzlich in zweiter Ausgabe erschienen ist.

Die Wichtigkeit und Nützlichkeit der auf den neuesten Stand gebrachten Sammlung preußischer hochbautechnischer Erlasse braucht nicht besonders hervorgehoben zu werden. Den Statikern, Konstrukteuren, Architekten, Bauunternehmern und Prüfungsbeamten ist Anschaffung, Studium und Benutzung der Sammlung in ihrer neuen Ausgabe dringend zu empfehlen.

¹⁾ Besprechung der 13. Ausgabe s. Bautechn. 1934, Heft 46, S. 619.

²⁾ Berlin 1933, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. Einzelpreis 0,60 RM. — Besprechung der 2. Ausgabe (1935) s. Bautechn. 1935, Heft 8, S. 100.

INHALT: Betrachtungen zu den Betriebsergebnissen der Münchener Abwasserkläranlage im Betriebsjahr 1933/34. — Baumaßnahmen zur Freimachung des lichten Raumes unter Wegüberführungen bei Elektrisierung der Bahnstrecke Augsburg—Nürnberg. — Erneuerung zweier Straßenbrücken im Spreewalde. — Baustellenleitung und Löffelbaggerleistung beim Straßenbau. — Vermischtes: Adolf Niese†. — Bemerkungen über Unterwassergußbeton. — Schleusenbau im Ohio-Fluß. — Belastungen und Beanspruchungen im Hochbau (Stahl, Holz und Mauerwerk).

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