

Die Grundwasserabsenkungsmethode
in ihrer Anwendung auf den
Unterwassertunnelbau unter
besonderer Berücksichtigung
der Groß-Berliner Verhältnisse

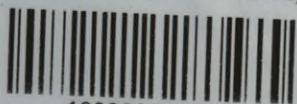


Dr.-Ing. MaxENZweiler
Charlottenburg



G. 30
50

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000300038

Die Grundwasserabsenkungsmethode

in ihrer Anwendung auf den
Unterwassertunnelbau unter
besonderer Berücksichtigung
der Groß-Berliner Verhältnisse



Dr.-Ing. Max Enzweiler
Charlottenburg

326921



Verlag: ~~E. OPITZ, Inh.: W. BOHNENKAMP, DORTMUND.~~

X
801

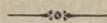
4930.50

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

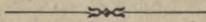
113118

Akc. Nr. 1953/49

Inhaltsverzeichnis.



	Seite
Vorwort	3
I. Allgemeines	5—8
II. Beschaffenheit des Flußuntergrundes	9—16
1. Wechselbeziehung zwischen Grundwasser und Flußwasser	9—11
2. Durchlässigkeit der Flußsohle	11—14
3. Mittel zur Verringerung der Durchlässigkeit	14—16
III. Einfluß der Veränderungen im Untergrund während der Bauausführung	17—25
1. Auswaschungen und Kolke infolge Hochwassers oder Staubildungen	17—18
2. Verletzung des Flußuntergrundes durch provisorische Einbauten	18—20
3. Veränderung des Untergrundes infolge Nachgiebigkeit der Absteifungswände	20—22
4. Bedeutung der Spundwand für die Baumethode	22—25
IV. Einfluß des offenen Flußlaufes auf die Grundwasserabsenkungsanlagen	26—42
1. Einfluß des Flusses auf die geförderten Wassermengen	26—29
2. Spiegelgefälle des abgesenkten Grundwassers und Reichweite der Absenkungskurve unter dem Flußlauf	29—33
3. Staubildungen im Grundwasserstrom	33—35
4. Die verschiedenen für Flußuntertunnelungen in Frage kommenden Absenkungssysteme	35—42
Vergleiche: 1) in bautechnischer Beziehung	37
2) in Bezug auf Betriebssicherheit	37—38
3) in Bezug auf Wirtschaftlichkeit	38—42
V. Weiterer Ausbau der Grundwasserabsenkungsmethode. Einfluß der Entziehung des Grundwassers auf die Standsicherheit der Gebäudefundamente	43—48
VI. Vergleich der Grundwasserabsenkungsmethode mit anderen Gründungsarten	49—54
Literaturnachweis	55



Vorwort.

Die Durchführung der großen Verkehrsaufgaben, welche als Folge der raschen Entwicklung der Großstadt aufgetreten sind, hat in den letzten Jahrzehnten an die Technik eine Fülle neuer und wichtiger Anforderungen gestellt. Namentlich der in europäischen und außereuropäischen Großstädten erfolgte rasche Ausbau des Schnellbahnverkehrs führte, entsprechend den gesteigerten Anforderungen, zu eben so kühnen, als den steten Fortschritt in der Technik kennzeichnenden Ausführungen. In erster Linie verdienen hier genannt zu werden die zahlreich ausgeführten Unterwassertunnel, wobei die in Berlin vollendeten wegen des dabei erstmalig angewandten Bauverfahrens einen hervorragenden Platz einnehmen. Wenn auch die in Berlin zur Anwendung gekommene Grundwasserabsenkungsmethode nur bei bestimmten Untergrundverhältnissen anwendbar ist, so ist doch der Wirkungskreis für das Verfahren ein weiterer als es zunächst den Anschein hat, insofern die meisten Großstädte in der Nähe großer Wasseradern oder an den Ufern des Meeres entstanden, auf diluvialen oder alluvialen Bodenschichten gegründet sind, für welche die Vorbedingungen der Grundwasserabsenkungsmethode im allgemeinen gegeben sind.

In Anbetracht des zu erwartenden weiteren Ausbaues des Schnellbahnverkehrs in Berlin und in anderen Großstädten erscheint es daher angebracht, sich mit der Grundwasserabsenkungsmethode in ihrer Anwendung auf den Unterwassertunnel näher zu befassen und hierbei die wichtigsten Gesichtspunkte, die das neue Anwendungsgebiet fordert, zu entwickeln.

Max Enzweiler.

Berlin, im April 1918.

I. Allgemeines.

Obwohl in Deutschland bereits seit über 30 Jahren die Grundwasserabsenkungsmethode als solche, wenn auch nur in einem bescheidenen Umfange, bekannt ist, so ist deren Anwendung in großem Maßstab erst beim Bau der Berliner Untergrundbahnen, als deren Geburtsjahr das Jahr 1898 bezeichnet werden kann, erfolgt. Von diesem Zeitpunkt ab ist das Verfahren in stetig fortschreitender Entwicklung weiter ausgebaut worden, so daß es zur Zeit, dank den günstigen Erfahrungen, die mit der Methode bei den großen Schleusen-, Tunnel- und anderen Wasserbauten gemacht wurden, über ganz Deutschland eine große Verbreitung gefunden hat.

Es hat sich damit den altbekannten Gründungsverfahren im Grundwasser, wie Druckluftgründungen, Naßbaggerungen mit Sand oder Betonschüttungen im Laufe der letzten Jahrzehnte das Grundwasserabsenkungsverfahren als neue Gründungsmethode an die Seite gestellt und sich aus kleinen Anfängen heraus bis zur Gegenwart zu einem erfolgreichen und wissenschaftlich erforschten Zweig der Gründungstechnik entwickelt.

Wenn einerseits der rege Bau der Untergrundbahnen in Berlin viel dazu beigetragen hat, der Absenkungsmethode ihre heutige technische Vollkommenheit und Sicherheit zu verschaffen, so darf umgekehrt die rasche Entwicklung des Berliner Untergrundbahnnetzes, sowie die Tatsache, daß das Berliner Schnellbahnnetz überwiegend als Untergrundbahn ausgebaut worden ist, als ein unbestreitbarer Erfolg der Grundwasserabsenkungsmethode bezeichnet werden.

Das Verfahren, welches sich beim Berliner Untergrundbahnbau so erfolgreich entwickelt hat, hat auch dort seine Anwendbarkeit für die Herstellung von Unterwassertunnel bewiesen. Es ist daher naheliegend, daß bei Besprechung der Absenkungsmethode in ihrer Anwendung auf den Unterwassertunnelbau die mit der Methode in Berlin hergestellten Unterwassertunnel zum Ausgangspunkt gewählt werden.

In dem größten Teil des Groß-Berliner Gebietes steht der Grundwasserstrom etwa 2 bis 3 Meter unter Gelände Oberkante an. Dieser hohe Wasserstand benachteiligt den an und für sich durch seine Zusammensetzung außerordentlich tragfähigen Baugrund, insofern bei allen Tiefbauten, deren Sohle bis zu einer gewissen Tiefe unter Gelände Oberfläche herunterreicht, künstliche Maßnahmen zur Herstellung der unter Grundwasser reichenden Bauwerksteile erforderlich werden.

In welcher Richtung die ersten Erwägungen sich bewegten, welche vor Kenninis des Grundwasserabsenkungsverfahrens angestellt wurden, um den Untergrundbahnbau in Berlin zu ermöglichen, zeigt die Herstellung der im Jahre 1896 als Versuchstunnel gedachten Untertunnelung der Spree zwischen Stralau und Treptow. Der unter Verwendung von Druckluft mit Brustschild vorgetriebene Tunnel ist unter erheblichen Schwierigkeiten, Aufenthalt und Kosten zu Ende geführt worden. Wenn auch die Fertigstellung dieses Tunnels im schwimmenden Gebirge unter einem Flußlauf nach dem gewählten Verfahren schließlich zu Ende geführt wurde, und wenn damit auch für die vielen maßgebenden Techniker, welche an der Unausführbarkeit einer derartigen Methode im Berliner Untergrund zweifelten, der Beweis erbracht war, daß die schwierigsten Teile eines Berliner Untergrundbahnnetzes, nämlich die Flußkreuzungen, ausführbar seien, so ist diese Methode dennoch bis heute für Berlin nicht wieder zur Anwendung gelangt und wird wohl auch bei späteren Ausführungen aussichtslos bleiben. Neben den baulichen Schwierigkeiten deren man an Hand der Erfahrungen bei einer Wiederholung sicherlich Herr geworden wäre, haftet der Druckluftmethode, mit dem Brustschild ein großer Mangel an, welcher letzten Endes maßgebend dafür gewesen ist, daß die Treptower Bauweise vereinzelt geblieben ist. Zur Vermeidung eines Wassereintruchs vor Kopf der Baugeube ist eine möglichst mächtige Erdschicht zwischen Flußsohle und Tunnelrücken (Treptow 3 m) erforderlich. Die dadurch bedingte Tiefenlage der Schienenoberkante ist

ein schwerwiegender Nachteil für Unterpflasterbahnen, insofern dadurch das verlorene Gefälle der Unterwasserstrecke vergrößert wird, und die Rampenstrecken selbst lang gedehnt und kostspielig werden, ein Mangel, der umso fühlbarer in Erscheinung tritt bei den Flußkreuzungen in eng bebauten Stadtteilen, wo die große Tiefenlage des Tunnels nicht nur die Bauherstellung sehr erschwert, sondern auch eine tiefe Lage der Haltestellen zur Folge hat.

Als im Jahre 1910 zum Zwecke des weiteren Ausbaues des Berliner Schnellbahnnetzes der erste größere zweigleisige Tunnel unter der Spree an der Inselbrücke in Angriff genommen werden mußte, hatte sich das Grundwasserabsenkungsverfahren so eingebürgert, daß dasselbe auch für die Ausführung der Flußuntertunnelung vorgesehen wurde.

Es dürfte klar sein, daß, bevor man sich entschloß, ein im Wasserbau noch unbekanntes Verfahren bei der Herstellung eines Bauwerkes von der Bedeutung und Wichtigkeit eines Flußtunnels anzuwenden, erhebliche Bedenken überwunden werden mußten. Daß trotz dieser Bedenken namhafter Fachleute die Grundwasserabsenkungsmethode schließlich zur Anwendung kam, spricht nicht nur für das anerkennenswerte Bestreben der deutschen Technik, neue Aufgaben mit neuen Mitteln zu lösen, sondern auch für die Vorteile, welche die Methode, ihr Gelingen vorausgesetzt, gegenüber den bekannten Gründungsverfahren bietet. Hierüber wird auf die folgenden Ausführungen verwiesen.

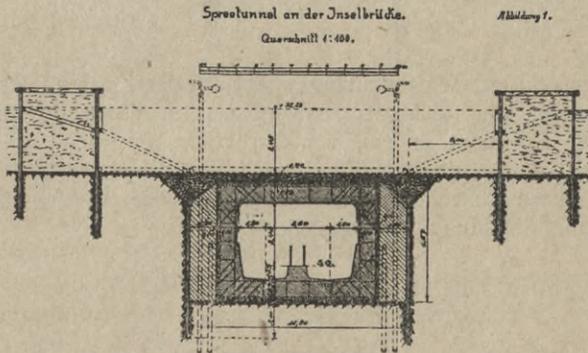
Es sei gleich hier bemerkt, daß trotz des bei der Ausführung dieses ersten Spreetunnels erfolgten Wassereintruchs das Verfahren sich an und für sich durchaus bewährt hat. Unter Zugrundelegung der gesammelten Erfahrungen ist soeben der zweite Spreetunnel der Schnellbahn Gesundbrunnen-Neukölln an der Jannowitzbrücke nach demselben Verfahren erfolgreich zu Ende geführt worden, während noch zwei Flußkreuzungen in Berlin (die Untertunnelung der Spree an der Weidendammer Brücke sowie des Landwehrkanals am Halleschen Tor) unter Anwendung der Grundwasserabsenkungsmethode zur Zeit in Ausführung begriffen sind. Nachdem die in 6 Jahren gesammelten Erfahrungen der beiden fertiggestellten Flußkreuzungen vorliegen, ist das Grundwasserabsenkungsverfahren als Gründungsmethode in offenen Flußläufen aus seinem Versuchsstadium herausgetreten. Das Ergebnis gestattet, um es vorweg zu sagen, die Behauptung, daß die Anwendung der Grundwasserabsenkungsmethode in offenen Flußläufen überall dort, wo die Untergrundverhältnisse eine Grundwasserabsenkung ermöglichen, sich als wirtschaftlich und zweckmäßig erwiesen hat; es soll nicht verkannt werden, daß infolge der bekannt gewordenen Durchbrüche von Laienkreisen der Methode ein ungerechtfertigtes Mißtrauen entgegengebracht wird. Gerade das Studium dieser Durchbrüche ermöglichte es jedoch, die Schwächen, die dem Verfahren in seiner Uebertragung auf das Gebiet des Wasserbaues anhafteten, aufzudecken, insofern sie den ausführenden Ingenieuren das Wirken der Naturkräfte vor Augen führten und damit zu einer tieferen Kenntnis aller jener Fragen verhalfen, welche bei Entwurf und Ausführung zu berücksichtigen sind.

Gegenstand der nachfolgenden Abhandlung ist die Zusammenstellung und Besprechung derjenigen Gesichtspunkte, welche bei Anwendung der Absenkungsmethode in offenen Flußläufen zu beobachten sind, damit das Bauverfahren diejenige unbedingte Sicherheit erhält, welche zum erfolgreichen Wettbewerb mit den anderen Gründungsmethoden des Wasserbaues erforderlich ist. Da sich die folgenden Erörterungen in der Hauptsache auf die fertiggestellten Flußkreuzungen stützen, sollen zum besseren Verständnis nachfolgend die beiden Ausführungen an der Inselbrücke und an der Jannowitzbrücke kurz erläutert werden. Bezüglich der Einzelheiten wird auf die entsprechende Veröffentlichung verwiesen.

Der Spreetunnel an der Inselbrücke,*) an dessen Gelingen die Firmen Siemens & Halske die Hochbahngesellschaft und die Gesellschaft für den Bau von Untergrundbahnen hervorragend beteiligt waren (Baujahre 1910—1913), war ursprünglich mit Rücksicht auf die Aufrechterhaltung der Schifffahrt und des Durchflußprofils in zwei Hälften gedacht. Die Kreuzungsstelle hat eine Länge von 125 m, so daß für das Durchflußprofil 55 m bei Berücksichtigung der erforderlichen Ueberdeckung der beiden Bauabschnitte verblieb. Die eigentliche Baugrube wurde mit Hilfe eines Fangedammes nach Art der Abbildung I umgeben. In dem

*) Vergl. Kemman: Zentralblatt der Bauverwaltung 1913, No. 43.

Bestreben, das Flußwasser möglichst weit von der ausgeschachteten Tunnelbaugrube fernzuhalten, wurde zwischen Fangedamm und Tunnelbaugrube ein 4 m breiter Bankettstreifen für erforderlich gehalten. Die eigentliche Tunnelbaugrube wurde mit Hilfe von 9,50—10 m langen hölzernen Spundwänden abgeschlossen, wobei die Baugrube 3 m breiter gewählt wurde, als das verdrängte Tunnelprofil, einerseits, um in dem so gewonnenen Arbeitsraum die Absenkungsanlage unterzubringen, andererseits, um im Falle der Unmöglichkeit des Einrammens von 10 m langen Holzspundwänden in der Lage zu sein, dieselben unterzuteilen in zwei oder drei kürzere stufenweise angeordnete Spundwände. Die Fußspitze der hölzernen Spundwand reichte rd 2 m unter die Bausohle herunter. Zur Erzielung der Absenkung des Grundwasserstromes um rd 10 m waren im ersten Abschnitt Mammuthpumpen, im zweiten Abschnitt Mammuthpumpen und Kreiselpumpen angeordnet. Die Ausführung ergab keine nennenswerten Ueberraschungen, wenn auch die Absenkung des Grundwassers nicht in dem Maße erreicht wurde, als erhofft war. Nachdem der zweite Bauabschnitt bereits soweit in Ausführung begriffen war, daß die tiefste Bausohle freigeschachtet war und mit dem Betonieren des Tunnels begonnen werden sollte, erfolgte am 27. III. 1912 ein Wassereinbruch, welcher in Anbetracht des günstigen Ergebnisses des ersten Bauabschnittes überraschend gekommen war. Als Ergebnis der durch den Wassereinbruch angestellten Ueberlegungen



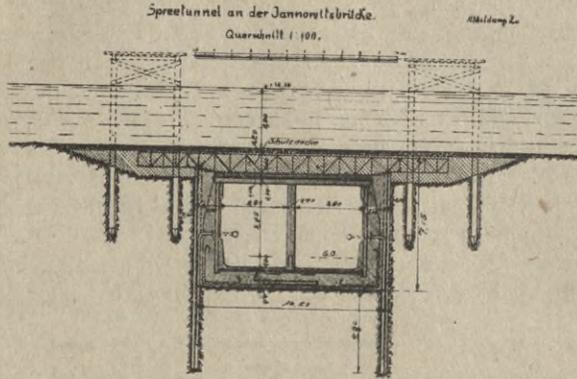
wurde zur Fertigstellung des Bauwerkes ein etwas abgeänderter Entwurf gewählt. Anstelle der hölzernen Spundwände waren tiefere eiserne Spundwände getreten. Für die Absenkungsanlagen wurden die Mammuthpumpen beibehalten, jedoch wurden dieselben über die örtliche Baugrube hinaus auf ein weiteres Gebiet verteilt. In einem besonderen dritten Bauabschnitt wurde das durch den Wassereinbruch zurückgelassene Mittelstück des Tunnels fertiggestellt und die gleichzeitig durch den Wassereinbruch eingetretenen Beschädigungen beseitigt. Die Fertigstellung des Tunnels ist in dieser Weise mit einer durch den Wassereinbruch um etwa 9 Monate eingetretenen Verzögerung im Mai 1913 bewerkstelligt worden.

Die Methode ist in dieser Form bei den späteren Unterwasserkreuzungen nicht beibehalten worden. In bautechnischer Beziehung sind zur Verbesserung der Schifffahrtsverhältnisse sowie zur Vermeidung der bei der ersten Ausführung erkannten Schwächen Abweichungen bei den nachfolgenden Entwürfen vorhanden, auf die jedoch später erst eingegangen werden soll.

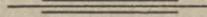
Der zweite soeben fertiggestellte Spreetunnel an der Jannowitzbrücke*), welcher von der Firma Siemens & Halske nach deren Entwürfen ausgeführt wurde, fällt vollends in die Kriegszeit, insofern erst im Dezember 1914 mit dem Bau begonnen wurde. Die Kreuzungsstelle hat eine Länge von 180 m. Im Gegensatz zur Bauweise an der Inselbrücke sind Fangedämme hier nicht verwendet worden; an Stelle dieser ist zur Abdämmung des Spreeflusses eine sogenannte „Schutzdecke“ unter Wasser in Flußsohlenhöhe eingebaut worden, unter dem Schutz derer der Einbau des Tunnels wie an der Inselbrücke erfolgte.

*. Giese: Das Bauverfahren für die Spreetuntertunnelung der AEG-Schnellbahn Gesundbrunnen-Neukölln. Verkehrstechnische Woche vom 5. Dezember 1914.

Die Arbeiten wurden begonnen mit dem Ausbaggern einer Rinne von etwa 1,10 m Stärke entsprechend der Stärke der Schutzdecke; alsdann wurden mit Hilfe eines Notgerüsts eiserne Spundwände von 15 m Länge eingerammt und diese mit Hilfe von Tauchern in Höhe der Sohle der ausgebaggerten Rinne unter Wasser abgebrannt. Auf den abgebrannten Köpfen wurden die Träger der Schutzdecke versenkt und unter Wasser ausbetoniert, nachdem zuvor noch



die Brunnen für die künftige Wasserhaltungsanlage abgeteuft waren. Alsdann wurde in einer zweiten Bauperiode unter dem Schutze der vorgenannten provisorischen Einbauten der eigentliche Tunnelkörper eingebaut, indem, von den Ufern ausgehend, mit Hilfe der Grundwasserabsenkungsanlage die Arbeiten im Trockenen vorgetrieben wurden. Für die Absenkung des Grundwassers sind ausschließlich Kreiselpumpen verwendet worden. Der Tunnelquerschnitt mit Schutzdecke ist auf Abbildung 2 dargestellt.



II. Beschaffenheit des Flußuntergrundes.

Die Kenntnis des Untergrundes ist eine Voraussetzung für jede Absenkungsanlage, ohne Rücksicht auf das Vorhandensein eines Flusses. Wenn trotzdem der Einfluß des Flußuntergrundes hier an erster Stelle in die spezielle Betrachtung hineingezogen wird, so ist damit die Untersuchung der Frage gemeint, inwieweit das Gelingen des Absenkungsverfahrens unter dem Flußlauf durch die mehr oder weniger größere Durchlässigkeit des Flußbettes beeinträchtigt wird.

Bei der Aufstellung der Entwürfe für den ersten Spreetunnel dieser Bauart (Spreetunnel an der Inselbrücke) rückte diese Frage in den Vordergrund. Sie ist in Ermangelung direkter Erfahrung auch verschieden beantwortet worden, insofern selbst Fachleute das Gelingen der Absenkung des Grundwassers mit Rücksicht auf die notwendigerweise eintretende Speisung durch Flußwasser als unmöglich bezeichneten. Ueber den Grad der Durchlässigkeit und der damit in Zusammenhang stehenden Menge des von den Pumpen zu bewältigenden Wassers gingen die Ansichten sehr weit auseinander, so dass für die Bemessung der Anlagen bei der ersten Ausführung nur Annahmen zu Grunde gelegt werden konnten.

Bei der Besprechung des Verhaltens des Flußbettes interessieren die beiden folgenden Fragen:

Ist das Flußbett als praktisch wasserundurchlässig anzusprechen und, falls dies zutrifft, ist die Undurchlässigkeit des Flußbettes Voraussetzung für das Gelingen einer Grundwasserabsenkungsanlage unter dem Fluß?

Inwieweit das Flußbett undurchlässig ist, geht aus der Betrachtung des Zusammenhanges des Fluß- und Grundwasserstromes hervor. Es sei daher zunächst

1. Die Wechselbeziehung zwischen Grund- und Flußwasser

untersucht.

Man darf mit wenigen Ausnahmen in allen Fällen, wo der Wasserstand des Flusses tiefer liegt als der seitliche Grundwasserstand den Fluß als den sichtbaren Teil des Grundwasserstromes ansehen. Demzufolge werden Schwankungen im Grundwasserstrom auch Schwankungen im Flußwasserstand hervorrufen und umgekehrt, wobei sowohl das Steigen des Stromes dem Steigen des Grundwassers folgen kann wie umgekehrt.

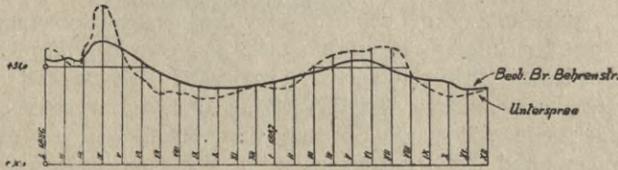
Steigt der Flußwasserspiegel gegenüber dem Grundwasserspiegel rascher an, so findet an den Ufern ein Uebertritt des angestauten Flußwassers in den Grundwasserstrom statt. Beim Fallen des Wassers findet umgekehrt das Abfließen des Grundwasserspiegels in den Fluß statt. Diese Hin- und Rückbewegung des Wassers filtrierte die Bodenschicht und verhindert die andernfalls eintretende Verschlickung der Ufer. Solange diese Hin- und Rückbewegung vorhanden ist, bleibt der Zusammenhang zwischen Fluß- und Grundwasser erhalten.

Es würde danach die künstliche Absenkung des Grundwassers im Flußbett theoretisch nicht möglich sein, insofern infolge des Zusammenhangs mit dem Fluß bei der Grundwasserabsenkung auch das Flußwasser mit ausgepumpt werden müßte, wenn nicht hier die Verschlickung des Flußbettes helfend eingreifen würde. Die Verschlickungseigenschaft des Flußwassers, eine Folge der Ablagerungen im Flußbett, ist eine fast allen Flußläufen innewohnende Eigenart, die mit dem abnehmenden Stromgefälle zunimmt.

Betrachtet man die Grundwasserverhältnisse Berlins in Bezug auf den Spreewasserstand, so ist eine Abhängigkeit beider Ströme erkennbar. Es ist bekannt, daß anlässlich der Spree-

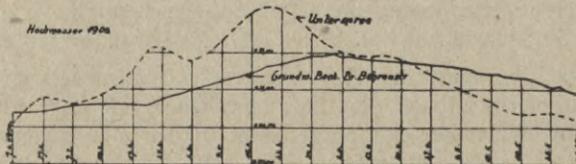
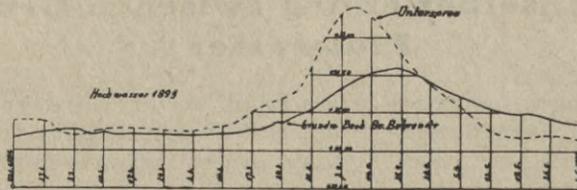
regulierungsarbeiten, die in den Jahren 1885—1894 erfolgten, nicht nur die Hochwasserstände bis über 1,50 m heruntergedrückt wurden, sondern auch im Grundwasserstrom Berlins sich eine entsprechende allgemeine Senkung bemerkbar machte. Abbildung 3 stellt die Schwankungen der Unterspree sowie des Grundwassers an zwei Beobachtungsbrunnen in der Nachbarschaft der Unterspree in den Jahren 1886—1888 dar. Abgesehen von den periodischen Schwankungen in den Unterwasserständen infolge Hochwassers oder größerer Niederschläge, ist ein allmähliches Fallen des Grundwassers gleichzeitig mit dem Flußwasser erkennbar.

Abbildung 3.
Schwankungen der Grund- und Spreewasserstände
vom Januar 1886 bis Dezember 1887.



Während vor der Kanalisierung der Spree das Grundwasser im Süden und Südosten Berlins annähernd die gleiche Höhe hatte, wie das Flußwasser oberhalb der Dammmühlen (heutiger Mühlendamm), ist im Laufe von 20 Jahren als Folge der Regulierung der Grundwasserstand dort um annähernd 1,50 m gesunken und steht damit heute um etwa 1,20 m tiefer als der angestaute Spreewasserstand. Unterhalb der Mühlendamm Schleuse verhalten sich Grundwasserstrom und Spree umgekehrt, insofern durch die Stufe der Spree an

Abbildung 4.
Spree- und Grundwasserstände in Berlin während
der Hochwasserperioden von 1895 bis 1900.



der Mühlendamm Schleuse von rd 1,80 m das Spreewasser unterhalb der Mühlendamm Schleuse niedriger als das Grundwasser ansteht. Erst nach der Charlottenburger Grenze zu spiegelt sich das Grundwasser wieder mit dem Spreewasser ein.

Grundwasserstrom in Berlin
gemäß den Beobachtungen in den Meßbrunnen im Jahre 1899.



Maßstab 1:17.777.

Den Zusammenhang zwischen Spree- und Grundwasser lassen am deutlichsten die Beobachtungen der Hochwasserperioden erkennen. In Abbildung 4 sind die großen Hochwasserwellen Berlins in den Jahren 1895 und 1900 in Vergleich gebracht mit den Grundwasserständen in der Nähe der Spree. Aus den Kurven ist ersichtlich, daß das Hochwasser sich auch im Grundwasser bemerkbar macht, wenn auch, den Reibungswiderständen im Erdreich entsprechend, später und allmählicher.

Angesichts des erkennbaren Zusammenhanges zwischen Spree- und Grundwasser gewinnen die Beobachtungen über die verschlammende Eigenschaft der Spree für die Frage der Grundwasserentziehung unter Flußläufen erhöhtes Interesse.

In dem anliegenden Plan sind die Grundwasser-Tiefenlinien eines Teiles von Berlin eingezeichnet, gemäß den Beobachtungen in den städtischen Meßbrunnen aus dem Jahre 1899. In dem Plan ist die Wirkung der Flußbettverschlammung im angestauten Spreegebiet erkenntlich, insofern dort der Grundwasserstrom unbeschadet des Staus seitlich des Flusses frei abfließt und sich erst wieder hinter der Mühlendammschleuse allmählich mit dem Unterlauf einsiegelt.

Die Ausführung der Spreekreuzungen an der Inselbrücke, an der Jannowitzbrücke und an der Weidendammer Brücke liefert Beispiele großen Maßstabes sowohl für die Verschlammung des Spreebettes als auch für die verschlickende Eigenschaft des Spreewassers selbst.

Trennt man einen Teil des Flusses mit Hilfe von Fangedämmen wasserdicht ab und senkt alsdann das Grundwasser neben oder in dem Fluß ab, so muß bei durchlässiger Flußsohle der Wasserspiegel in dem abgeschlossenen Becken unter dem Einfluß der Grundwasserabsenkung fallen.

Bei Herstellung des zweiten Bauabschnittes des Spreetunnels an der Inselbrücke war in der Nähe der Spree eine Wasserhaltung in Betrieb, als Folge welcher der Grundwasserspiegel unter der Spree abgesenkt war. Durch die Fangedämme des zweiten Bauabschnittes war ein Teil der Spree abgedämmt. Der Wasserspiegel in dem abgetrennten Becken blieb konstant, d. h. es fand keine Wasserabgabe durch die Flußsohle in den Untergrund statt.

Daß der Untergrund wasseraufnahmefähig war, ergab die zweite im Anschluß daran vorgenommene Beobachtung: Es wurden in das Becken Wasserhaltungsbrunnen hineingebohrt, welche eine Verbindung zwischen dem Wasser in dem Becken und dem Untergrund herstellten. Die Folge davon war ein schnelles Sinken des Wasserspiegels in dem Becken durch die Brunnenröhren in den Untergrund. Dieses Abfließen des offenen Wassers ging so schnell vor sich, daß neues Wasser in das Becken hineingelassen werden mußte, um die Standsicherheit der Fangedämme vor deren vollendeten Absteifung nicht zu gefährden.

Die Undurchlässigkeit des Flußbettes wird durch die bereits erwähnte Schlammablagerung bewirkt. Welch' hervorragende Verschlickungseigenschaft die Spree besitzt, geht aus folgender Beobachtung hervor:

Der im Jahre 1912 erfolgte Wassereinbruch beim Spreetunnel an der Inselbrücke setzte bekanntlich auch die anschließende Rampenstrecke, bei welcher die Erdarbeiten in Ausführung begriffen waren, unter Wasser. In 5 Wochen hatte sich auf der Schachtsohle der Rampentunnel-Baugrube eine derartige Schlammsschicht abgelagert, daß eine dort in Betrieb gesetzte Grundwasserabsenkungsanlage das in der Baugrube anstehende offene Wasser nicht zum Abfluß brachte. Dieses Wasser mußte vielmehr mit Hilfe einer besonderen Oberflächen-Wasserpumpe ausgepumpt werden. Bei der Trockenlegung zeigte sich die verschlickende Wirkung des Spreewassers in Form einer abgelagerten, etwa fingerdicken Schlammkruste.

2. Durchlässigkeit der Flußsohle.

Der erkennbare Zusammenhang zwischen Fluß- und Grundwasser schließt jedoch nicht aus, daß der Verschlammung des Flußbettes kein Wert beizumessen sei; wenn auch im Allgemeinen mit der Verschlammung des Flußbettes gerechnet werden kann, so muß die Frage dahin erweitert werden, inwieweit ist die Verschlammung des Flußbettes eine Voraussetzung für das Gelingen der Grundwasserabsenkungsmethode. Zur Prüfung der Frage sei auf die Verhältnisse näher eingegangen, unter welchen bei durchlässiger Flußsohle das Flußwasser in den Untergrund eindringt.

Der Eintritt des offenen Wassers in den Untergrund unterliegt den Gesetzen der Filtration. Beim Durchfließen durch die Bodenschichten hat das Wasser Reibungswiderstände zu überwinden, welche um so größer sind, je weniger durchlässig der Untergrund ist. Die Durchlässigkeit des Untergrundes ist abhängig von der Oberfläche der Sandkörner, sowie deren Rauigkeit und nicht von dem Verhältnis des Poren-Volumens zum Gesamtvolumen der Sandkörner. Es ist bekannt und rechnerisch leicht festzustellen, daß die Hohlräume in einem Kubikmeter groben Schotters, dessen Bestandteile aus gleich großen Kugeln gedacht sind, die gleichen sind, wie die in einem Kubikmeter feinen Sandes, dessen Bestandteile ebenfalls aus Kugeln gleich großen Durchmessers gedacht sind. In der Praxis wird, da die Voraussetzung gleichen Kugeldurchmessers im Untergrund selten zutrifft, die Anwendbarkeit des Satzes nicht überall richtig sein. Sie wird beim feineren Sand, dessen Bestandteile der Kugelform gleichen Durchmessers am nächsten kommen, am ehesten zutreffen. Es ergibt sich ferner unter der gleichen oben gemachten Voraussetzung der Satz, daß sich die Oberfläche aller Sandkugeln umgekehrt proportional zum Durchmesser der Sandkugeln verhält, d. h. je feiner die Sandkörner, umso größer ist die Oberfläche und damit umso geringer die Durchlässigkeit. Die Durchlässigkeit wird für die verschiedenen Bodentarten durch Einführung des Durchlässigkeits-Koeffizienten k festgelegt. Der Wert k wird durch Versuche ermittelt.

Sowohl die in den Untergrund durchsickernde Flußwassermenge als auch die Geschwindigkeit des Sickerwassers wachsen nach dem Darcy'schen Gesetz in direkten Verhältnis zur Druckhöhe und im umgekehrten Verhältnis zur Stärke der durchfließenden Bodenschicht. Betreffs der Uebereinstimmung des Darcy'schen Gesetzes mit den tatsächlichen Beobachtungen wird auf Abschnitt IV, Nr. 1 verwiesen. Nach dem Darcy'schen Gesetz wird die durchsickernde Wassermenge ausgedrückt durch die Formel $Q = k \cdot F \cdot \frac{H}{D}$. Hierbei ist D Filterstärke und H Gesamtdruckhöhe des freien Wassers $T +$ Filterstärke D . $H = T + D$. Da $v = \frac{Q}{F}$ ist, ergibt sich die Geschwindigkeit des durch den Untergrund durchsickernden Wassers zu $v = k \cdot \frac{H}{D}$. Ueber die Richtigkeit des Darcy'schen Gesetzes sind in der Wissenschaft Meinungsverschiedenheiten aufgetreten, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll. Smreker findet im Gegensatz zu der oben aufgestellten Gleichung die Beziehung $v = \sqrt{\frac{1}{\xi}} - \sqrt{2g \frac{H}{D}}$, wobei ξ ein wiederum von der Geschwindigkeit abhängiger Koeffizient und daher nicht konstant ist. Dieser Ausdruck, welcher im Gegensatz zu der Darcy'schen Gleichung die Geschwindigkeit als proportionale Funktion der $\sqrt{\quad}$ aus dem Ausdruck $\frac{H}{D}$ darstellt, führt zu recht verwickelten Ableitungen. In Anbetracht der hier in Frage kommenden geringen Geschwindigkeiten des Sickerwassers erscheint es in allen Fällen für die Praxis zulässig, mit der Darcy'schen Formel zu rechnen.

Berücksichtigt man, daß für das Durchsickern durch Bodenschichten in vertikaler Richtung mit zunehmender Tiefe l auch die Druckhöhe h gleichzeitig wächst auf das Maß $h + l$, so ergibt sich, daß die Geschwindigkeit v_1 , gemessen in einem Meter Tiefe unter der Flußsohle, sich zu der Geschwindigkeit v_2 , gemessen zwei Meter unter der Flußsohle, verhält wie

$$\frac{v_1}{v_2} = \frac{h + l_1}{h + l_2} \cdot \frac{l_2}{l_1} \quad \text{oder} \quad v_1 = v_2 \frac{h + l_1}{h + l_2} \cdot \frac{l_2}{l_1}$$

Da der Multiplikator von v_2 stets größer ist als 1, so ergibt sich, daß die Geschwindigkeit v_1 größer als v_2 ist, d. h. bei konstanter Wasserhöhe h und gleichen Bodenschichten nimmt die

Geschwindigkeit des durchsickernden Flußwassers mit zunehmender Tiefe der zu durchfließenden Schicht ab. Es ist daraus ersichtlich, daß bei konstanter Bodendurchlässigkeit die Anreicherung des Grundwasserstromes durch Flußwasser um so geringer ist, je tiefer der Grundwasserspiegel unterhalb der Flußsohle abgesenkt ist.

Inwieweit das Spiegelgefälle des abgesenkten Grundwassers unter dem Fluß eine Veränderung infolge Anreicherung durch Flußwasser erhält, soll bei der Besprechung des Abschnittes IV erläutert werden.

Damit, unter Voraussetzung einer durchlässigen Flußsohle, die Absenkung des Grundwassers unter den Flußlauf überhaupt möglich ist, muß die Geschwindigkeit des durchsickernden Flußwassers geringer sein, als die des abgesenkten Grundwassers. An der Stelle, wo beide Geschwindigkeiten gleich sind, kann eine Absenkung nicht erzielt werden, d. h. dort muß der Grundwasserspiegel in den Flußuntergrund einschneiden. Je geringer die Geschwindigkeit des durchsickernden Flußwassers ist, um so weiter wird sich die Grundwasserabsenkungskurve unter dem Flußlauf als unabhängige Kurve erstrecken. Für die Geschwindigkeit des abgesenkten Grundwassers gilt folgendes:

Während beim Durchsickern des Flußwassers durch die wasserdurchlässige Flußsohle die Bewegung durch die Druckhöhe des offenen Wassers erfolgt, ist bei der Grundwasserabsenkung eine künstliche Kraft erforderlich. Die Bewegung des Grundwasserstromes bei der künstlichen Absenkung beruht darauf, daß mit Hilfe einer besonderen Kraft das Grundwasser an einem Punkte dem Erdreich entzogen wird. Da der Zufluß des Grundwasserstromes infolge der Reibung im Erdreich eine Hemmung erfährt, tritt die durch die Entziehung des Grundwassers eingetretene Senkung des Grundwasserspiegels nicht gleichmäßig auf, sondern nimmt ab mit zunehmender Entfernung vom Absenkungszentrum. Das so hervorgerufene Spiegelgefälle des abgesenkten Grundwasserstromes ruft eine Bewegung desselben nach den tiefsten Punkten hervor. Die Darcy'sche Gleichung $v = k \cdot \frac{H}{D}$ hat ihre Gültigkeit für die Geschwindigkeit, mit welcher sich das abgesenkte Grundwasser bewegt, wenn unter dem Werte H der Druckhöhenverlust verstanden wird, welcher infolge Reibung bei der Bewegung des Wassers auf der Wegstrecke D eintritt. Der Druckhöhenverbrauch im Erdreich wächst mit zunehmender Entfernung vom Absenkungsbrunnen bis zu dem Punkte, in welchem die ganze Druckhöhe aufgebraucht ist; dort geht das Gefälle des abgesenkten Grundwassers in das des natürlichen über. Das Spiegelgefälle des abgesenkten Grundwasserstandes ist entsprechend dem stetig wechselnden Ausdruck $\frac{H}{D}$ eine stetig gekrümmte Linie,

Um den Einfluß des Flußwassers bei nicht vollkommen durchlässiger Sohle auf den abgesenkten Grundwasserstand zu erläutern, soll nachfolgendes Beispiel unter Zugrundelegung bestimmter für Berlin hauptsächlich maßgebenden Verhältnisse angeführt werden:

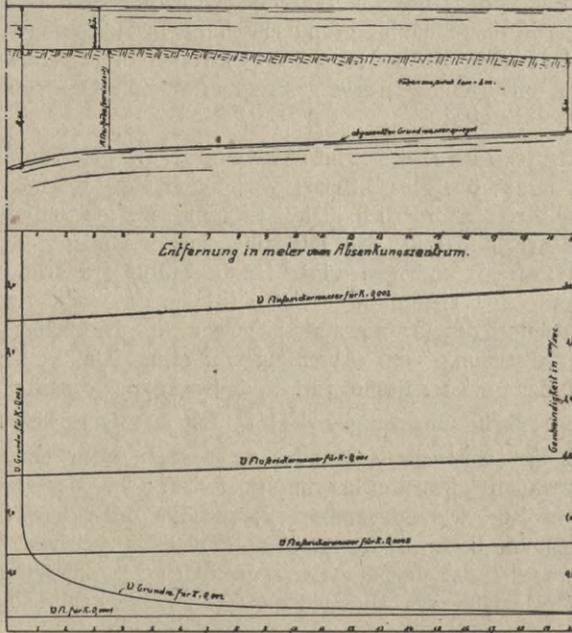
Es sind die Geschwindigkeitswerte des abgesenkten Grundwasserspiegels für eine größte Absenkungstiefe von 10,20 m, nach der Formel $v = k \cdot \frac{H}{D}$ errechnet; k ist hierbei mit 0,002 eingesetzt. Die Werte H (Druckhöhenverlust zwischen zwei benachbarten Punkten in Abständen D von einander) sind errechnet unter Zugrundelegung einer als Beispiel dienenden Absenkungsanlage unter der Spree. Die errechneten Geschwindigkeiten an den verschiedenen Punkten der Absenkungskurve sind in Abbildung 5 als Ordinaten aufgetragen, während als Abszisse die Entfernung der Punkte vom Absenkungszentrum für $D = 1$ m bis $D = 20$ m eingetragen ist.

Es ist ferner die Geschwindigkeit des durch die Flußsohle durchsickernden Flußwassers als Funktion verschiedener Durchlässigkeitswerte berechnet für eine durchschnittliche Wassertiefe von 3 m und eine entsprechend dem abgesenkten Grundwasserstand veränderliche Filterhöhe. In dem gewählten Beispiel schwankt die Filterhöhe von 8,20 m bis 5,30 m. Die so gefundenen Sickerwassergeschwindigkeiten sind, wie die Kurven ergeben, für Durchlässigkeitswerte von $k > 0,0001$ im allgemeinen höher als die Grundwassergeschwindigkeit.

Es ist aus dem Beispiel ersichtlich, daß, falls die Sohle des Flußlaufes von gleicher Durchlässigkeit ist wie der normale Untergrund des Absenkungsgebietes ($k=0,002$), die Absenkung unter dem Fluß praktisch undurchführbar ist, insofern die sekundlich zufließenden Flußwassermengen innerhalb des ersten Meters von dem Absenkungszentrum aus bereits höher sind als die abfließenden Grundwassermengen. Bei einer Durchlässigkeit der Flußsohle von $k=0,0001$, d. h. von $1/20$ der Durchlässigkeit des grundwasserführenden Untergrundes ergibt sich eine unabhängige Grundwasserkurve bis zu einer Entfernung von nur 20 m vom Absenkungszentrum.

Abbildung 5.

Geschwindigkeit der Aufsteckermassen bei verschiedener Durchlässigkeit der Flußsohle und Abflussgeschwindigkeit der abgesenkten Grundwasserstromes bei konstanter Bodendurchlässigkeit.



Das Ergebnis deutet darauf hin, daß das Vorhandensein einer im gewissen Sinne undurchlässigen Flußsohle die Absenkung des Grundwasserstromes unter dem Fluß erst ermöglicht. Andererseits dürfen die gewonnenen Resultate nicht falsch eingeschätzt werden. Es ist bereits oben auf die die Flußsohle dichtende Schlammablagerung hingewiesen und in mehreren Beispielen die hervorragende Verschlickungseigenschaft der Spree nachgewiesen. Wo immer infolge der Bauarbeiten eine Verletzung der Schlammschicht auf der Flußsohle eintritt, kann mit einer verhältnismäßig schnellen Neubildung derselben gerechnet werden, vorausgesetzt, daß die Vorbedingungen für die Schlammablagerung, wie sie in dem nächsten Abschnitt noch weiter behandelt werden, nicht zerstört werden.

3. Mittel zur Verminderung der Durchlässigkeit.

Aus dem Vorhergesagten geht hervor, daß die Erhaltung der vorhandenen wasserundurchlässigen Flußsohle bei dem Absenkungsverfahren unter dem Fluß von großer Bedeutung ist. Es liegt daher nahe, die Frage zu erörtern, inwieweit kann die Undurchlässigkeit der Flußsohle künstlich vervollkommenet werden oder welche Mittel gibt es, um bei einer Zerstörung der undurchlässigen Schlammschicht das Eintreten des Flußwassers in den Untergrund zu verhindern. Nach Ansicht des Verfassers ist in allen Fällen, wo die undurchlässige Flußsohle aus baulichen Maßnahmen zerstört werden muß, hauptsächlich dafür Sorge zu tragen, daß der Fluß vermöge

seiner natürlichen Verschlickungseigenschaft die ursprüngliche undurchlässige Sohle wieder herzustellen vermag. Kein künstliches Mittel ist in der Lage, hinsichtlich seiner Wirkung diesem natürlichen Vorgang gleich zu kommen. Beim Bau des Spreetunnels an der Inselbrücke sind künstliche Mittel zur Anwendung gekommen, ohne daß man jedoch in der Lage ist festzustellen, inwieweit ihre Verwendung von besonderem Erfolg gewesen ist.

Als künstliche Mittel kommen in Frage:

1. Schaffung einer Ton- oder Lehmdecke auf dem Flußuntergrund in einem bestimmten Umkreis um die Baustelle.

Wenn auch nachgewiesen ist, daß nur geringe Ton- oder Lehmbeimengungen im Untergrund in der Lage sind, dessen Undurchlässigkeit wesentlich zu erhöhen, so ist die Lehmdecke der Verschlickung in weit geringerem Maße zugänglich als der reine Sandboden. Die natürliche und hervorragende Abdichtung, die der Fluß selbst auszuführen vermag, wird hintangehalten. Abgesehen davon ist die Lehmdecke nicht in der Lage, sich jederzeit eng an die Absteifung der Baugrube anzuschmiegen, da der Böschungswinkel des Lehmbodens steiler als der des Sandbodens ist. Damit ist die Möglichkeit von schädlichen Hohlräumen zwischen Baugrubenabsteifungswänden und Lehmschicht gegeben.

Nach Beendigung des zweiten Bauabschnittes des Spreetunnels an der Inselbrücke wurde als Ersatz für die entfernte Schlammdecke auf der Flußsohle eine etwa 20 cm starke Lehmdecke aufgebracht. Ueber denn Erfolg dieser Maßnahme läßt sich nur schwer etwas feststellen.

2. Betonschüttung unter Wasser als Ersatz für die entfernte Schlammdecke.

Dieser Betonschüttung haftet derselbe Nachteil in noch erhöhtem Maße an, wie bereits unter 1 bei Besprechung der Lehmdecke angeführt, insofern die Betondecke einen starren Körper auf dem Flußuntergrund darstellt, welcher die Verschlammung der Sohle, wenn nicht unmöglich macht, so doch außerordentlich verzögert. Berücksichtigt man obendrein die Kosten, die zur Herstellung einer derartigen Abdichtung, selbst unter der Voraussetzung, daß die Betondecke nur eine geringe Stärke aufweist, aufzuwenden sind, so dürfte ersichtlich sein, daß die Anbringung eines derartigen Schutzes mehr Nachteile als Vorteile im Gefolge hat.

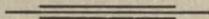
3. Abdichtung der Flußsohle mit Hilfe eines wasserundurchlässigen Segeltuches.

Dieses Mittel ist in größerem Maßstabe nach Kenntnis des Verfassers zum ersten Male bei der Herstellung des Spreetunnels an der Inselbrücke zur Anwendung gekommen; jedoch war die Verwendung nicht bei der Entwurfsbearbeitung von vornherein vorgesehen; sie ergab sich im Laufe der Bauausführung aus der Notwendigkeit heraus, aufgetretenen Quellbildungen in der Baugrube den Weg zu verbauen. Es wurden bei der genannten Spreekreuzung insgesamt rund 2000 qm wasserundurchlässiges Segeltuch verlegt, und damit ein Teil der Flußsohle von der Einfassung der Baugrube bis zum gegenüberliegenden Ufer abgedeckt.

Die Kosten einer derartigen Schutzmaßnahme sind im allgemeinen sehr hoch, da die Verlegung, wenn der ganze Zweck nicht hinfällig sein soll, außerordentlich sorgfältig vor sich gehen muß. Die Verlegung des oben erwähnten Segeltuches geschah in mehreren Streifen von etwa 12 m Breite; an den Stoßstellen, die sich reichlich überdeckten, sowie an den Enden war Belastung aufgebracht. Die Ansichten über den Erfolg dieser Maßnahmen gehen auseinander. Direkte Hinweise für die Zweckmäßigkeit dieser Anordnung sind bei der Ausführung nicht erbracht worden. Es verdient hier erwähnt zu werden, daß bei der im Jahre 1914 in Angriff

genommenen Flußkreuzung an der Jannowitzbrücke aus dem gleichen Gedanken heraus bereits in dem Entwurf die Verlegung eines Segeltuchstreifens über und zu beiden Seiten der Baugrube in Aussicht genommen war. Versuche, welche vorher mit dem Segeltuch angestellt wurden, ergaben, daß dasselbe bei längerem Lagern unter Wasser (2 Monate) vollständig verfaulte. Mit Rücksicht hierauf ist das Verlegen eines Segeltuches bei der genannten Flußkreuzung unterblieben. Es haben sich durch das Fehlen desselben keinerlei Nachteile bei der Ausführung herausgestellt.

Zusammenfassend kann behauptet werden, daß, wo nicht besondere Fälle besondere Schutzmaßnahmen rechtfertigen, im allgemeinen die Herstellungskosten zur künstlichen Dichtung der Flußsohle in keinem Verhältnis zu den damit erzielten praktischen Vorteilen stehen.



III. Einfluß der Veränderungen im Untergrund während der Bauausführung.

Wenn bei Besprechung des Einflusses der Beschaffenheit des Flußuntergrundes das Ergebnis darauf hinauslief, daß für das Gelingen der Absenkungsmethode ein in gewissem Sinne undurchlässiges Flußbett erforderlich ist, und wenn die Besprechung weiter ergeben hat, daß diese Bedingung im allgemeinen sich bei allen Flußläufen infolge ihrer Schlammablagerungen auf dem Untergrund erfüllt, so könnte es den Anschein haben, als ob damit eine weitere Erörterung der Absenkungsmethode für die Anwendung bei Flußübertunnelungen sich erübrige. Mit der Ausschaltung des Einflusses des offenen Wassers könnte der Anschein erweckt werden, als ob dadurch die Flußuntunnelung dem Gebiete des Wasserbaues entzogen wird, und die weitere Behandlung der Aufgabe dem Gebiet der Straßen- und Tiefbautechnik zufällt. Es kann nicht geleugnet werden, daß die Methode, nicht zuletzt wegen der großen Einfachheit in der Ausführung, leicht dazu verleitet, aus Gründen der Wirtschaftlichkeit, Vereinfachung und Verbilligung vorzunehmen, die, an falscher Stelle angewendet, leicht außerordentlich verhängnisvolle Folgen nach sich ziehen.

Es darf nicht außer Acht gelassen werden, daß bei der Absenkungsmethode das offene Flußwasser ausgeschaltet wird, ohne daß eine besondere Gegenwirkung eingesetzt wird. Im Gegensatz zu dem bekanntesten Unterwasser-Bauverfahren, der Druckluftgründung, bei welchem dem Eindringen des Wassers der Gegendruck der komprimierten Luft das Gleichgewicht hält, wird das offene Flußwasser zurückgehalten von der Baugrube durch einen Bodenkern, dessen natürliche oder künstliche Veränderung während der Bauausführung den vorhandenen Gleichgewichtszustand sofort und unter Umständen vollkommen zu zerstören vermag.

Erschwerend tritt hierbei die Tatsache hinzu, daß alle Veränderungen im Untergrund, da unter Wasser, dem Auge unbemerkt bleiben und die Folgen davon meistens überraschend eintreten.

Der Wassereinbruch beim Bau des Spreetunnels an der Inselbrücke im März 1912 hatte, wie später noch ausgeführt wird, so schwache Vorboten, daß, noch ehe dieselben richtig erkannt wurden, der Einbruch des Wassers bereits eingetreten war.

Es muß sowohl in der Entwurfsbearbeitung als auch in der Ausführung das Bestreben in den Vordergrund treten, den Bodenkern zwischen offenem Wasser und Tunnelbaugrube in seiner Lage zu erhalten. Es soll im Nachfolgenden die Art der auftretenden Bodenveränderungen, deren Folgen für die Bauausführung, sowie die Mittel untersucht werden, um die Entstehung und Wirkung derartiger Veränderungen zu verhindern.

1. Auswaschungen und Kolke infolge Hochwassers oder Staubildungen.

Bei allen Flüssen besteht mehr oder weniger die Gefahr, daß bei Hochwasser Auswaschungen der Sohle des Flusses stattfinden. Es darf daher diese Frage nicht ungeprüft bleiben; sie gewinnt eine um so höhere Bedeutung, als zum Zwecke der Untertunnelung in den meisten Fällen vorübergehende Einschnürungen des offenen Flußlaufes erforderlich werden. Die mit den Bauarbeiten zusammenhängenden Eindämmungen, wie Fangedämme und

ähnliche Einbauten geben leicht den Anlaß zu Stau- und Strudelbildungen. Auch Kähne, welche zum Zwecke der Baustofftransporte während der Bauzeit im offenen Flußbett eine dauernde Lagerstätte erhalten, können den Eindämmungen insofern in ihrer Wirkung gleichkommen, als durch sie eine Einschnürung des Durchflußquerschnittes eintritt. Außer diesen sich natürlich vollführenden Flußbettvertiefungen kommen hier noch die in Frage, welche aus baulichen Maßnahmen vor der Ausführung erforderlich werden. Hierher gehören das Ausbaggern der Flußsohle, sei es als Ausgleich für etwa durch Fangedämme hervorgerufene Einschnürungen, sei es aus konstruktiven Gesichtspunkten.

Hinsichtlich des Einflusses derartiger Vertiefungen in der Flußsohle auf die Bauausführung kommen zwei Gesichtspunkte in Frage:

a) Verringerung der Dichtigkeit der Flußsohle.

Unter Hinweis auf das in Abschnitt II über die Durchlässigkeit Gesagte, leuchtet ein, daß in der künstlichen oder natürlichen Entfernung der Schlammschicht der Flußsohle ein Nachteil für die Bauausführung liegt, insofern damit eine Anreicherung des Grundwassers durch Flußsickerwasser eintritt. Wesentlich für die Wirkungen derartiger Bodenvertiefungen ist es, festzustellen, ob die Flußwasserverhältnisse nicht eine solche Aenderung erfahren haben, daß dadurch die natürliche Verschlammung der Flußsohle verhindert wird. Künstliche Vertiefungen, wie Ausbaggerungen, ermöglichen im allgemeinen eine rasche Verschlammung des Untergrundes. Unangenehmer in dieser Hinsicht sind die natürlichen Auskolkungen, insofern bei ihnen der natürliche Verschlickungsprozeß sich nicht oder nur langsam vollführt.

Es ergibt sich daraus die Notwendigkeit, allen Kolkbildungen im Flußuntergrund genügend Beachtung zu schenken, ihre Entstehung durch periodisches Abpeilen der Flußsohle festzustellen und durch entsprechende Schotterschüttung rechtzeitig dem Weiterumsichgreifen der Auskolkungen Halt zu gebieten. Erst nach Beseitigung der Kolkbildungen in der Flußsohle ist die Möglichkeit zu ihrer Verschlammung gegeben.

b) Verkürzung des zwischen Flußsohle und Baugrubensohle vorhandenen Bodenkerns.

Nicht nur die Druckhöhe des offenen Flußwassers wächst im ungünstigen Sinne um das Maß der Auskolkung, auch der Angriffspunkt des offenen Wassers rückt näher an die trocken zu haltende Baugrube; da der trennende Bodenkern allein die Verbindung zwischen Fluß und Tunnelbaugrube verhindert, so leuchtet ein, daß die Sicherheit der Ausführung abnimmt mit der Verkürzung der Weglänge des offenen Wassers zur Baugrube. Jede gewollte oder ungewollte Vertiefung der Flußsohle muß daher als eine Beeinträchtigung der Sicherheit der Ausführung bezeichnet werden. Wo dieselbe nicht zu vermeiden ist bzw. ihr Eintritt befürchtet werden kann, muß durch andere Mittel, wie tiefere Spundwände, Abdämmung des Flusses im größeren Abstand von der Baugrube die Weglänge des offenen Wassers um das Maß der Vertiefung vergrößert werden. Soweit die Baugruben-Einfassungswände als Mittel hierfür in Frage kommen, wird auf das hierüber in Punkt 4 Gesagte näher verwiesen.

2. Verletzung des Flußuntergrundes durch provisorische Einbauten.

Während unter 1) diejenigen Veränderungen des Flußuntergrundes besprochen sind, die verhältnismäßig leicht erkennbar und damit in ihrer Wirkung weniger gefährlich sind, kommen im Nachfolgenden diejenigen Veränderungen zur Sprache, deren Entstehung in den meisten Fällen nicht erkannt wird und denen infolgedessen auch meist nicht genügend Rechnung getragen wird.

Es ist eine kaum zu vermeidende Begleiterscheinung einer jeden Flußuntertunnelung, daß um die eigentliche Tunnelbaugrube herum vorübergehend Einbauten in den Untergrund ein-

getrieben werden müssen. Hierher gehören Einrammen von Fangedämmen, Leitwerken, Gerüsten, sowie auch Bohren von Grundwasserabsenkungsbrunnen. Eine schädliche Wirkung dieser Einbauten auf die Bauausführung kann beim Entfernen derselben auftreten, insofern bleibende, je nach der Art der beseitigten Einbauten mehr oder weniger gefährliche Zerstörungen im Flußuntergrund entstehen. Es ist damit nicht gesagt, daß durch die Entfernung von vorübergehenden Einbauten notwendigerweise bleibende Vertiefungen im Untergrund zurück bleiben müssen, es genügt jedoch die Tatsache, daß dieselben, wie noch nachgewiesen werden soll, eintreten können, um in Anbetracht ihrer Gefährlichkeit für die Bauausführung hierbei die größte Vorsicht zu rechtfertigen.

Die durch Entfernen der Einbauten hervorgerufenen verbleibenden Verletzungen des Untergrundes sind während der Bauausführung gefährlich. Die Gefahren sind dreierlei Natur:

a) Von diesen so geschaffenen Tiefpunkten aus, die Wasseradern ähneln, sickert das Flußwasser mit einem Geschwindigkeitszuwachs, entsprechend der erhöhten Druckhöhe, in den Untergrund und erhöht den Wasserandrang nach der Baugrube zu.

b) Der Bodenkern zwischen Flußsohle und Baugrubensohle wird um das Maß der Vertiefung in der Sohle verringert und damit der Angriffspunkt des offenen Wassers um ein Erhebliches zu Ungunsten der Bauausführung verlegt.

c) Ganz besonders ungünstig liegen die Verhältnisse, wenn die beim Herausziehen der Einbauten geschaffenen Tiefpunkte im Untergrund den abgesenkten Grundwasserspiegel anschnneiden. In diesem Falle steht der abgesenkte Grundwasserstrom in Verbindung mit dem Flußwasserspiegel. Der Wasserdruck des Flußwassers hat im Gegensatz zu früher auf eine große Tiefe hin einen hydrodynamischen Charakter; den gewaltsamen Druckausgleich zwischen Flußwasserstand und abgesenktem Wasserstand in der Tunnelbaugrube steht hindernd nur der Reibungswiderstand in dem um das erhebliche Maß der Vertiefung eingeschränkten Erdkern entgegen. Daß diese durchaus ungesunden baulichen Verhältnisse leicht zu Wassereinbrüchen führen, dürfte ohne besondere Erörterung einleuchten. Auf die Wichtigkeit einer tiefen Absenkung des Grundwassers, die sich aus dem Vorhergesagten für die Bauausführung unter Wasser ergibt, wird näher in Abschnitt IV eingegangen.

Die Bildung von bleibenden Vertiefungen im Erdreich beim Entfernen von Einbauten ist durch Beobachtungen bei Ausführung der bereits erwähnten Unterwassertunnel nachgewiesen.

Beim Bau des Spreetunnels an der Jannowitzbrücke sind zu einer Zeit, als Grundwasserabsenkungsanlagen nicht in Betrieb waren, d. h. zu einer Zeit, wo der Untergrund unter dem Fluß wasserführend war, Pfähle und Brunnenrohre, letztere bis zu 20 m Bohrtiefe, unter die Flußsohle eingetrieben worden. Die Pfähle bzw. Rohre sind innerhalb der später trocken zu legenden Baugrube eingetrieben und waren daher für Beobachtungszwecke besonders geeignet. Pfähle und Rohre wurden durch Herausziehen beseitigt und alsdann die auf Seite 8 erwähnte Schutzdecke als Abschluß des Spreewassers eingebaut. Nachdem mehrere Monate später unter dem Schutze der Grundwasserabsenkungsanlagen diese Stellen in der Baugrube sichtbar vor Augen lagen, waren von verschiedenen Holzpfählen die im Erdreich zurückgelassenen Löcher auf mehrere Meter Tiefe noch vorhanden. Als besonders krasses Beispiel mag angeführt werden, daß ein etwa 20 m tiefes Bohrrohr, welches vom Fluß aus durch die Flußsohle ins Erdreich eingebohrt wurde, beim Ziehen ein etwa 20 m tiefes Loch im Erdreich zurückließ. In das Bohrloch wurde mehrere Stunden nach Entfernung des Bohrrohres ein schwächeres Rohr 20 m tief eingesetzt, ohne daß dieses schwächere Rohr mit dem Erdreich in Berührung gekommen war.

Da die Erkennung derartiger ungewollten Vertiefungen im Flußuntergrund nur schwer möglich ist, ergibt sich, daß zur Vermeidung der damit verknüpften Gefahren für die Bauausführung alle Einbauten während der ganzen Bauzeit der Bauausführung tunlichst bestehen bleiben sollen. Wo dies mit Rücksicht auf die besonderen Verhältnisse nicht angängig ist, sollen dieselben unter Wasser in Flußsohlenhöhe abgeschnitten werden. Es steht diese Maßnahme zwar

in Widerspruch mit den behördlichen Vorschriften, wonach alle provisorischen Einbauten aus dem Untergrund entfernt werden müssen, jedoch läßt sich ein Mittelweg dahin finden, daß die Einbauten vorübergehend unter Wasser abgeschnitten werden und nach Beendigung der Bauarbeiten die im Untergrund stehen gebliebenen Teile nötigenfalls mit Zuhilfenahme des Tauchers herausgezogen werden.

Ein weiteres Mittel beruht darauf, den Weg des Flußwassers um das Maß der im Untergrund geschaffenen Vertiefung zu vergrößern, durch Verwendung entsprechend tiefer Spundwände oder durch Fernhalten des Flusses mit Hilfe weit hinausgeschobener Fangedämme. Das letztgenannte Mittel ist in den wenigsten Fällen zugänglich, da damit eine weitere Inanspruchnahme des Flußbettes, namentlich an der Kopfseite eines Bauabschnittes verknüpft ist. Das erstgenannte Mittel der Verwendung tieferer Spundwände ist ohne verhältnismäßig große Kosten in den meisten Fällen erreichbar.

Die Bedeutung der Spundwand ist in dem besonderen Punkt 4 behandelt. Es mag genügen, hier derselben als wirksamen Schutz gegen ungewollte Verletzungen des Flußuntergrundes Erwähnung zu tun.

3. Veränderung des Untergrundes infolge Nachgiebigkeit der Absteifungswände.

Bei allen Bauwerken, ohne Rücksicht darauf, ob dieselben dem Tiefbau oder dem Wasserbau angehören, ist es eine technische Notwendigkeit, die Einfassungswände der Baugrube so zu gestalten, daß eine Lockerung des dahinter liegenden Erdreichs vermieden wird. Während beim Tiefbau die Folgen einer Nachgiebigkeit der Absteifungswände klar zu Tage liegen, insofern Pflastersackungen, Undichtwerden, bezw. Brechen von Leitungen, Ribbildungen in Gebäuden und dergleichen als Folge des Nachsackens des Untergrundes auftreten, sind diese Befürchtungen bei Wasserbauten nicht vorhanden. Es könnte daher den Anschein erwecken, als ob die Stabilität der Absteifungswände im Wasserbau nicht annähernd die Bedeutung besitzt, wie bei Tiefbauten. Der wesentliche Unterschied beruht darauf, daß von den Folgen einer mangelhaften Baugrubeneinfassung im Tiefbau nicht der eigentliche Bau selbst, sondern die umliegenden Bauwerke betroffen werden, während bei der hier behandelten Wasserbaumethode die Nachgiebigkeit der Absteifungswand den eigenen Bau in Mitleidenschaft zieht. Das gefährdende Moment liegt in der Gefahr der Spaltbildungen hinter den Absteifungswänden. Es ist bereits in Punkt 2 dieses Abschnittes dargelegt, daß selbst der Sand des Berliner Untergrundes unter dem Druck des offenen Flußwassers nicht notwendigerweise zusammenschwimmt. In Uebertragung dieses Gesichtspunktes auf die Baugrubenabsteifungswände bedeutet die Nachgiebigkeit derselben die Gefahr der Spalt- oder Fugenbildung hinter der Wand. Bevor auf die Wirkung der Spaltbildung hinter der Absteifungswand infolge Bewegung, Durchbiegung oder Nachgiebigkeit derselben näher eingegangen wird, sollen auch hier wieder die diesbezüglichen Beobachtungen bei der Ausführung der mehrfach genannten Unterwassertunnel zur Illustration näher erläutert werden:

Beim Bau des Tunnels an der Jannowitzbrücke, bei welchem die Baugrubeneinfassung aus 11 m tiefen eisernen Spundwänden bestand, konnte aus Konstruktionsrücksichten die obere Absteifung der Spundwand erst eingebracht werden, nachdem die Spundwand bereits teilweise dem Erd- und Wasserdruck ausgesetzt war. Als obere Steife diente die auf Abbildung 2 (Seite 8) dargestellte Schutzdecke. Das dort gewählte Bauverfahren hatte zur Folge, daß die Verkeilung der Schutzdecke mit der eisernen Spundwand (d. h. die erste Absteifung der Spundwand) laufend mit der Ausschachtung im Trockenen nachgeholt werden mußte, zu einer Zeit, wo die Ausschachtung nur 90 cm unter der Schutzdecke betrug, also zu einer Zeit, wo für die Arbeit nur eine Kriechtiefe vorhanden war. Wenn auch den Erfordernissen der statischen Untersuchung entsprechend vorgegangen wurde, hat doch die Beobachtung ergeben, daß an einer Stelle, offenbar vor Anbringung der genannten Verkeilung, die

Spundwand bereits eine leichte Ausbiegung zu machen in der Lage war. Beim Anbohren der Spundwand in Abständen von 5 zu 5 m zur Ermittlung des hinter derselben vorhandenen Wasserstandes wurde die Bildung eines Spaltes in einer Länge von 10 m Tunnelwand festgestellt; die Entstehung des Spaltes kann nur mit den oben erwähnten Ursachen erklärt werden. Der Fußpunkt des Spaltes wurde an Hand der zum Ausspritzen des Spaltes benötigten Preßzementmenge als bis zu 4 m Tiefe herunterreichend errechnet. Daß das Wasser der offenen Spree in der Fuge hinter der Spundwand stand, ergab die Beobachtung des beim Anbohren der Spundwand austretenden Wasserstrahles.

Ueber den Einfluß derartiger Fugenbildungen auf die Sicherheit der Bauausführung gilt in erhöhtem Maße das bereits unter Punkt 2 Gesagte.

Abgesehen davon, daß die Baugrubenabsteifungswand dem vollen Wasserdruck ausgesetzt wird, ist für den Fall nicht dicht geschlossener Spundwände das unmittelbare Eintreten des offenen Wassers in die Baugrube und des damit zusammenhängenden Mitreißen von Sand vor dem Nachdichten der Wand ermöglicht. Daß damit das Gefüge des Erdreichs hinter der Absteifungswand eine gefährliche Lockerung erhält, liegt auf der Hand. Ein folgeschwerer Nachteil für die Bauausführung liegt jedoch darin, daß der Weg des offenen Wassers zur Baugrubensohle um das Maß der Spalttiefe verringert wird.

Die Ueberwindung der Reibungswiderstände auf dem Wege zur Baugrube wird dem unter großem Druck stehenden Wasser noch erheblich erleichtert, wenn der Spaltfußpunkt in den abgesenkten Grundwasserstrom einschneidet. Das Eindringen des Flußwassers in die trockene Baugrube hängt in solchem Falle nur von der Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit der Grundwasserabsenkungsanlage ab. Es kann bei diesem Zustand beispielsweise das Heruntertreiben eines Bohrrohrs in der trockenen Baugrube genügen, um durch Aufheben des Erdwiderstandes in dem Bohrrohr das Eindringen des Flußwassers in die Baugrube zu erzielen. Ist die Verbindung soweit hergestellt, so ist das Vollaufen der Baugrube trotz stärkster Anspannung der Pumpen nicht zu verhindern. Gar zu leicht findet hierbei der Uebertritt des Flußwassers in die Baugrube mit derartiger Beschleunigung statt, daß der zwischen Baugrube und Flußsohle vorhandene Erdkern in Bewegung gerät und damit Kolkbildungen und die Lockerung des ganzen Gefüges der Baugrube notwendigerweise zur Folge hat. Dieser plötzliche hydrodynamische Druckausgleich, der „Wassereinbruch“ ist es, welcher die bekannte zerstörenden Begleiterscheinungen hervorruft.

Angesichts der Bedeutung der starren Absteifung für die Ausführung muß nach dem Vorhergesagten Wert darauf gelegt werden, sich jederzeit über das Vorhandensein unnachgiebiger Absteifungswände Gewißheit zu verschaffen. Wo immer die bei der Ausführung verwendeten Spundwände freigeschachtet werden, wird das einfachste Mittel zur Feststellung der Standicherheit der Baugrubenwände in dem Anbohren derselben liegen. Da das Anbohren der Wände ohnehin den Vorteil mit sich bringt, über den Stand des abgesenkten Grundwassers außerhalb der Baugrube Aufschluß zu geben, wird dieses Mittel besonders empfehlenswert sein. In dem Falle, wo Spundwände zur Abhaltung des offenen Flußwassers in den Fluß hingerammt und nicht freigeschachtet werden, ist allerdings dieses Mittel nicht anwendbar. Hier kann nur ein vorsichtiges Abpeilen mit einer Peilnadel bis hart an die Spundwand heran unter Umständen den gewünschten Aufschluß bringen.

Die Mittel, um den schädlichen Einwirkungen der Nachgiebigkeit der Absteifungswände wirksam entgegenzutreten, sind dreierlei Art:

a) Durch vorsichtige Wahl der Abstützungspunkte, wobei als Stützpunkt nur solche in Frage kommen, die als starre, unnachgiebige Widerlager anzusprechen sind. Grundsätzlich kann der Flußuntergrund nicht als starres Widerlager in diesem Sinne angesprochen werden. Im Vergleich zur Festigkeit der Spundwände besitzt der Flußuntergrund nicht die Merkmale, welche eine Einspannung der Spundwand darstellen. Wo irgend zugänglich, rechne man daher nicht mit dem Auflager der Spundwand im Erdreich, sondern schaffe unmittelbar nach dem

Freilegen der Einspannungsstelle eine starre Abstützung durch besondere Steifen. Wo dies nicht durchführbar, ersetze man die einfache Spundwand durch eine doppelte fangedammartig, wobei die dem offenen Wasser abgekehrte Seite nur den Zweck der Standsicherheit der äußeren Hauptsundwand besitzt und dementsprechend auch nicht so tief ins Erdreich herunterreichen braucht und auch nicht notwendigerweise bis zur Wasserhöhe heraufreichen muß. Da jedoch auch die Durchbiegung der Spundwand zwischen den eingebrachten Absteifungen dieselben Gefahren nach sich ziehen kann, vermeide man allzugroße Feldweiten in der Absteifung auf die Gefahr hin, durch die Häufigkeit der Absteifungen eine Verbauung der Baugrube und eine Behinderung in den Bauarbeiten hervorzurufen. Diese Opfer müssen der Sicherheit der Ausführung gebracht werden. Bei der statischen Untersuchung der Einfassungswände soll weniger die zulässige Spannung für die Bemessung der Spundwände maßgebend sein, sondern die als zulässig erachtete Durchbiegung.

b) Durch Versteinerung des hinter der Spundwand liegenden Erdreichs, nachdem die Feststellung ergeben hat, daß die ursprüngliche Lagerung der Bodenschichten eine Aenderung erlitten hat. Diese Versteinerung in der Form des Einspritzens von flüssigem Zement durch besondere in die Spundwand eingebohrte Löcher ist auch dann von Vorteil, wenn nur die Befürchtung für Spaltbildungen, ohne den Beweis dafür zu besitzen, nahe liegt. Die örtlichen Verhältnisse müssen dabei allein Aufschluß geben, inwieweit Teile der Baugrubenabsteifungswände durch Versteinerung einer besonderen Sicherung bedürfen.

c) Ein weiteres Mittel liegt darin, daß die Bewegung der Absteifungswände in den Bereich der Möglichkeit gezogen wird, und die sich daraus ergebenden Gefahren beseitigt werden durch Herunterführen der Spundwände um ein solches Maß, daß den evtl. Spaltbildungen im Erdreich und der damit in Zusammenhang stehenden Verlegung des Angriffspunktes des offenen Wassers genügend Widerstand entgegengebracht wird. Die Bedeutung, welche der Spundwand hierbei zufällt, ist eine so vielseitige, daß es angezeigt erscheint, hierauf in einem besonderen Punkt einzugehen.

4. Bedeutung der Spundwand für die Baumethode.

Voraus bemerkt sei, daß für die Absteifung der Baugrube unter Flußläufen nur Spundwände Verwendung finden dürfen, im Gegensatz zu der im Straßenbau üblichen Baugrubeneinschalung mit Bohlen, welche laufend mit dem Bodenaushub erst eingezogen werden. Wenn auch das Grundwasserabsenkungsverfahren viele Vereinfachungen in der Bauausführung ermöglicht, so würde es bei Berücksichtigung des Vorhergesagten als schwerwiegender Fehler bezeichnet werden müssen, Vereinfachungen in der Baugrubenabsteifung unter Weglassung der Spundwand vorzunehmen.

Bei der Herstellung des Tunnels der Hudson-Manhattan-Eisenbahn ist ein Teil der Kreuzung unter dem Hudson-River mit Wasserhaltung ohne Spundwand ausgeführt; der vorher fertiggestellte Tunnel ist nach Art der Caissongründungen versenkt worden, wobei das angesammelte Wasser in der Baugrube jeweilig durch Pumpen beseitigt worden ist. Es handelt sich hier jedoch nicht um eine Grundwasserabsenkungsanlage in dem hier besprochenen Sinne, insofern die zu durchfahrenden Bodenschichten nicht nur aus Sandschichten, sondern sogar in der Hauptsache aus blauem Ton und Sandstein bestanden. Die zufließenden Wassermengen konnten in Sammelkanälen gefaßt und als Oberflächenwasser mit besonderen Pumpen beseitigt werden.

Die verschiedenen Anforderungen, welche der Spundwand bei der Grundwasserabsenkungsmethode zufallen, bedingen das Vorhandensein von drei Haupteigenschaften:

Rammfähigkeit, Wasserdichtigkeit und Widerstandsfähigkeit.

Bezüglich der letztgenannten Eigenschaft sei darauf hingewiesen, daß, je widerstandsfähiger das Spundwandprofil an und für sich ist, um so weniger die Gefahren der Nachgiebigkeit der Spundwand,

wie bei Punkt 3 näher ausgeführt, zu befürchten sind. Da jedoch in den meisten Fällen die Durchbiegung durch entsprechend häufigere Absteifung auf das gewünschte als zulässig erachtete Maß gebracht werden kann, braucht an dieser Stelle hierüber nichts besonderes gesagt zu werden.

Was die Rammfähigkeit der Spundwand anbelangt, so ist dieselbe abhängig von der richtigen Beziehung zwischen Spundwandlänge und Profil.

Für die Sicherheit des Bauwerkes ist das tiefe Herabführen der Spundwand unter die Bausohle, wie bereits mitgeteilt, von wesentlicher Bedeutung, insofern für jedes Meter, um welches die Spundwand verlängert wird, der Weg des offenen Wassers zur Baugrubensohle um das doppelte Maß vergrößert wird. Ferner wird durch die große Eintauchtiefe der Spundwand unter die Schachtsohle die Gewähr gegeben, daß der Spundwandfuß in Bodenschichten herunterreicht, deren feste Lagerung nicht durch die Bauarbeiten gelitten hat. Die Bildung von Wasseradern in der Flußsohle, wie in Punkt 1—3 dieses Abschnittes behandelt, verlieren ihre Gefährlichkeit für die Bauausführung mit zunehmender Spundwandtiefe. Die Berücksichtigung obiger Gesichtspunkte führt daher zu großen Spundwandlängen.

Andererseits ist zu beachten, daß die Spundwände an und für sich bei dieser Bauart eine erhebliche Länge erhalten, welche durch die Tiefenlage der Schienenoberkante unter Flußsohle bedingt wird. Es kann sogar unter Umständen die Tiefenlage des Bauwerkes ausschlaggebend dafür sein, ob die Bauweise mit offener Baugrube noch verwendbar ist. Ueber das Verhältnis der Spundwandlänge zum Spundwandprofil sei folgendes mitgeteilt:

Hölzerne Spundwände stehen in jeder Beziehung hinter den in neuerer Zeit sehr vollkommen ausgebildeten eisernen Spundwänden zurück. Die Grenze der Rammfähigkeit der hölzernen Spundwand liegt bei Voraussetzung eines leichten, nicht zu steinigen Bodens bei 8—10 m, wenn auf gute Beschaffenheit derselben Wert gelegt wird. Ist der Untergrund mit starken Steinen durchsetzt oder tonhaltig, dürften mit der angegebenen Länge keine guten Erfolge mehr erzielt werden. Die bekannten Mittel, um die Rammfähigkeit der hölzernen Spundwand zu erhöhen, versagen entweder oder ihre Anwendung ist gefährlich. Die Wasserspülung zur Erleichterung des Einrammens muß vermieden werden, insofern durch dieselbe leicht Bewegungen hinter der Spundwand im Erdreich hervorgerufen werden. Auch die Verwendung von Eisenschuhen wird, falls der Untergrund stark steinhaltig ist, den beabsichtigten Erfolg nicht erzielen. Wenn im allgemeinen auch die Kosten mehr zu Gunsten der hölzernen Spundwand neigen, so sollte in diesem Punkte die Wirtschaftlichkeitsfrage nicht ausschlaggebend sein. Wenn auch die Ausbesserung der aus Nut und Feder gesprungenen Holzspundwand laufend mit dem Bodenaushub vorgenommen werden kann, so ist leicht zu befürchten, daß das hinter der Holzspundwand angestaute Grundwasser, noch bevor die Nachdichtung erfolgt, Sand in die Baugrube hineinspülen kann. Abgesehen davon sind die Teile der Spundwand unter der Bausohle, weil dem Auge unzugänglich, von Nachbesserungen ausgeschlossen.

Beim Bau des Tunnels an der Inselbrücke wurden hölzerne Spundwände von 18 cm Stärke in Längen von 9,50 m verwendet. Die Eintauchtiefe unter Bausohle betrug 2,00 m. Was die Rammfähigkeit anbelangt, kann dieselbe nicht als den heutigen Anschauungen entsprechend gekennzeichnet werden. Die Spundwand wurde mit einer Dampf ramme von 1 t Bärge wicht vorgerammt und mit einer zweiten Ramme mit einem Bärge wicht von 2 t bis auf ihre endgiltige Tiefe heruntergetrieben. Die Nacharbeiten an der Spundwand, welche laufend mit dem Bodenaushub vorgenommen wurden, waren erheblich. Die undichten Stellen wurden um so unangenehmer empfunden, weil der Grundwasserstrom hinter der Baugrube nicht genügend tief abgesenkt war. Es bedurfte jeweilig der größten Achtsamkeit, um das Durchfließen von feuchtem Sand hintanzuhalten. Bei den späteren Ausführungen wurden hölzerne Spundwände nicht wieder verwendet.

Nach Ansicht des Verfassers ist nur die eiserne Spundwand in der Lage, die vielen Anforderungen zu erfüllen, welche an die Spundwand gestellt werden. In dem Maße, als

sich die Nachfrage nach den eisernen Spundwänden herausstellte, hat sich auch die Technik mit dieser Frage beschäftigt. So haben sich im Laufe der Jahre mehrere Systeme herausgebildet, deren einziger Unterschied in der verschiedenartigen Ausbildung von Nut und Feder beruht. Die Ramm-längen, welche bei eisernen Spundwänden anwendbar sind, betragen mehr als das Doppelte der Längen von hölzernen Spundwänden. Von größter Bedeutung für die Rammfähigkeit der Spundwand ist die Wahl des richtigen Verhältnisses von Länge zur Stärke. Die meisten Systeme werden je nach dem benötigten Widerstandmoment in 4 bis 5 verschiedenen Stärken ausgewälzt. Es kann nicht ohne weiteres zugegeben werden, daß die Rammfähigkeit mit zunehmender Stärke eine größere wird. Selbst der Schluß, daß mit zunehmender Länge auch die Profilstärke zunehmen müßte, ist nicht ausnahmslos richtig.

Je nachdem es darauf ankommt, gut geschlossene in Nut und Feder stehende Spundwände zu erhalten, oder je nachdem der Vorzug auf einen gradlinigen Verlauf der Oberkante der Spundwand gelegt wird, ist das schwächere oder stärkere Profil unter Voraussetzung gleichen Untergrundes vorzuziehen. Das schwache Profil der eisernen Spundwand ist vermöge seiner geringen Blechstärke (8—10 mm) elastisch, der Durchbiegung und Ausbiegung leicht zugänglich; das starke Profil ist starr und unelastisch. Als notwendige Folge dieser beiden verschiedenen Merkmale ergibt sich, daß das starke Profil, bei welchem Nut und Feder im Verhältnis zur Blechwandung der schwächere Teil ist, beim Aufstoßen auf Steine oder beim Einrammen in schwereren Untergrund die Hindernisse leicht überwindet, jedoch dabei leicht aus Nut und Feder springt. Das entgegengesetzte Verhalten läßt sich bei Verwendung schwacher Profile beobachten, bei welchem die Nut und Feder im Verhältnis zur Blechwandung der widerstandsfähigere Teil ist; dort lassen sich Verstauchungen und Verbiegungen der Blechwandung bei auftretenden Hindernissen im Boden beobachten, während die Spundwand als Ganzes gut geschlossen in Nut und Feder bleibt. Das starke Profil, welches im allgemeinen keine Durchbiegung aufweist, läßt sich lotrecht einrammen, ohne die Nachbarpfähle vermöge seiner Reibung in Nut und Feder mitzureißen. Hier ist das schwächere Profil im Nachteil, namentlich dann, wenn es in größeren Längen (mehr als 10 m) verwendet wird. Auf dem Transport vom Walzwerk zur Verwendungsstelle ist das schwache Profil bei großen Längen fortgesetzt starken Durchbiegungen unterworfen, die sich unter dem Rammbar gar zu leicht noch erhöhen. Beim Einrammen ist der nächste Ramm-pfahl an den Verlauf der Nut im vorhergehenden meist durchgebogenen Spundpfahl gebunden. Es tritt eine erhöhte Reibung zwischen beiden Pfählen in Nut und Feder auf, welche so groß ist, daß der bereits eingerammte Pfahl mitgerissen wird. Dieses Mitreißen bereits eingerammter Pfähle ist um so größer, je schwächer, d. h. je elastischer das Profil ist. Es liegen Beobachtungen vor, wonach ein Pfahl auf diese Weise vom Nachbarpfahl noch bis 6 m unter seiner Sollage heruntergerammt wurde.

Es muß hier darauf hingewiesen werden, daß häufig ein erheblicher Nachteil beim Einrammen von Spundwänden dadurch entsteht, daß die verwendeten Hilfsgerüste nicht genügend stabil sind. Mißerfolge beim Einrammen werden häufig fälschlicherweise dem Verhalten der Spundwand zugeschoben, während in Wirklichkeit durch ungleichmäßiges Setzen des Rammgerüsts eine schiefe Lage der Ramme und damit notwendigerweise ein höchst ungünstiges Rammen eintreten muß. Es muß als selbstverständlich in dieser Betrachtung vorausgesetzt werden, daß das Rammgerüst zum Einrammen der Spundwände so ausgebildet wird, daß jederzeit eine lotrechte Stellung der Ramme gewährleistet ist.

Je nach den Anforderungen, die an die Ausführung gestellt werden, wird man sich daher die Wahl des Profils von Fall zu Fall überlegen müssen. Bei Bestimmung der Spundwandlänge sollte darauf Wert gelegt werden, daß der Fußpunkt der Spundwand stets genügend tief unter Bausohle herunterreicht.

Beim Spreetunnel an der Inselbrücke reichte der Fußpunkt der hölzernen Spundwand 2,00 m unter Bausohle, beim Bau der Weidendammer Brücken-Kreuzung 3 m, beim Bau der Kreuzung an der Jannowitzbrücke 4,50 m unter tiefste Schachtsohle herunter.

Bezüglich der Wasserdichtigkeit der Spundwand ist einleuchtend, daß dieselbe nur bei dichtgeschlossenen, d. h. in Nut und Feder verbleibender Spundwand vorhanden ist. Im allgemeinen wird für die hier in Rede stehenden Ausführungen eine absolute Wasserdichtigkeit der Spundwand nicht verlangt werden. Das Schwergewicht liegt vielmehr in der Schaffung einer lückenlos geschlossenen Wand, dergestalt, daß das hinter der Spundwand anstehende Grundwasser nicht in der Lage ist, durch die Lücken in der Wand Fließsand in die Baugrube hineinzuspülen. Berücksichtigt man, daß, bevor derartige Gefährpunkte erkannt und durch Nachdichten der Spundwand behoben werden, bereits unerwünschte Lockerungen des Erdreichs hinter der Spundwand eintreten können, so erhellt daraus die Wichtigkeit einer gut in Nut und Feder stehenden Spundwand. Erheblich weniger gefährlich werden die Spundwandlücken in der Bauausführung empfunden, wenn der Grundwasserstand auch hinter der Spundwand in gleichem Maße abgesenkt ist, wie in der Baugrube selbst. Hierüber vergleiche Abschnitt IV, 3.



IV. Einfluß des offenen Flußlaufes auf die Grundwasserabsenkungsanlage.

Die Aufgabe der Grundwasserabsenkungsmethode im allgemeinen besteht in der Schaffung einer Absenkungsanlage derart bemessen, daß die Entziehung des Grundwassers aus dem Erdreich bis zu der für den trockenen Einbau des Bauwerkes erforderlichen Tiefe während des Baues dauernd erreicht wird. Um bei einem vorübergehenden Versagen der Absenkungsanlage durch das hochsteigende Grundwasser Zerstörungen des in Angriff genommenen Bauwerkes zu verhindern, wird im allgemeinen die Absenkung des Grundwassers unter die Bau-
sohle um ein Sicherheitsmaß, welches je nach der Tiefe und Wichtigkeit des Bauwerks verschieden ist, angestrebt. Um gegen Betriebsstörungen geschützt zu sein, werden alle Teile der Grundwasserabsenkungsanlage mit genügenden Reserven versehen. Das Wesen des Erfolges der Grundwasserabsenkung liegt in der richtigen Bemessung der Brunnenzahl, der Brunnenentfernung und der Maschinenleistung für die jeweilig vorliegenden Verhältnisse. Genaue Kenntnis des Untergrundes und richtige Einschätzung des Wasserandranges sind hierfür in erster Linie erforderlich. Den sichersten Aufschluß hierüber geben Probeabsenkungen, wie dieselben auch für wichtige Absenkungsanlagen, falls nicht genügend Erfahrungswerte vorliegen, gemacht werden. Es sei gleich hier bemerkt, daß im allgemeinen die mit der Ausführung von Grundwasserabsenkungsanlagen betrauten Unternehmer nach alten Erfahrungsgrundsätzen ihre Anlagen einrichten, ohne sich vorher über den zu erwartenden Wasserandrang Rechenschaft zu geben. Auf diese Weise erklären sich die Mißerfolge, die bei Verkennung der Verhältnisse mit der Grundwasserabsenkungsmethode erzielt worden sind; auf der anderen Seite führt das System leicht zu unwirtschaftlichen Anlagen, insofern die eingebauten Brunnen und Maschinen leicht bedeutend über das erforderliche Maß vorgesehen werden.

Es soll im Nachfolgenden erörtert werden, inwieweit das Vorhandensein des offenen Flußlaufes bei der Einrichtung und beim Betrieb der Grundwasserabsenkungsanlage in Rücksicht gezogen werden muß. Es wird nicht nur der Einfluß des Flusses auf die geförderten Wassermengen, sowie auf das Spiegelgefälle des Grundwasserstromes zu erörtern sein, sondern auch die für die hier in Frage kommenden Tiefabsenkungen geeigneten Absenkungssysteme auf ihre Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit hin zu prüfen sein. Vorausgeschickt sei, daß die genaue Kenntnis des jeweiligen Grundwasserstandes infolge der Wichtigkeit für die Bauausführung während der ganzen Dauer der Absenkung angestrebt werden muß. Diese Beobachtung darf sich nicht nur auf die Absenkung des Grundwassers in der eigentlichen Baugrube erstrecken, um Aufschluß zu erhalten, ob die gewählten Anlagen den Verhältnissen entsprechend als ausreichend bezeichnet werden müssen; auch jenseits der trocken zu legenden Baugrube ist die Kenntnis des Verlaufes des Spiegelgefälles des Grundwasserstromes nicht nur von wissenschaftlichem Interesse, sondern die Beobachtung ermöglicht auch die Wahrnehmung aller Erscheinungen und Veränderungen, deren Kenntnis für die Sicherheit der Bauausführung erforderlich ist. Es wird bei Punkt 2 dieses Abschnittes des Näheren behandelt werden, inwieweit aus dem Spiegelgefälle des abgesenkten Grundwassers Rückschlüsse auf die Undurchlässigkeit der Flußsohle gezogen werden können. Vor Inbetriebsetzung der Absenkungsanlagen soll daher in weitem Kreise um das Gebiet der Bauarbeiten ein systematisch angelegtes Netz von Beobachtungsbrunnen vorhanden sein, die in steter Zeitfolge zu beobachten sind.

1. Einfluß des offenen Flußlaufes auf die geförderten Wassermengen.

Es ist bereits gesagt, daß von der richtigen Kenntnis des für eine bestimmte Absenkungstiefe vorhandenen Wasserandranges die richtige Bemessung der Wasserabsenkungsanlage

abhängt. Bei der Anwendung der Grundwasserabsenkungsmethode unter Flußläufen interessiert in erster Linie die Frage, inwieweit eine **Vergrößerung** der zu fördernden Wassermengen durch das Vorhandensein des offenen Flusses zu erwarten ist. Bei Besprechung des Abschnittes II, Punkt 2 wurde darauf hingewiesen, daß das Flußbett in gewissem Sinne als undurchlässig bezeichnet werden kann. Die Richtigkeit dieser Behauptung ist dann für die Berliner Verhältnisse durch Hinweis auf die ausgeführten Kreuzungen bestätigt worden.

Betrachtet man nunmehr die dort tatsächlich geförderten Wassermengen, so wird eine zahlenmäßige Festlegung des Einflusses des Flusses auf die Wassermengen ermöglicht; es genügt, zu diesem Zweck **rechnerisch** diejenigen Wassermengen zu ermitteln, welche ohne Vorhandensein des Flusses für die dort vorliegenden Untergrundverhältnisse zu erwarten waren und sie mit den tatsächlich geförderten in Vergleich zu bringen.

Die rechnerische Bestimmung der Wassermengen ist gegeben durch die Formel

$$Q \text{ cbm/sek} = \frac{(H^2 - Z^2) \pi k}{\ln R - \frac{1}{n} \ln (x_1 x_2 x_3 \dots x_n)}$$

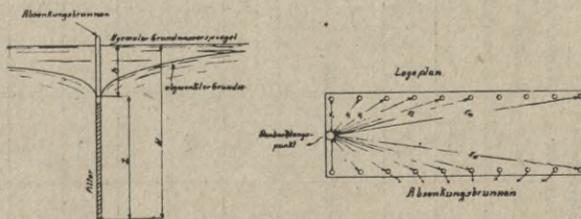
Die einzelnen Bezeichnungen gehen aus der Abbildung 6 hervor.

k = Durchlässigkeit des Untergrundes.

R = Reichweite des Grundwasserstromes.

Will man bei den angeführten Beispielen die Wassermenge erhalten, welche rechnerisch nach der obigen Formel hätte gefördert werden müssen, so müssen alle Faktoren der rechten Seite der Gleichung bekannt, bzw. gemessen sein. Für H , Z , R , n und x sind die Werte durch tatsächliche Messung gegeben. Zur Bestimmung von k muß auf die Werte zurückgegriffen werden, welche bei gleichen Untergrundverhältnissen (ohne Flußlauf) ermittelt wurden. Es liefern eine Reihe vorliegender Messungen bei anderen Absenkungen in Berlin mit ähnlichen Untergrundverhältnissen eine gute Uebereinstimmung für die Festlegung von k ; demnach schwankt der Wert für k von 0,00175 bis 0,002.

Abbildung 6.



Legt man bei den ausgeführten Unterwassertunnel für k den Wert 0,0018 zu Grunde, so ergibt sich die zu fördernde Wassermenge Q ohne Rücksicht auf Vorhandensein des Flusses. In Tabelle Nr. 1 ist für die ausgeführten Flußuntertunnelungen an der Inselbrücke und an der Jannowitzbrücke an 10 Beobachtungstagen auf diese Weise die rechnerische Ermittlung der zu fördernden Wassermengen durchgeführt. Die Beobachtungstage sind so gewählt, daß die beobachtete Absenkungstiefe $H-Z$ möglichst verschieden war, dabei war der Wert $H-Z$ am Ende der Absenkungsanlage, also am jeweilig ungünstigsten Punkt festzustellen. Unter Zugrundelegung der an den Beobachtungstagen im Betrieb befindlichen Absenkungsbrunnen, welche in Spalte 6 und 7 der Tabelle Nr. 1 mit aufgenommen sind, errechneten sich bei Annahme einer undurchlässigen Flußsohle die in Spalte 8 eingetragenen Wassermengen. Vergleicht man hiermit die an den gleichen Beobachtungstagen durch Messung ermittelten also wirklich geförderten Wassermengen (Spalte 13), so ergibt sich

Tabelle N. 1
Zusammenstellung der auf der Flußstrecke geförderten Wassermengen für verschiedene Absenkungstiefen

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Bohrung	Abzweigung	Baustelle	Datum der Beobachtung	Abenkungstiefe am Ende der Abzweigung in m.	In Betrieb befindl. Pumpen	Rechnerisch ermittelte und durch Flußprofile	Wassermengen in l/sek. (Freiweiche u. Marmuthp. einz. zusammengezählt)	Wirkl. gefördert	Zusammen	Erförderte Wassermengen bezogen auf 1000 qm Grundfläche und 1 Abenkungstiefe	Bemerkungen.				
a	I	930 qm	23.11.1910	5.50	—	2.2	212	—	107	235	235	253	46.0	Die Kasermergen sind gemittelt in den oben erwähnten, teils durch Kellereibau in den Abflussschienen unter Benutzung der Formel $Q = \frac{2}{3} \cdot 0,16 \sqrt{H} \cdot (H - 1,8)$ Marmuthp. und Kreisbrunnen in Betrieb mit feststimmtem Wirkungsgrad	
			7.12.1910	8.00	—	2.7	202	—	126	340	340	365	45.6		
			14.12.1910	9.00	—	3.0	319	—	127	380	380	409	45.4		
b	II	800 qm	23.2.1912	7.00	15	13	249	9.2	438	9.7	126	264	330	47.2	Marmuthp. und Kreisbrunnen in Betrieb mit feststimmtem Wirkungsgrad
			7.3.1912	7.00	15	12	260	9.2	137	10.3	124	261	326	46.6	
			15.3.1912	9.00	30	26	296	6.1	204	3.2	96	300	375	41.7	
c	III	1900 qm	4.7.1916	8.50	64	—	438	8.4	536	—	—	536	282	33.2	Kasermergen gemessen mit Stimm-Schicht-Käsermerfer
			11.7.1916	9.00	77	—	507	7.8	605	—	—	605	318	35.3	
			21.8.1916	10.80	111	—	554	6.0	663	—	—	663	550	32.4	
d			15.10.1916	8.00	82	—	481	5.8	475	—	475	250	31.3		

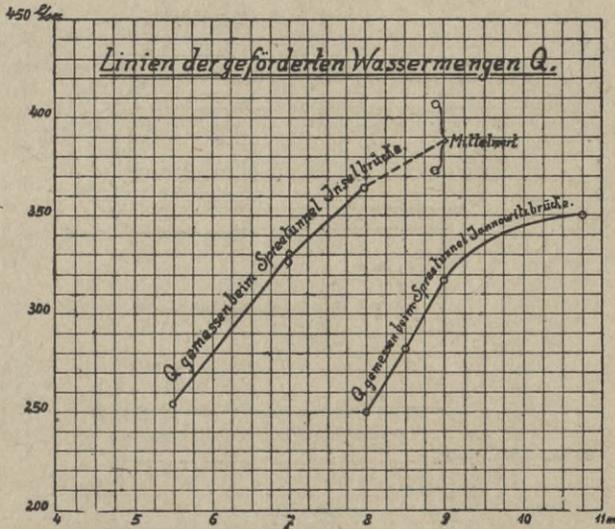
* Auf - 50% der Absenkungsgebiete befinden sich Tonschieferungen im Untergrund

folgender Zusammenhang: Sowohl die Beobachtung a - f der Spreeunterföhrung Inselbrücke als auch die Beobachtung g - k der Unterföhrung Jannowitzbrücke zeigen übereinstimmend, daß zu Anfang des Baues größere Wassermengen gefördert wurden, als rechnerisch ermittelt, was mit dem Vorhandensein des Flusses zusammenzuhängen scheint. Im Laufe der Absenkung tritt hierin ein Wandel ein, insofern die Poren des Untergrundes durch die Bewegung des durchsickernden Flußwassers allmählich verschlammten und undurchlässig werden. Demzufolge nähern sich die wirklich geförderten Wassermengen am Ende des Baues den rechnerisch ohne Flußlauf ermittelten.

Zu beachten ist ferner, daß die in Spalte 15 angegebene Ergiebigkeit bei der Spreeunterföhrung an der Jannowitzbrücke um durchschnittlich 20 % geringer als bei der Unterföhrung an der Inselbrücke gewesen ist, was aus der Tatsache zu erklären ist, daß in der südlichen Hälfte der Kreuzung Jannowitzbrücke der Boden mit Toneinlagerung durchsetzt ist. Auf die Einzelwerte in den Spalten 9 — 12 der Tabelle wird noch später beim Vergleich der verschiedenen Absenkungssysteme zurückzukommen sein.

Vergleicht man die beobachteten Wassermengen, nachdem dieselben auf gleiche Grundfläche bezogen sind (Spalte 14), so ergibt sich die Beziehung der geförderten Wassermengen

Abbildung 7.



zu der in Spalte 5 angegebenen jeweiligen Absenkungstiefe. Trägt man die Q -Werte als Funktion der Absenkungstiefe auf, so ergeben sich die in Abbildung 7 aufgetragenen Q -Linien.

2. Spiegelgefälle des abgesenkten Grundwassers und Reichweite der Grundwasserkurve unter dem Flußlauf.

Es ist bereits erwähnt, daß die Beobachtung des Spiegelgefälles des Grundwassers während der Absenkung eine große Bedeutung besitzt, insofern der Verlauf der Absenkungskurve

auf das gegenseitige Verhalten von Fluß- und Grundwasser Rückschlüsse zuläßt. Aus der auf Seite 27 angegebenen Formel ergibt sich für einen bekannten Wert Q die Beziehung

$$Z^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi k} \left[1n R - \frac{1}{n} 1n (x_1 - x_2 - x_3 - \dots - x_n) \right]$$

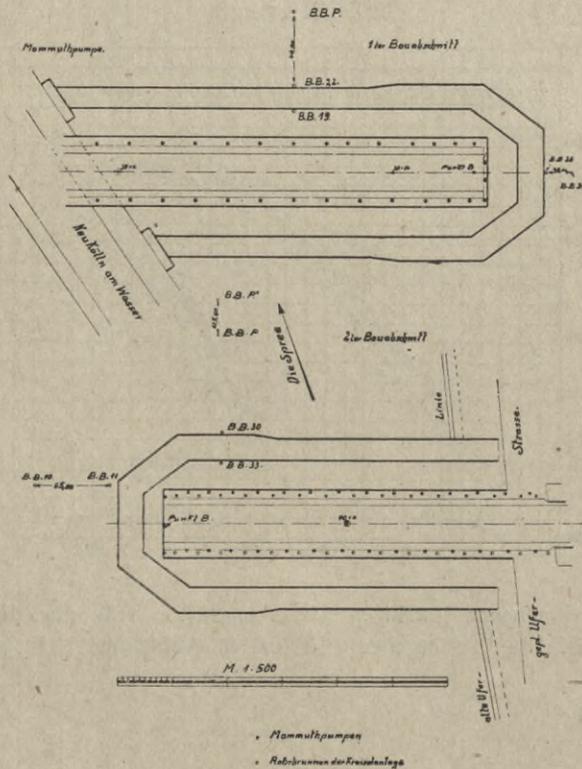
und daraus die Absenkungstiefe an einem beliebigen Punkt

$$h = H - Z.$$

Es sollen im Nachfolgenden die Beobachtungen bei der Ausführung des Spreetunnels an der Inselbrücke, welche bereits bei Besprechung der Wassermengen Verwendung gefunden haben, weiter verwendet werden, um daraus Vergleiche über den Einfluß auf die Absenkungskurve zu ziehen. An den 6 in der Tabelle Nr. 1 behandelten Beobachtungstagen beim Bau des

Abbildung 8.

Legenplan der Grundwasserbeobachtungspunkte bei Spreetunnel an der Inselbrücke.



Spreetunnels an der Inselbrücke sind die bei Vernachlässigung des Flusses sich rechnerisch ergebenden Wassermengen bekannt. (Vergl. Spalte 8 dieser Tabelle.) Legt man diese Werte Q zu Grunde für die Errechnung der Grundwasserabsenkungstiefen an verschiedenen Beobachtungspunkten, so liefern die errechneten Werte, für die verschiedenen Beobachtungspunkte aufgetragen, eine Absenkungskurve für die Annahme einer undurchlässigen Flußsohle.

Tabelle N=2

Ordinaten der Absenkungskurven.

Gegenüberstellung der beobachteten Ordinaten und der unter Ausschaltung des Einflusses des Flusswassers errechneten.

(Vergl. Text f. No. 9).

Spreetunnel Inselbrücke. I Bauabschnitt

Datum 1910	Beob. Brunnen Nr 19		Beob. Br. 22		Beob. Br. P		Beob. Br 28		Beob. Br 23	
	errechn.	beob.	errech.	beob.	errech.	beob.	errech.	beob.	errech.	beob.
23.11.	25,61	25,93	25,99	26,09	27,50	27,60	26,30	28,10	27,84	29,62
7.12.	23,04	24,17	23,43	24,48	25,89	27,02	24,35	25,83	26,54	28,43
14.12.	21,83	23,61	22,29	24,13	25,20	26,99	23,33	25,29	25,98	28,28

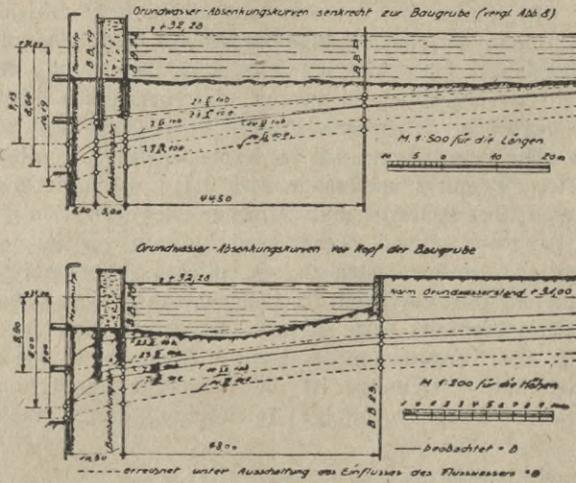
II Bauabschnitt

1912	Beob. Br. 33		Beob. Br. 30		Beob. Br. P		Beob. Br. P.		Beob. Br. 11		Beob. Br. 10	
	errech.	beob.	errech.	beob.	errech.	beob.	errech.	beob.	errech.	beob.	errech.	beob.
29. 2.	23,86	24,30	24,30	25,65	25,38	25,88	28,09	27,88	24,89	28,30	27,25	31,53
7. 3.	23,59	24,05	24,04	25,16	25,12	25,38	27,96	27,86	24,80	28,13	27,13	-
15. 3.	21,58	22,33	22,37	23,84	23,85	23,80	27,48	27,28	23,27	27,38	26,41	-

In Abbildung Nr. 8 ist die Grundrißlage der gewählten Beobachtungspunkte zur Tunnelbaugrube eingezeichnet. Die Auftragung der errechneten Grundwasserstände ergibt für die beiden behandelten Bauabschnitte zwei Absenkungskurven, eine vor Kopf der Baugrube und eine

Spreitunnel Inselbrücke I^{ter} Bauabschnitt.

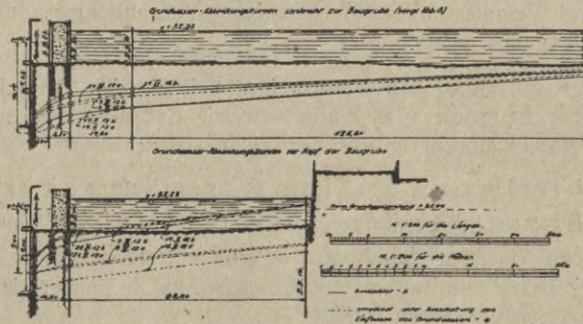
Abbildung 9.



senkrecht zur Baugrube. Stellt man diesen rechnerisch ermittelten Werten die tatsächlichen Beobachtungen in den bezeichneten Beobachtungsbrunnen gegenüber, (vgl. Tab. Nr. 2) so läßt der Vergleich einen Rückschluß auf den Einfluß des offenen Flusses zu. Zur Verdeutlichung sind die beobachteten und die rechnerisch ermittelten Absenkungskurven in den Abbildungen 9 und 10 aufzeichnet. Es ergibt sich zunächst bei allen 12 beobachteten Absenkungskurven übereinstimmend

Spreitunnel Inselbrücke II^{ter} Abschnitt.

Abbildung 10.



die Tatsache, daß das beobachtete Grundwasser im allgemeinen höher stand als rechnerisch zu erwarten war, und daß die Absenkungskurve nach dem Absenkungszentrum hin infolgedessen sehr steil abfällt. Bei den beobachteten Grundwasserkurven muß darauf Rücksicht genommen werden, daß die Spundwände infolge ihrer später noch behandelten Staubbildungen den Verlauf der Absenkungskurven beeinträchtigen. In Ermangelung genauer Messungen an den tiefen inneren Spundwänden sollen daher Beobachtungen nur dort verwertet werden, wo ein Stau nicht in Frage kommt oder wo sein Einfluß auf die Ergebnisse vernachlässigt werden kann.

Versucht man die beobachteten Grundwasserstände in Einklang zu bringen mit der gleichzeitig beobachteten Wassermenge durch Anwendung der auf Seite 27 angegebenen Formel, so ergibt sich notwendigerweise eine Aenderung des Durchlässigkeitswertes k , d. h. die unter dem Fluß beobachteten Grundwasserabsenkungskurven stimmen mit den rechnerisch ohne Einfluß des offenen Flusses übermittelten überein, wenn an Stelle des Durchlässigkeitswertes k des normalen Untergrundes ein erhöhter Wert k' eingesetzt wird. Es zeigt sich ferner, daß dieser Wert k' , welcher den Einfluß des offenen Flußlaufes auf die Absenkungskurve berücksichtigt, verschieden ist, insofern derselbe abhängt von den vor oder während der Bauzeit vorgenommenen Veränderungen in der Flußsohle. Es verdient bei Betrachtung der Kurven in Abbildung 9 und Abbildung 10 hervorgehoben zu werden, daß namentlich die Absenkungskurven vor Kopf der Baugrube gegenüber den rechnerisch ermittelten zum Teil erheblich abweichen. Es hat dieses wohl darin seine Begründung, daß vor Kopf der Baugrube, wie noch später näher angeführt werden soll, stets besonders ungünstige Verhältnisse vorliegen, insofern die Einschnürungen des Flußbettes gerade ihre spülende und wirbelnde Bewegung im Flußuntergrund am Kopf der abgedämmten Baugrube geltend machen und insofern vor Kopf der Baugrube die Verletzungen des Untergrundes die häufigsten zu sein pflegen. Namentlich ungünstig ist die Absenkungskurve auf Abbildung 10 vor Kopf der Baugrube im zweiten Bauabschnitt. Es findet dieses seine Erklärung darin, daß der erste Bauabschnitt durch Beseitigung der vorübergehenden Einbauten bis an den Fangedamm des zweiten Bauabschnitts heran Zerstörungen im Untergrund hervorgerufen hat; demzufolge ist die Reichweite der Grundwasserabsenkungskurve vor Kopf der genannten Baugrube infolge Anreicherung durch Flußwasser eine äußerst beschränkte gewesen.

Faßt man das Endergebnis aus den Beobachtungen der Wassermengen und der Grundwasserabsenkungskurve zusammen, so ergibt sich, daß die geförderten Wassermengen und damit die Stärke der Absenkungsanlagen im allgemeinen durch das Vorhandensein des Flusses nicht beeinflusst sind. Soweit die Wirkung des Flusses bei der Absenkung fühlbar ist, macht sie sich in einem steileren Verlauf der Absenkungskurve bemerkbar. Wenn auch der steilere Verlauf der Absenkungskurve auf die Wirtschaftlichkeit der Absenkungsanlage ohne Einfluß ist, so soll damit nicht gesagt werden, daß dieser Erscheinung keine Bedeutung beigemessen werden darf; der Verlauf der Grundwasserabsenkungskurve liefert Klarheit über den Charakter der Flußsohle. Durch die Beobachtung der Absenkungskurve kann in manchen Fällen das Vorhandensein besonderer für die Bauausführung ungünstiger Verhältnisse aufgedeckt werden und Veranlassung zu rechtzeitigen Vorbeugungsmaßnahmen gegen unerwartete Zwischenfälle gegeben werden.

Im Nachfolgenden soll angegeben werden, inwieweit die tiefe Absenkung des Grundwassers auch außerhalb der Baugrube von Einfluß auf die Bauausführung ist und welche Mittel zur Erreichung tiefer Absenkungskurven zur Verfügung stehen:

a) Nachteile der steilen Absenkungskurve bei vorübergehender Ausserbetriebsetzung.

Bei einem etwaigen Versagen der Absenkungsanlage (und mit einem solchen muß gerechnet werden), steigt das Grundwasser umso rascher an, je spitzer der Absenkungstrichter ist, oder je steiler die Absenkungskurve verläuft.

b) Erleichterung der Verbindung von Fluß- und Grundwasser.

Wie bereits auf Seite 19 mitgeteilt wurde, sind die Verletzungen der Flußsohle während der Bauausführung dann besonders gefährlich, wenn die Flußwasseradern in den abgesenkten Grundwasserstrom herunterreichen. In diesem Falle tritt nicht nur eine starke Anreicherung durch Flußwasser ein, sondern an den Eintrittsstellen des Flusses in den Grundwasserstrom wirkt der volle Flußwasserdruck, in diesem Falle muß der Widerstand des Erdreichs den Druckausgleich verhindern.

Es ergibt sich hieraus für die Bemessung der Grundwasserabsenkungsanlage unter Flußläufen die Notwendigkeit auch auf das Spiegelgefälle des abgesenkten Grundwassers außerhalb der Baugrube einzuwirken, Die Mittel, welche die Grundwasserabsenkungsmethode kennt, sind dreierlei Natur:

1) Schaffung großer Flächenabsenkung anstelle lokaler Tiefhaltung, dadurch ermöglicht, daß die Absenkungsanlage über die trocken zu haltende Baugrube hinaus ausgedehnt wird.

2) Tiefere Absenkung des Grundwasserstromes in der trocken zu haltenden Baugrube über das Maß der zum Einbau des Bauwerkes erforderlichen Absenkung.

3) Vergrößerung der Filter der Absenkungsbrunnen. Durch Vergrößern des Wassereintrittsquerschnitts wird eine Abnahme der Geschwindigkeit und damit eine Abflachung der Absenkungskurve erzielt.

Das erstgenannte Mittel ist nicht überall anwendbar, insofern mit der Ausdehnung der Absenkungsanlage über die Baugrube hinaus häufig eine unstatthafte weitere Inanspruchnahme des Flußbettes erforderlich wird. Außerdem versagt das Mittel bei dem hauptsächlich für Grundwasserentziehung in Frage kommenden System der Zentrifugalpumpen. Bei dem zweiten Mittel ist nicht zu verkennen, daß die Durchführung desselben eine kostspielige Maßnahme darstellt, insofern es sich in den meisten Fällen an und für sich schon um tiefe Absenkungen des Grundwasserspiegels handelt; andererseits steht demgegenüber ein so vielseitiger, der ganzen Bauausführung zu Nutzen kommender Vorteil, daß man vor den Kosten nicht zurückschauen sollte.

3. Staubildungen im Grundwasserstrom.

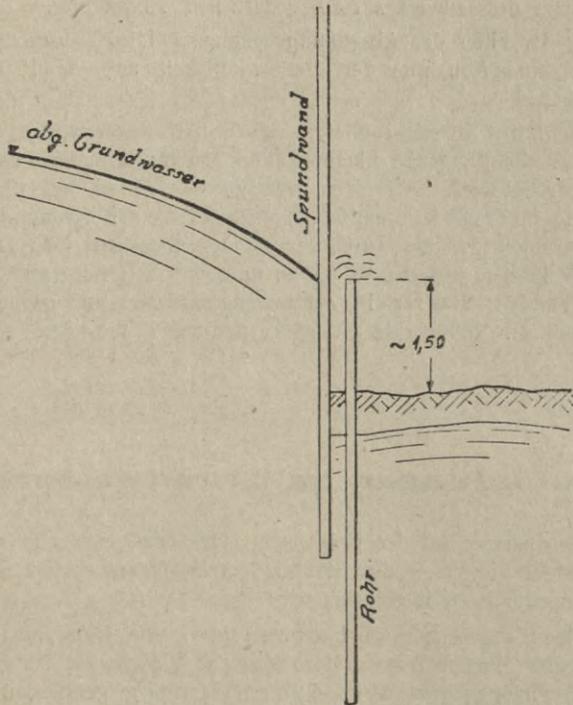
Im engen Zusammenhang mit der Erörterung über das Spiegelgefälle des abgesenkten Grundwasserstromes steht die Frage der Staubildung im Grundwasser, insofern dadurch der Verlauf der Absenkungskurve beeinträchtigt wird.

Setzt man in einen abgesenkten Grundwasserstrom eine Wand, so wird durch den Einbau der Wand, wie beim offenen Wasser, der Weg des Wassers an der Oberfläche vergrößert, je nach der Länge der eingetauchten Wand, insofern das Spiegelgefälle unterbrochen wird. Der Wegvergrößerung entspricht eine Vergrößerung des Reibungswiderstandes, welche sich in einer Abnahme der Druckhöhe geltend macht. Dieser Druckhöhenunterschied vor und hinter der Wand ruft den Stau des Grundwasserstromes hervor.

In vielen Fällen gehen die Messungen zur Feststellung, ob durch den Einbau von Spundwänden ein Stau im Grundwasserstrom eintritt, von falschen Grundlagen aus, so daß die Staubildungen nicht beobachtet werden und infolgedessen häufig falsche Rückschlüsse über das Vorhandensein derselben gezogen wird. Die Messung des Staues mit Hilfe von Beobachtungsbrunnen vor und hinter der Wand sind keine Mittel, um einwandfreie Beobachtungen zu erzielen. Berücksichtigt man, daß die Spannung im Grundwasserstrom vor und hinter der eingebauten Wand nur eine Folge des Widerstandes im Erdreich ist, so dürfte einleuchten, daß durch Einsetzen eines Beobachtungsrohres vor und hinter der Wand der Widerstand des Erdreiches, der den Stau hervorruft, ausgeschaltet wird. Der Grundwasserstand in dem Beobachtungsrohr vor der Wand wird daher stets ein höherer sein als der etwa durch Aufgrabung festgestellte. Einwandfreie Mittel zur Beobachtung des durch eingebaute Spundwände erzielten Staues im Grundwasser sind nur dann gegeben, wenn die den Stau hervorruhenden Spundwände auf einer Seite freigeschachtet werden. Als Mittel kommen in Frage:

a) Anbohren der Spundwand laufend mit deren Freischachtung, wobei der hinter der Wand angetroffene Grundwasserstand verglichen werden muß, mit dem vor der Wand freigeschachteten Grundwasserstand.

b) Die zweite Möglichkeit der Feststellung des Staues geschieht durch Versuchsbrunnen. Ist der Grundwasserspiegel vor der Wand durch Aufgraben festgestellt, so wird ein Beobachtungsrohr vor der Spundwand bis zum Spundwandfuß eingebohrt. Das Wasser in dem Beobachtungsrohr steigt um das Maß des Staues über den in der Baugrube durch Aufgrabung festgestellten Wasserstand an.



Bei der Ausführung der mehrfach erwähnten Unterwasserkreuzungen an der Inselbrücke und Jannowitzbrücke sind auf diese Weise Staubildungen bis zu 2 m festgestellt worden.

Bei beiden genannten Flußkreuzungen wurde die Beobachtung gemacht, daß Absenkungsbrunnen, welche dicht an der Spundwand gebohrt waren, überliefen, sobald dieselbe außer Betrieb gesetzt wurden, obgleich die etwa 1 bis 1,50 m tiefer gelegene Schachtsohle trocken war. Dieser Vorgang findet in dem Vorhergesagten eine natürliche Erklärung. (Vergl. Skizze auf Seite 34.)

Die Nachteile der Staubildungen im Grundwasserstrom für die Bauausführung lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- a) Erhöhter Druck auf die Absteifungswände,
- b) Gefahr des Durchfließens von Sand beim Freischachten undichter Stellen in der Spundwand,
- c) Geringe Absenkung des Grundwasserspiegels außerhalb der Baugrube, womit die in Punkt 2 erwähnten Nachteile verknüpft sind.

Die Mittel, um die Staubildungen zu beseitigen, sind bereits bei Punkt 2 erörtert, sie bestehen:

- a) in der Ausdehnung der Absenkungsanlage über die Spundwand hinaus.
- b) in einer tieferen Absenkung in der trocken zu haltenden Baugrube, dergestalt, daß der Grundwasserspiegel hinter der Spundwand jeweilig tiefer als die in der Baugrube freigeschachtete Bausohle gehalten wird.

Es muß von Fall zu Fall überlegt werden, ob die Nachteile, die durch die Staubildung im Grundwasser hervorgerufen werden, die Anwendung der oben genannten Mittel rechtfertigen. Jedenfalls ist die tiefe Absenkung des Grundwassers in der trocken zu haltenden Baugrube dasjenige Mittel, welches in vieler Hinsicht der Bauausführung Nutzen bringt, sodaß ihm der Vorzug eingeräumt werden muß, umso mehr, als der Hauptnachteil des Staues, nämlich die Gefahr des Durchfließens von Sand dabei beseitigt ist.

4. Die verschiedenen für Flußuntertunnelungen in Frage kommenden Absenkungssysteme.

Für die Erreichung der hier in Frage kommenden tiefen Absenkungen des Grundwasserstromes von 10 m und mehr kommen nach dem heutigen Stand der Grundwassertechnik nur 2 Systeme ernstlich in Erwägung:

- a) Absenkung mit Hilfe mehrerer an eine Zentrifugalpumpe angeschlossener Rohrbrunnen,
- b) Absenkung mit Hilfe von Druckluftwasserheber oder, wie sie meist genannt werden, von Mammuthpumpen, bestehend aus einzelnen selbständig arbeitenden Pumpen, deren wasserfördernde Wirkung durch Zuführung von Druckluft in die einzelnen Pumpen erreicht wird.

Erwähnt sei hier noch ein drittes System, die sogenannte Dreikolben-Pumpe, welche versuchsweise beim Bau der Untergrundbahn in Schöneberg Verwendung gefunden hat. Dieses System setzt sich ebenfalls aus einzelnen selbständig angetriebenen Pumpen zusammen. Jede Pumpe besteht aus einem Absenkungsrohr, in dessen unteren Teil drei übereinandergelagerte, versetzt arbeitende Kolben eingebaut sind. Das Bestreben beim Bau dieser Pumpen liegt darin, die Saugwirkung mit Rücksicht auf ihre begrenzte Höhe auszuschalten, so daß die Arbeitsleistung der Pumpen lediglich im Heben des Grundwassers besteht. Dieses Pumpensystem ist aus dem Versuchsstadium nicht herausgekommen. Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit sind zur Zeit so, daß das System nicht in erfolgreichen Wettbewerb mit den beiden obengenannten gebracht werden kann. Da der Grundgedanke, der zum Bau der Pumpe führte, lebensfähig ist, so dürfte dem System eine größere Verwendungsmöglichkeit zukommen, sofern weitere Versuche eine Vereinfachung und damit auch eine größere Betriebssicherheit ergeben.

a) Das auch für Tiefabsenkungen weitaus verbreitetste System ist das der Zentrifugalpumpen-Anlage. Wenn auch bei Tiefhaltungen die beschränkte Saughöhe der Zentrifugalpumpe zu mehrstufigen Anlagen führt, so hat sich die Methode dank ihrer vielen anderen noch zu besprechenden Vorteile erfolgreich im Wettbewerb mit dem Mammuthpumpensystem erhalten. Infolge seiner häufigen Verwendung für Wasserhaltungen sind die dem Zentrifugalpumpensystem anhaftenden Mängel durch jahrelange Erfahrungen soweit unfühelbar gemacht, daß nach dieser Richtung hin die Zentrifugalpumpenanlage heute den schwersten Verhältnissen gerecht wird. Es dürfte zu weit führen, auf die erfolgreiche Entwicklung der Saugbrunnen-Anlage einzugehen und die Verbesserungen in den Rohrleitungen, Rohrverbindungen, Stoßdichtungen, Rohrauflagerungen usw. einzeln anzuführen, alles Mittel, welche die Betriebssicherheit der Zentrifugalpumpen-Anlage vervollkommen haben. Aber auch der bereits erwähnte Nachteil der Saughöhe läßt sich bei Tiefhaltungen, falls die Verhältnisse es gestatten, durch entsprechende Schaltung der einzelnen Wasserhaltungen ausgleichen.

Bei Absenkungstiefen über 5 m, d. h. über die von Zentrifugalpumpen mit einer Stufe erreichten Absenkungen und bei mit Rampen versehenen Baugruben, wie die der hier behandelten Flußkreuzungen kann man für die Schaltung der einzelnen Wasserhaltungen zu einander 2 Arten unterscheiden:

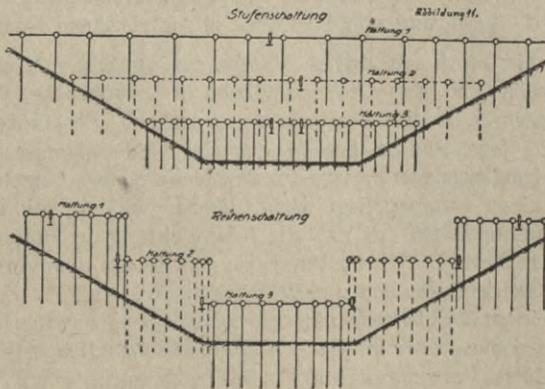
1. Stufenschaltung der Haltungen.
2. Reihenschaltung der Haltungen.

1. Stufenschaltung.

Unter dem Schutze der oberen Stufe 1) (vergl. Abbildung Nr. 11) wird die untere Stufe 2 in dem Bereiche der Anlage 1 eingebaut. Sofern es erforderlich ist, wird eine weitere Stufe unter dem Schutze der Haltung 2 hinzugefügt. Die Nachteile dieser mehrstufigen Anlagen liegen in der Verbauung der Baugrube durch Rohrleitungen und der damit zusammenhängenden Unübersichtlichkeit, ferner in der Schwierigkeit der Raumbeschaffung für die Aufstellung der erforderlichen großen Anzahl Brunnen, sowie den damit zusammenhängenden hohen Montagekosten. Die letztgenannten Nachteile lassen sich abschwächen, durch Verwendung der Brunnen der Stufe 1 für die Stufe 2, vorausgesetzt, daß die Brunnen, ihrem doppeltem Zweck entsprechend, mit genügend tiefen Filtern gebohrt sind.

2. Reihenschaltung.

Die oben erwähnten Nachteile vermeidet die Reihenschaltung der Haltungen. Der Einbau der ersten Haltung wird dort vorgenommen, wo die erforderliche Absenkung des Grundwassers bis zur Bausohle mit einer Stufe erreicht wird. (Rampenstrecke.) Die Schaltung der übrigen



Haltungen geht aus Abbildung 11 hervor. Am Ende der Haltung 1 wird die Brunnenzahl vermehrt, um mit Rücksicht auf die dort unterzubringende Kreiselanlage für die Haltung 2 eine möglichst tiefe Absenkung zu erhalten. Die Inbetriebsetzung der Haltung 2 erfolgt brunnenweise, wobei die Brunnen vor Kopf in Richtung 3 angeschlossen werden. Die Vorteile dieser Schaltung im Vergleich zur Stufenschaltung liegen in der beschränkten Brunnenzahl, weniger Saugeleitungen und damit geringeren Montagekosten, Uebersichtlichkeit der Baugrube durch Vermeidung der Verbauung derselben.

b) Das Mammutpumpen-System.

Bei Tiefhaltungen kommen zur Absenkung des Grundwassers außer mehrstufigen Kreiselanlagen Mammutpumpen zur Verwendung. Die Mammutpumpe besteht aus drei Röhren, einem Filterrohr, in welchem zwei kleine, ein Luftzuführungsrohr und ein Wasserförderrohr, eingebaut sind. Die beiden letztgenannten Rohre stehen mit Hilfe eines besonderen Fußstückes an

ihrem unteren Ende in Verbindung. Durch Einblasen von komprimierter Luft in das Luftzuführungsrohr wird das Wasser zu einem Schaumgemisch, welches spezifisch leichter ist als Grundwasser. Unter der Wirkung des Ueberdruckes des Grundwassers steigt das Schaumgemisch in dem Förderrohr um ein Maß, welches abhängig ist vom Verhältnis seines Gewichtes zum Grundwassergewicht. Beträgt z. B. das Gemisch von Luft und Wasser $\frac{1}{2}$ des Wassergewichtes, so steigt das Schaumgemisch in dem Förderrohr um das Doppelte an. Daraus ergibt sich jeweilig eine große Bautiefe der Mammuthpumpen.

1) Vergleich beider Absenkungssysteme in bautechnischer Beziehung.

Das Mammuthpumpensystem ist in bautechnischer Beziehung gegenüber dem Zentrifugalpumpensystem unlegbar im Vorteil. Wenn auch, wie bereits erwähnt, durch die großen Erfahrungen, die mit dem Zentrifugalpumpensystem gemacht sind, eine große Vollkommenheit in der Ausbildung aller Teile des Systems erzielt ist, so darf nicht vergessen werden, daß die ständige Erhaltung eines absolut luftdichten Saugleitungsnetzes vom Absenkungsbrunnen bis zur Pumpe in Anbetracht der vielen bei den in Frage kommenden Tiefbauten nicht zu vermeidenden größeren Arbeiten eine große Schwierigkeit darstellt. Demgegenüber ist die Mammuthpumpenanlage außerordentlich einfach. Die zur Erzeugung von Druckluft erforderlichen Maschinen sind die einzigen einer ständigen Wartung bedürftigen Anlagen. Diese Maschinen lassen sich, fern von der Baustelle, in geschützter Lage zusammenlegen; dort bleiben sie während der ganzen Dauer der Ausführung unberührt, sind keinem Umbau unterworfen und behindern die Herstellung des eigentlichen Bauwerkes in keiner Weise. Das ganze Leitungsnetz besteht aus einer Luftzuführungsleitung nach den einzelnen Mammuthpumpen hin. Auch die Mammuthpumpe selbst ist für den Baubetrieb insofern geeignet, als sie keinerlei beweglichen Teile besitzt, die einer raschen Abnützung, eines Verschleißes oder einer Störung unterworfen sind. Hinzu kommt, daß die Kontrolle über die Leistung einer jeden Mammuthpumpe in überschläglicher Weise ermöglicht wird, insofern für jede Pumpe ein sichtbarer Wasseraustritt vorhanden ist. Dadurch, daß jede Pumpe regulierfähig ist, läßt sich im gewissen Umfange durch Anspannung einzelner Mammuthpumpen eine besondere Leistung an einer bestimmter Stelle erzielen.

Demgegenüber ist die Wasserkontrolle der Zentrifugalpumpenanlage nur am Ausfluß aus der Druckleitung möglich, wo also die Wassermengen des gesamten an die Pumpe angeschlossenen Rohrbrunnennetzes vereint sind. Wenn auch jeder Brunnen einer Zentrifugalpumpenanlage aus Betriebsrücksichten mit besonderem Schieber zweckmäßig versehen ist, so ist damit die Ergiebigkeit der einzelnen Brunnen nicht direkt feststellbar. Auch die Unterbringung der Maschinenaggregate der Zentrifugalpumpenanlage mit ihren Reserven in der verbauten durch Transportgleise und dergleichen eingeengten Baugrube bildet eine nicht zu leugnende Schwierigkeit, Häufig wird es erforderlich, die Stützpunkte der Maschinenanlage mit Rücksicht auf den Einbau des Bauwerkes vorübergehend mehrmals zu verändern, wenn auch dieser Uebelstand sich durch Anlage besonderer Pumpenstuben seitlich der Tunnelbaugrube erheblich abschwächen läßt.

2) Vergleich in Bezug auf Betriebssicherheit.

Die oben erwähnten bautechnischen Vorteile des Mammuthpumpensystems kommen zum großen Teil auch der Betriebssicherheit der Gesamtanlage zugute. Trotzdem würde es ungerecht sein, wollte man das Zentrifugalpumpensystem, welches sich seit Jahren erfolgreich für Absenkungsanlagen bewährt hat, und welches soeben erst bei Fertigstellung des Spreetunnels an der Jannowitzbrücke einen neuen Beweis geliefert hat, daß es den schwierigsten Anforderungen gerecht wird, hinsichtlich der Sicherheit des Betriebes dem Mammuthpumpensystem nachstellen.

Die Störungen, welche den Betrieb der Mammuthpumpen unterbinden, liegen fast ausschließlich, wenn man von äußeren Einwirkungen, wie gewaltsame Zerstörung der Luftleitung

absieht, in einem Versagen der Druckluftherzeugung. Es wird also im allgemeinen genügen, sich durch ausreichende Reserven (Kompressor- und Antriebskraft) zu schützen. Soweit die Reserve in der Antriebskraft in Frage kommt, gelten die hierfür zu treffenden Vorsichtsmaßnahmen für beide Systeme gemeinsam. In Anbetracht dessen, daß von ihr die Sicherheit der Bauausführung in hohem Maße abhängt, soll auf diese Maßnahmen zur Erhöhung der Betriebssicherheit des näheren eingegangen werden.

Bei Absenkungen von der Wichtigkeit der hier behandelten, sind elektrische Antriebsmaschinen vermöge ihrer Betriebsvorteile den Dampfmaschinen unbedingt vorzuziehen. Auch wirtschaftlich ist die Dampfmaschine als Reserve dem Elektromotor unterlegen, da die Dampfmaschine, falls sie als Reserve wirklich in Frage kommt, stets unter Dampf gehalten werden muß.

Der elektrische Strom sollte stets von zwei verschiedenen Speisepunkten geliefert werden, um im Falle von Störungen in einem Werke von dem Reservewerk Strom entnehmen zu können. Wo nur ein speisendes Werk für die Stromversorgung in Frage kommt, läßt sich der Reservestrom durch ein besonderes nur während der Dauer der Bauarbeiten hergerichtetes Kraftwerk erzeugen. Die Schaltanlagen sollen entsprechend den beiden speisenden Werken auch in räumlich getrennten Schuppen untergebracht werden, damit bei Zerstörung des Schalt-raumes durch Feuer oder durch bauliche Unfälle die Speisung der Maschinen durch die zweite Schaltanlage gesichert ist. Eine weitere Sorgfalt ist dem Leitungsnetz zu widmen. Saugeleitungen, Luftdruckleitungen oder Förderleitungen sind in der Baugrube in geschützter Lage unterzubringen; namentlich an besonders gefährdeten Stellen, wie z. B. in der Nähe von Baumaschinen, Kränen usw. ist ein besonderer Schutz der Leitungen gerechtfertigt. Das Leitungsnetz sollte so angelegt werden, daß die Aufrechterhaltung des Betriebes auch möglich ist, wenn an irgend einer Stelle ein Teil des Netzes vorübergehend außer Betrieb gesetzt werden muß. Es führt dies entweder zu Ringleitungen oder zur Auflösung der Gesamtleitung in mehrere einzelne Stränge, die mit genügenden Trennschiebern versehen werden; auch ist für die sichere Auflagerung des Leitungsnetzes Sorge zu tragen da federnde Auflager z. B. Querstreifen, auf welchen Materialtransporte stattfinden, zu Betriebsstörungen leicht Veranlassung geben.

Soweit die Maßnahmen zur Erhöhung der Betriebssicherheit der Zentrifugalpumpen in Frage kommen, so braucht wohl kaum besonders hervorgehoben zu werden, daß für jedes Maschinenaggregat ein vollständiges Reserveaggregat vorhanden sein muß. Handelt sich um in die Baugrube eingebaute Maschinenaggregate, so sind, mit Rücksicht auf die Feuersgefahr viele einzelne Maschinenhäuser weniger größeren vorzuziehen. Die Praxis hat gezeigt, daß gerade die Feuersgefahr in den Maschinenstationen eine häufige Störungsquelle bildet. Es sollte daher gerade dort alles bis ins Einzelne vermieden werden, was zu Feuerschaden Veranlassung gibt. In diesem Sinne verwende man feuersichere Schuppen, oder, wo dies nicht zugänglich, versee man die Holzschuppen mit feuersicherem Anstrich. Zur Heizung des Maschinenraumes verwende man ausschließlich elektrische Heizkörper; für das Bedienungspersonal gelte strenges Rauchverbot, in den Maschinenräumen halte man Handfeuerlöschapparate sichtbar bereit.

Bei Berücksichtigung aller oben im kurzen Rahmen wiedergegebenen Vorsichtsmaßnahmen dürfte die Zentrifugalpumpenanlage hinter der Mammuthpumpenanlage in Bezug auf Betriebssicherheit nicht zurückstehen. Es ist dieser Erfolg um so höher einzuschätzen, als in dem dritten, noch zu erörternden Vergleichspunkt, nämlich der Wirtschaftlichkeit des Absenkungssystemes, die Zentrifugalpumpen dem Mammuthpumpensystem weitaus überlegen sind.

3) Vergleich in Bezug auf Wirtschaftlichkeit.

Im allgemeinen steht die Wirtschaftlichkeit in einem gewissen Gegensatz zu der Betriebssicherheit, insofern häufig die zur Betriebssicherheit aufgewendeten Kosten sehr auf die Wirtschaftlichkeit der Anlage einzuwirken. In Anbetracht der hohen Baukosten, welche an und für

sich bei der Herstellung von Unterwassertunnel aufzuwenden sind, und welche auf die Rentabilität der Schnellbahnen ihren Einfluß ausüben, müssen bei den Herstellungskosten der Unterwasserfunnel alle verblühenden Momente erfaßt und voll ausgewertet werden. Die Wirtschaftlichkeit des Absenkungssystems muß umso gründlicher geprüft werden, als bei den mittels Grundwasserabsenkung hergestellten Unterwassertunnel die Bau- und Betriebskosten der Wasserhaltung einen namhaften Anteil der gesamten Herstellungskosten bilden.

Zur Illustration mag angeführt werden, daß die Wasserhaltungskosten beim Bau des Tunnels an der Inselbrücke, bei welchem die Wasserhaltung mit dem Mammuthpumpensystem unter teilweiser Unterstützung durch Zentrifugalpumpen vorgenommen wurde, rund 31 % der gesamten Bausumme ausmachten, während beim Bau des Tunnels an der Jannowitzbrücke, bei welchem ausschließlich Zentrifugalpumpen verwendet wurden, das Verhältnis der beiden Kostensummen mit etwa 25 % angesetzt werden kann.

a) Anschaffungskosten.

Vergleicht man beide Absenkungssysteme zunächst hinsichtlich der Anschaffungskosten, so muß in erster Linie angeführt werden, daß das Mammuthpumpensystem nur für größere und wichtige Anlagen mit großen Absenkungstiefen in Frage kommt, wohingegen das Zentrifugalpumpensystem eine uneingeschränkte Verwendungsmöglichkeit besitzt. Die Folge davon ist, daß das anzuschaffende Inventar der Mammuthpumpen einschließlich der erforderlichen Kompressoren für die in Frage kommende Bauausführung mit einer wesentlich höheren Quote abgeschrieben muß, als das Inventar des Zentrifugalpumpensystems. Aber auch absolut genommen, sind die Anschaffungskosten einer Mammuthpumpenanlage wesentlich höher als die der Zentrifugalpumpen. So betragen die Anschaffungskosten der Mammuthpumpenanlage einschließlich Aufstellung beim Bau des Tunnels an der Inselbrücke rd. 43 % von den gesamten Wasserhaltungskosten. Wenn auch dieser Prozentsatz starken Schwankungen unterworfen sein muß, je nach der Dauer der Inbetriebhaltung der Wasserhaltungssanlage, so ist die Tatsache, daß diese Kosten rd. 13 % der Gesamtherstellungskosten ausmachten, ein Maßstab dafür, welches Opfer durch Anwendung des Mammuthpumpensystems den oben erwähnten Vorteilen gebracht wird. Für den Fall, daß das Mammuthpumpensystem lediglich als Reserve des Zentrifugalpumpensystems Verwendung findet, wie bei der Herstellung des Tunnels an der Weidendammer Brücke, liefern die vorstehend angeführten Zahlen ein Beispiel für die Kostspieligkeit einer derartigen Reserve.

b) Betriebskosten.

Hinsichtlich der Betriebskosten sollen nachfolgend die beiden Absenkungssysteme untersucht werden und zwar für den Fall der Absenkung nur mit Mammuthpumpen bzw. nur mit Zentrifugalpumpen und für den Fall der gleichzeitigen Verwendung von Mammuthpumpen und Zentrifugalpumpen.

Die Ausführung der Kreuzung an der Inselbrücke und an der Jannowitzbrücke gestatten einen Vergleich in wirtschaftlicher Beziehung, insofern die beiden Systeme dort zum Teil getrennt, zum Teil vereinigt in Betrieb gewesen sind.

Bei der Herstellung des ersten Bauabschnittes der Spreekreuzung an der Inselbrücke waren ausschließlich Mammuthpumpen in Betrieb und zwar entfielen auf die etwa 75 m lange Flußstrecke 30 Mammuthpumpen von 228 mm Dm. und 30 weitere Mammuthpumpen auf die gleichzeitig mit hergestellte etwa 90 m lange südliche Rampenstrecke. Die Mammuthpumpen der Rampenstrecke bestanden aus 10 Pumpen von 228 mm Dm. und 20 Pumpen von 216 mm Dm. Während hinsichtlich der Wassermengen, wie bereits in Tabelle Nr. 1, Seite 28 angegeben, eine Absonderung der auf der eigentlichen Flußstrecke geförderten Wassermenge möglich war, ließ sich bei Feststellung des Kraftverbrauchs die Trennung nach Fluß- und Rampenstrecke nicht durchführen, insofern die zum Betrieb der Mammuthpumpen erforderlichen Kompressoren die gesamte Strecke mit Druckluft versorgten.

Kraftaufwand und Wirkungsgrad für verschiedene Leistungen

Tabelle N. 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
Beobachtung	Baustelle	Datum der Beobachtung	Wassermengen d. Fl. Pumpen.	Wassermenge zum m. h. m.	Fläche h. m.	Q x h in m kg	Kraftaufwand in PS	Wirkungsgrad d. Saug- u. Förderpumpen	Kraftaufwand pro 100 m ³ Wasser	In Betrieb d. Saug- u. Förderpumpen	Wirkungsgrad d. Saug- u. Förderpumpen	Kraftaufwand pro 100 m ³ Wasser	Förderhöhe in m.	Q x h in m kg	Kraftaufwand in PS	Kraftaufwand pro 100 m ³ Wasser	In Betrieb d. Saug- u. Förderpumpen	Wirkungsgrad d. Saug- u. Förderpumpen
a		13. II. 1910	285	235	520	9.0	4680	384	8.20	49	0.162							
b		30. II. 1910	366	312	678	9.5	6440	425	6.60	55	0.202							
c		7. II. 1910	200	340	540	10.8	5830	550	9.45	45	0.141							
d		14. II. 1910	220	380	600	13.0	7800	640	8.22	51	0.162							
e		22. II. 1910	180	350	530	12.0	6350	550	8.68	48	0.154							
f		9. II. 1910	300	330	630	12.9	7560	650	8.59	47	0.155							
g		20. I. 1910	160	249	409	10.0	4090	440	10.75	32	0.124							
h		3. I. 1910	237	129	366	11.0	4030	450	11.15	24	0.120							
i		10. I. 1910	292	113	405	10.9	4410	450	10.20	35	0.131							
k		19. I. 1912	126	126	114	14.30	1430	122	8.55	13	0.156	138	10.7	1475	76	5.15	15	0.259
l		7. I. 1912	124	124	113	14.00	1400	120	8.57	12	0.156	137	10.8	1480	71	4.80	15	0.278
m		25. I. 1912	96	96	130	12.48	230	18.40	26	0.072	204	12.5	2550	137	5.38	30	0.248	
n		4. I. 1916										536	12.0	6430	230	3.58	64	0.372
o		12. I. 1916										605	12.5	7550	240	3.14	77	0.420
p		11. I. 1916										663	13.8	9150	256	2.80	111	0.475
q		15. I. 1916										475	11.0	4230	156	3.70	82	0.362

Spreetunnel Jannowitzbrücke

Spreet. Inselbr. II. Abschnitt

Spreetunnel Inselbrücke I. Abt. und Südrampe

Marmeladepumpen

Kreiselumpen

Nicht vorhanden

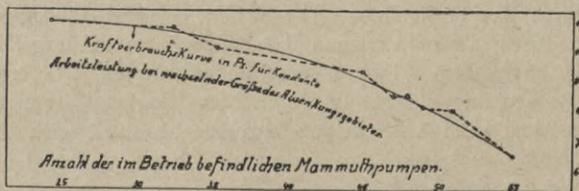
Nicht vorhanden

Nicht vorhanden

In Tabelle Nr. 3 sind die Beobachtungen a—i im ersten Bauabschnitt des Tunnels an der Inselbrücke zusammengestellt. Ermittelt man danach, wie in Spalte 10 der Tabelle angegeben, den für eine Einheitsleistung von 100 mkg erforderlichen Kraftaufwand, so ergibt sich, daß derselbe nicht konstant ist. Es hat dies wohl in der Hauptsache seine Begründung darin, daß die Wirtschaftlichkeit der Mammuthpumpe je nach ihrer Leistung verschieden ist. Es schwankten beispielsweise die Leistungen der Mammuthpumpe, wie aus der auf Seite 28 angegebenen Tabelle der Wassermenge ersichtlich ist, (siehe dort Spalte 11) zwischen 3,2 und 12,7 Liter. Es darf bei Betrachtung der Einzelleistung nicht außer Acht gelassen werden, daß es sich um Durchschnittsleistungen handelt, gebildet aus den schwächeren Pumpen der Rampenstrecke und den stärkeren der Flußstrecke. Die sehr interessante Feststellung, inwieweit der Kraftverbrauch der Mammuthpumpen abhängig von der jeweiligen Pumpenleistung ist, konnte daher leider nicht getroffen werden. Es hätte zu diesem Zwecke nicht nur die Messung der Leistung einer einzelnen Pumpe, sondern auch die von der einzelnen Pumpe verbrauchte Kraft ermittelt werden müssen. Wenn auch früher gesagt worden ist, daß ein Vorteil der Mammuthpumpenanlage darin erblickt werden muß, daß der Austritt des Wassers aus der Pumpe und damit die Leistung der Pumpe feststellbar ist, so muß an dieser Stelle der Nachteil betont werden, der in wirtschaftlicher Beziehung durch die Regulierbarkeit der Pumpenleistung eintritt. Je nach der mehr oder weniger geöffneten Schieberstellung der Mammuthpumpen schwanken deren Leistungen in Grenzen von 0 bis 20 Liter. Die wirtschaftlich günstigste Leistung läßt sich, vorausgesetzt, daß sie bekannt ist, nur nach dem Augenmaß durch Beobachtung des austretenden Wasserstrahles feststellen. Eine Gewähr für die Einhaltung des günstigen Wirkungsgrades der Anlage ist auf diese Weise nicht zu erzielen. So erklären sich auf Tabelle Nr. 3 ermittelte Schwankungen des Wirkungsgrades der Gesamtanlage in Grenzen von 0,20 bis 0,12, wenn man zunächst von der Beobachtung m absieht. Bringt man den in Spalte 10 ermittelten Kraftaufwand für eine Einheitsleistung von 100 mkg in Beziehung zu der jeweilig in Betrieb befindlichen Pumpenzahl, so ergibt sich die auf Abbildung Nr. 12 dargestellte Kraftverbrauchs-Kurve als Funktion der in Betrieb befindlichen Mammuthpumpen. Die Kurve zeigt, daß der spezifische Kraftverbrauch um so größer ist, je geringer die Anzahl der in Betrieb befindlichen Mammuthpumpen ist.

Abbildung 12.

Kraftverbrauchs-Kurve für Mammuthpumpen.



Da die Anzahl der Pumpen einen Maßstab bildet für die jeweilige Größe des Absenkungsgebietes, so folgert aus der Beziehung, daß die Wirtschaftlichkeit der Mammuthpumpenanlage wächst mit der Größe des Absenkungsgebietes. Es liegt darin die Bekräftigung eines Erfahrungssatzes, wonach die Wirtschaftlichkeit bei lokalen Absenkungen gegenüber größeren Flächenabsenkungen ungünstiger ist. Den Beobachtungen aus dem ersten Bauabschnitt des Spreetunnels an der Inselbrücke, welche Aufschluß über die Wirtschaftlichkeit des Mammuthpumpensystems geben, können die Beobachtungen bei Herstellung des Spreetunnels an der Jannowitzbrücke, bei welcher nur das Zentrifugalpumpensystem verwendet wurde, gegenübergestellt werden, um einen Vergleich über das wirtschaftliche Verhalten der beiden Systeme zu gewinnen. Die Beobachtungen n — q der Tabelle Nr. 3 zeigen in Spalte 19 einen Wirkungsgrad der Kreiselpumpe über den doppelten desjenigen der Mammuthpumpe. Dieser wirtschaftliche Vorzug der Zentrifugalpumpen ist umso schwerwiegender, als die Betriebskosten bei

der Grundwasserabsenkungsmethode eine einschneidende Rolle spielen. Da die Betriebskosten von dem Arbeitsfortschritt des gesamten Baues, von den mehr oder weniger günstigen Arbeitsbedingungen, von der Arbeitszeit, der Witterung und ähnlichen Umständen abhängig sind, lassen sich die wirtschaftlichen Vorteile aus dem günstigeren Wirkungsgrad der Zentrifugalpumpen zahlenmäßig schlecht fassen. Es mag genügen, auf die Beobachtung über den Kraftverbrauch in Tabelle Nr. 3 hinzuweisen. Aus diesen Beispielen geht die hohe Bedeutung des Wirkungsgrades des zur Anwendung kommenden Absenkungssystemes zur Genüge hervor. Bringt man das bei Vergleich der Betriebssicherheit der Absenkungssysteme Gesagte in Zusammenhang mit dem Ergebnis der Untersuchungen über die Wirtschaftlichkeit, so ergibt sich, daß das Zentrifugalsystem vorzuziehen ist, wo nicht besondere Verhältnisse die Anwendung des Mammuthpumpensystems rechtfertigen.

Vollständig unzweckmässig ist es, das Mammuthpumpensystem gleichzeitig mit dem Zentrifugalpumpensystem zu verwenden, etwa dergestalt, daß den Mammuthpumpen die Absenkung außerhalb der Baugrube zufällt, wofür sie als einstufige Anlage geeignet sind, und die Absenkung innerhalb der Baugrube mit Zentrifugalpumpen zu bewirken. Abgesehen von den doppelten Anschaffungskosten, den doppelten Einrichtungskosten, ist der gemischte Betrieb unwirtschaftlich. Die Wirtschaftlichkeit des gemischten Betriebes geht aus den Beobachtungen im zweiten Bauabschnitt des Spreetunnels an der Inselbrücke hervor. Bei der Betrachtung der Tabelle der geförderten Wassermengen (Tabelle Nr. 1, Seite 28) ist ersichtlich, daß bei den Beobachtungen d, e, f gleichzeitig beide Systeme in Betrieb waren. Es muß, wie bereits in der Anmerkung, Spalte 16 der Tabelle, erwähnt ist, hinzugefügt werden, daß der Wirkungskreis der Mammuthpumpen und der Zentrifugalpumpen bei den Beobachtungen d und e getrennt war, und erst die Beobachtung f die Wirkung für einen gemischten Betrieb zeigt, insofern dort zwischen jeder Mammuthpumpe ein Kreisbrunnen in Betrieb war. Die seitens der Mammuthpumpen geförderten Wassermengen gingen auf 3,2 lt/sek. zurück, so daß die ganze Leistung von den Kreiselpumpen übernommen wurde. Die Tabelle des Kraftaufwandes Nr. 3 zeigt für die Beobachtung am gleichen Tage (Beobachtung m), daß der Kraftaufwand für die Mammuthpumpen im Verhältnis zur Pumpenzahl der gleiche geblieben war. Infolgedessen mußte der Wirkungsgrad der Mammuthpumpenanlage für den gemischten Betrieb auf das niedrige Maß von 0,072 herabsinken. Die Beobachtung läßt erkennen, daß die Kreiselpumpen im vorliegenden Falle das Grundwasser tiefer absenkten, als die Konstruktion der Mammuthpumpe zuließ. Auf diese Weise arbeiteten die Mammuthpumpen trotz hohen Kraftverbrauchs infolge ungenügenden Wasserandranges äußerst ungünstig. Die eingeführte komprimierte Luft blies durch das Förderrohr, ohne Arbeit geleistet zu haben, aus. Würde die Mammuthpumpe etwa durch tiefere Verlegung des Fußstückes leistungsfähiger geworden sein, so hätte sich event. die umgekehrte Wirkung herausstellen können. Es ergibt sich hieraus die Feststellung, daß zwei Absenkungssysteme im gemischten Betrieb ungünstig aufeinander einwirken, insofern es nur selten gelingt, die beiden Systeme absolut gleich zu belasten.

V. Weiterer Ausbau des Grundwasserabsenkungsverfahrens für den Unterwassertunnelbau; Einfluß der Grundwasser- absenkung auf die Standsicherheit der Gebäude- fundamente.

Ihre erste Anwendung im Unterwassertunnelbau fand die Grundwasserabsenkungsmethode, wie bereits erwähnt beim Bau des Spreetunnels an der Inselbrücke. Obgleich bei diesem Bau die Vorteile der Herstellung des Tunnels in offener Baugrube mittels Fangedämmen in hervorragender Weise in Erscheinung traten, ergab sich das Bedürfnis, die Grundwasserabsenkungsmethode weiter auszubauen:

a) Die Verhältnisse eines vor Kopf in den Fluß hineinreichenden Bauabschnittes fordern, wie der Wassereinbruch bei dem Spreetunnel an der Inselbrücke lehrte, stets eine besondere Beachtung. Die zur Vermeidung dieser besonders ungünstigen Verhältnisse geschaffenen Maßnahmen stellen eine weitere Verbesserung des Absenkungsverfahrens hinsichtlich der Sicherheit der Ausführung dar.

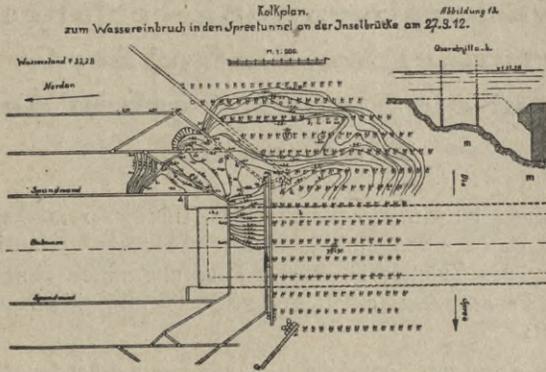
b) Wo auf die uneingeschränkte Erhaltung der Schifffahrt, sowie des Durchflußprofils besondere Rücksicht geboten ist, muß das Vorhandensein von Eindämmungen während der mehrere Jahre währenden Bauzeit als störend empfunden werden. Als ein großer Fortschritt muß es daher bezeichnet werden, daß die Grundwasserabsenkungsanlage auch ohne Verwendung von Fangedämmen anwendbar ist, wo die Verhältnisse dazu zwingen.

Zu a) Es erscheint angezeigt, die Verhältnisse vor Kopf der Baugrube unter Berücksichtigung des Vorhergesagten nochmals zusammen zu fassen, um daraus eine Grundlage zu gewinnen, inwieweit damit einschneidende bautechnische Änderungen des Absenkungsverfahrens gerechtfertigt sind.

Es ist mehrfach im vorhergehenden darauf angewiesen worden, daß gerade vor Kopf der Baugrube am ehesten Veränderungen in der Flußsohle auftreten. Diese Veränderungen in Gestalt von zurückbleibenden Vertiefungen, Kolken, Spalten oder Trichtern beeinflussen das Spiegelgefälle des abgesenkten Grundwasserstromes und verringern den Widerstand des Bodenkerns, welcher das Flußwasser von der Baugrubensohle trennt.

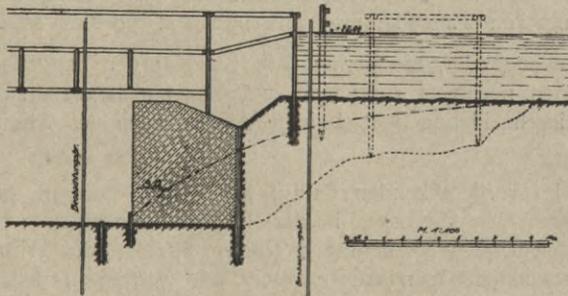
Betrachtet man den Wassereinbruch im zweiten Bauabschnitt des Spreetunnels an der Inselbrücke, welcher vor Kopf der Baugrube erfolgte, so kann nicht geleugnet werden, daß erhebliche Veränderungen der Flußsohle in der dem Wassereinbruch vorangegangenen Bauzeit stattgefunden haben. Zur Beseitigung des ersten Bauabschnittes sind die Fangedammspundwände aus dem Untergrund herausgezogen worden, bis an den Kopf der neuen Baugrube. Es liegen keine Feststellungen vor, wonach die Beseitigung dieser Spundwände bleibende Vertiefungen im Untergrund hervorgerufen hätten. Betrachtet man jedoch den Kolkplan Abbildung 13, welcher unmittelbar nach dem Wassereinbruch aufgenommen wurde, so ist die durch die Spundwandfüße des früheren Fangedammes gekennzeichnete Tiefenlinie im Kolkplan ersichtlich. In dem auf der gleichen Abbildung 13 aufgenommenen Querschnitt a-b ist die Lage der Spundwand und die Tiefe ihres Fußpunktes eingezeichnet. Vergleicht man die Grundwasserabsenkungskurve vor Kopf der Baugrube am Tage vor dem Wassereinbruch (Abbildung 14) und trägt die Lage des Fangedammes zur Absenkungskurve ein, so rechtfertigt sich die Annahme, daß vor Kopf der Baugrube das Grundwasser in Verbindung mit dem Flußwasser gestanden haben muß, bis der

große Druckunterschied zwischen dem Wasserspiegel in der Baugrube und dem Spreewasserstand gewaltsam und katastrophal zum Ausgleich kam. Es ist bei Betrachtung des Querschnittes a—b von Abbildung 13 die Annahme begründet, daß das Flußwasser den Weg zur Baugrube auf der Kolklinie m—m (kürzester Weg) genommen hat, d. h. von den Fußpunkten



des früheren Fangedammes aus. Die vor Kopf in Betrieb befindlichen Absenkungspumpen konnten den durch Anreicherung mit Flußwasser vergrößerten Wasserandrang nicht bewältigen. Infolgedessen kam der abgesenkte Wasserspiegel in der Baugrube nicht nur sichtbar zu

Abbildung 14.
Absenkungskurve vor Kopf der Baugrube Spreetunnel Inselbrücke
am 26.3.1912.



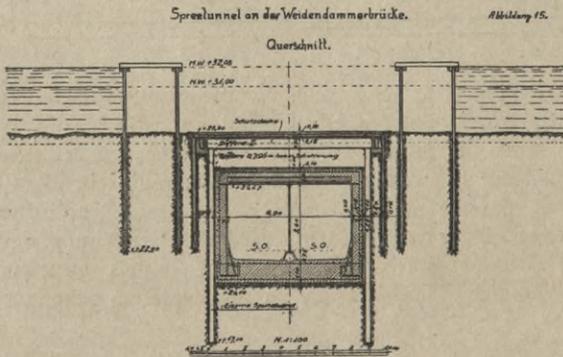
Tage, sondern stieg als Vorbote des Wassereintruchs wenige Stunden vor demselben in der Baugrube langsam an. Bei dieser einmal eingeleiteten Bewegung kam der durchfeuchtete Erdkern zwischen Flußsohle und Baugrubensohle in Bewegung und führte auf diese Weise den plötzlichen Einbruch des Wassers herbei.

Diese Darstellung des wahrscheinlichen Verlaufs des Wassereintruchs im Jahre 1912 zwingt zu einer besonderen Beachtung der Kopfseite der Baugrube. Wo die tiefe Ausschachtung vor Kopf der Baugrube erforderlich wird, sollte man nachfolgend zusammengestellte Grundsätze nicht aus dem Auge verlieren:

- 1) Vergrößerung des Weges des offenen Wassers zur Baugrubensohle,
 - a) durch Vorrücken der Fangedämme,
 - b) wo nicht zugänglich, durch Vertiefung der Spundwände am Kopfende.
- 2) Vermeidung der Zustandsveränderungen im Flußuntergrund durch Abschneiden aller provisorischen Einbauten unter Wasser um das Kopfende der Baugrube herum.

- 3) Tiefabsenkung vor Kopf der Baugrube, zu erreichen
 - a) durch Ausdehnung der Absenkungsanlage über die trocken zu haltende Baugrube hinaus,
 - b) wo dies nicht angängig durch Vergrößerung der Brunnenzahl am Kopfende, nötigenfalls durch Speisung dieser Brunnen mit einer besonderen Pumpe zur Vermeidung der ungünstigen Wirkung der am Ende eines Leitungsnetzes angeschlossenen Brunnen.
- 4) Bemessung der gesamten Grundwasserabsenkungsanlage, so daß das Grundwasser am Kopfende des Bauabschnittes noch etwa 1,5 m bis 2 m unter Bausohle abgesenkt ist.

In welcher Weise es möglich ist, die Arbeiten am Kopfende der Baustelle auf ein Mindestmaß ohne Gefährdung zu beschränken, zeigt die in Ausführung begriffene Spreekreuzung an der Weidendammer Brücke im Zuge der Friedrichstraße. Das Bauverfahren*) weicht insofern von dem des Tunnels an der Inselbrücke ab, als zunächst in mehreren Bauabschnitten nicht der Einbau des eigentlichen Tunnelkörpers erfolgt, sondern zuerst unter dem Schutz von Fangedämmen nur eine in Flußsohlenhöhe gelegene provisorische Decke, welche mit den gleichfalls im Trockenen hergestellten eisernen Einfassungswänden verbunden wird. Da die Schiffsverhältnisse bei der Kreuzung an der Weidendammer Brücke außerordentlich ungünstig sind, mußten zur Herstellung dieser Schutzdecke 3 Bauabschnitte vorgesehen werden. Erst nach Fertigstellung dieser künstlichen Flußsohle von einem Ufer zum andern wird in einer besonderen Bauperiode, bei welcher eine Einengung des Flußbettes nicht mehr eintritt, der Einbau des eigentlichen Tunnels unter Ausnutzung der geschaffenen Schutzbauten: vor sich gehen. (Vergleich Abbildung 15). Dieser an und für sich kostspielige und zeitraubende Arbeitsvorgang vermeidet zwar die Gefahren des Arbeitens vor Kopf, insofern die Herstellung des Tunnels in ganzer Länge unter dem Fluß zu einer Zeit erfolgt, wo die Grundwasserabsenkungsmethode sich auf eine große Fläche erstreckt; andererseits ist mit den dort



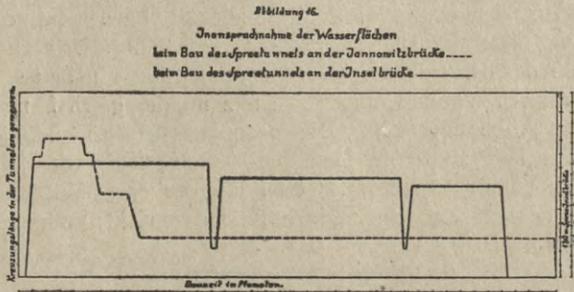
getroffenen Maßnahmen ohne Zweifel eine Verlängerung der gesamten Bauzeit nebst einer Verteuerung derselben verknüpft in solchem Maße, daß die Frage berechtigt ist, inwieweit der dort gewählte Bauvorgang zur Erzielung der beabsichtigten Vorteile noch gerechtfertigt ist

Die Möglichkeit der Herstellung des Untertunnels gleichzeitig in ganzer Länge und unter Vermeidung des Arbeitens vor Kopf wird in erheblich einfacher Weise erzielt, wenn die vorewähnte Schutzdecke nicht unter Zuhilfenahme von Fangedämmen im Trockenen eingebaut wird, sondern im Wasser, wie dies bei der Kreuzung an der Jannowitzbrücke erfolgt ist (vergl. Abbildung 2, Seite 8). In dem Maße, als sich die Erfahrungen bei den bisherigen Ausführungen mehren, wird die Annahme berechtigt sein, daß weitere Vereinfachungen auf dem betretenen Wege erreicht werden. Der Ersatz der provisorischen Decke durch die endgültige Tunneldecke, sei es, daß die Decke im Trockenen unter Zuhilfenahme von Fangedämmen eingebaut wird, oder durch Versenken im Nassen, sind Möglichkeiten, die zur weiteren

*) Vergl.: Krause: Die großen Verkehrsaufgaben Berlins und ihre Durchführung im Kriege. Z. d. V. d. Ing. 1917.

Vereinfachung der Grundwasserabsenkungsmethode führen. Daß diese Ausführungen durchaus im Bereich der Möglichkeit liegen, beweist die Ausführung der Haarlem-River-Kreuzung, bei welcher in ähnlicher Weise die Tunneldecke vorzeitig durch Herablassen unter Wasser hergestellt wurde.

Zu b). Die Rücksichten auf die Aufrechterhaltung der Schifffahrt und uneingeschränkte Erhaltung des Flußbettes erfüllen sich in weiterem Maße durch Einrichtung der Bauvorgänge in dem obengenannten Sinne. Das gewählte Bauverfahren an der Jannowitzbrücke entsprang dem Bedürfnis, die Schifffahrt an der genannten Stelle nach Möglichkeit uneingeschränkt zu erhalten; inwieweit diesen Rücksichten durch die Anordnung einer vorzeitig unter Wasser hergestellten Schutzdecke entsprochen wurde, geht aus der Gegenüberstellung der Inanspruchnahme der Wasserflächen beim Bau des Spreetunnels an der Inselbrücke mit der des Spreetunnels an der Janowitzbrücke hervor (Abbildung 16). Zum besseren Verständnis der Abbildung muß hinzugefügt werden, daß die beim Bau des Spreetunnels an der Jannowitzbrücke eingezeichnete konstante Inanspruchnahme während des größten Teils der Bauzeit sich lediglich auf die Inanspruchnahme der Ufer erstreckte, wodurch die Schifffahrt nicht beeinträchtigt wurde.



Wie aus dem Vorhergesagten hervorgeht, hat die Grundwasserabsenkungsmethode in ihrer Anwendung auf den Unterwassertunnelbau nicht nur durch die bereits erzielten Fortschritte, sondern auch durch die in der Zukunft noch weiter zu erwartenden Vereinfachungen jene Beweglichkeit erhalten, zu welcher die Verschiedenartigkeit der örtlichen Verhältnisse zwingt; sie ist damit auf dieselbe breite Grundlage wie das Druckluftverfahren getreten; je nachdem die Bauvorgänge eingerichtet werden, wird die Herstellung des eigentlichen Tunnelkörpers sowohl mittels Grundwasserabsenkung als auch mittels Druckluft zu erreichen sein, bezw. der Uebergang von der einen Methode zu den anderen ohne Schwierigkeiten durchzuführen sein.

Einfluß der Grundwasserabsenkung auf die Standsicherheit der Gebäudefundamente.

Es darf die Besprechung über das Grundwasserabsenkungsverfahren zur Herstellung von Unterwassertunnel nicht geschlossen werden, ohne der mehrfach aufgetretenen Frage Erwähnung zu tun, inwieweit durch die künstliche tiefe Absenkung des Grundwassers die Standsicherheit der in der Nachbarschaft gelegenen Gebäudefundamente gefährdet ist.

In dem Maße, als die Grundwasserabsenkungsmethode sich dank ihrer großen Vorteile als Gründungsmethode eingebürgert hat, haben sich die Befürchtungen erhalten, daß die Entziehung des Grundwassers schädliche Wirkungen im Untergrund ausübe. Im Rahmen dieser Abhandlung ist eine erschöpfende Erörterung der angeschnittenen Frage nicht möglich. In beiden Lagern haben sich zwei Meinungen hartnäckig erhalten, ohne daß vom wissenschaftlichen Standpunkt bisher der Beweis für die Richtigkeit der einen oder anderen These geliefert ist.

Es sei nachfolgend auf die Begründung näher eingegangen, aus welcher die Schädlichkeit der Grundwasserentziehung hergeleitet wird.

Den Ausgangspunkt für die Erhebung des Beweises, daß die Grundwasserabsenkungsmethode schädliche Einwirkungen ausübe, bildet das Auftreten von Rissen in Gebäuden, sowie die Beobachtung von Sackungen in der Nähe der Baugruben, die mittels Grundwasserabsenkung trockengelegt werden. Es sind namentlich zwei Momente, welchen bei der Entziehung des Grundwassers der schädigende Einfluß zugeschrieben wird.

1.) Die Behauptung, daß durch die Geschwindigkeit des abgesenkten Grundwassers feine Sandteilchen, die bei normaler Bewegung des Grundwassers in Ruhelage sich befinden, nach dem Absenkungsbrunnen mitgerissen werden und damit, wenn auch nur geringe, so doch gefährliche Verschiebungen im Erdreich nach sich ziehen.

2.) Die Behauptung, daß durch die Absenkung des Grundwassers die ausgetrockneten Sandschichten, welche vorher unter dem Einfluß des Auftriebes gestanden haben, nach Beseitigung der Auftriebskraft in eine andere Lage sich begeben und sich auf diese Weise ein neuer Gleichgewichtszustand einstellt.

Zu 1.) Was die Bewegung des Grundwasserstromes als Ursache für das Fortreißen von Sandteilchen anbelangt, so sei hier auf dieselben näher eingegangen. Die Geschwindigkeit des zu den Brunnen zulaufenden Grundwassers ist dem Verlauf des Spiegelgefälles der Absenkungskurve entsprechend eine verschiedene. Sie ist sowohl abhängig von der Durchlässigkeit des Untergrundes als auch von der erreichten Absenkungstiefe. Da die Absenkungstiefe mit zunehmender Entfernung vom Absenkungsbrunnen abnimmt, muß auch die Geschwindigkeit des Grundwasserstromes in demselben Maße abnehmen. Diese Geschwindigkeit ist so außerordentlich gering, daß durch sie Bewegungen nicht hervorgerufen werden können. Es ist auf Seite 14 für bestimmte Verhältnisse, wie sie bei den Flußunterführungen meistens gegeben sind, ein Beispiel zugrunde gelegt, in welchem die Geschwindigkeit des Grundwasserstromes als Kurve eingezeichnet ist. Es geht daraus hervor, daß die Geschwindigkeit schon in einer Entfernung von 2 m vom Absenkungsbrunnen nur 0,5 mm in der Sekunde beträgt. Diese Geschwindigkeit stellt etwa den 1000sten Teil der Geschwindigkeit dar, welche notwendig ist, um den festen Sand auf der Flußsohle in Bewegung zu bringen, so langsam bewegt sich das Grundwasser, indem es sich zwischen den Poren der Sandkörnchen hindurcharbeitet. Will man annehmen, daß trotz dieser langsamen Bewegung des Wassers das Mitreißen von Sandteilchen möglich sein sollte, so ist die zweite Voraussetzung für die Einleitung einer Bewegung das Mitreißen von Sand in den Absenkungsbrunnen. Nach dieser Richtung hin ist die Absenkungsmethode soweit ausgebildet, daß Befürchtungen hier nicht gerechtfertigt sind. Schon im Interesse des eigenen Baues werden die Filter der Absenkungsbrunnen so bemessen, daß Sandteilchen nicht hindurchkommen. Es lassen sich außerdem jederzeit die ausgepumpten Grundwassermengen auf etwaigen Sandgehalt mit Leichtigkeit untersuchen.

Sofern durch die Grundwasserabsenkung Bewegungen von Sandteilchen im Erdreich eintreten würden, müßten sich die schädlichen Wirkungen derartiger Bewegungen entsprechend der großen Reichweite der Absenkung auf große Entfernungen erstrecken. Es ist logisch, daß, von diesem Standpunkt aus betrachtet, nicht nur die Bauwerke, welche in unmittelbarer Nähe der Absenkungsanlage liegen, dem schädlichen Einfluß ausgesetzt sein müssen, sondern, da die Geschwindigkeit des Grundwassers nur langsam abnimmt, auch noch in größerer Entfernung vom Absenkungsherd. Die Schäden, welche nach Kenntnis des Verfassers auf Grundwasserentziehung zurückgeführt werden, liegen fast zusschließlich an Bauwerken, welche dicht an der Baustelle liegen und damit offenbar eine andere Ursache besitzen. Soweit in vereinzelten Fällen schädliche Einflüsse sich bemerkbar machen in Entfernungen von mehreren 100 m vom Absenkungszentrum, ist die Annahme berechtigt, daß eine Gründung auf nicht tragfähigem Boden vorliegt. Nur bei nichttragfähigem Baugrund wie Moor, Torf, Schlamm, Infusorienerde kann die Entziehung des Grundwassers eine Veränderung hervorrufen, insofern die ihres Wassers beraubten Bodenschichten austrocknen und dadurch sich zusammendrücken. Im Gegensatz zu Sand- und Kiesschichten sind diese organischen Ablagerungen nicht wasserführend,

sondern nur wassergesättigt. Ob und inwieweit andere nicht wasserführende Bodenarten wie Lehm gleichen Veränderungen unterworfen sind, kann ohne Vorhandensein genügender Beobachtungen nicht erörtert werden. Das Volumen derartiger wassergesättigter Schichten ist mit dem Grade der Durchfeuchtung demselben Wechsel unterlegen, wie das Volumen anderer organischer Stoffe, wie z. B. Holz. Es ist jedoch einleuchtend, daß, wenn Gründungen auf derartigen Bodenarten, die den Vorschriften der Technik zuwiderlaufen, erfolgen, die Absenkungsanlage für etwaige Schäden höchstens die Veranlassung zu Gleichgewichtsstörungen, nicht aber die Ursache sein kann.

Zu b.) Fehlen des Auftriebes.

Die Grundwasserströme sowohl wie die offenen Flußläufe unterliegen hinsichtlich ihrer Höhenlage auch ohne künstliche Absenkung mehr oder weniger bedeutenden Schwankungen. Ganz beträchtliche natürliche Spiegelveränderungen zeigen beispielsweise die Grundwasserströme dort, wo die Hochwasserstände der großen Flüsse bedeutend über die niedrigen Wasserstände anschwellen, so beispielsweise am Rhein und an der Elbe. Die durch Rückstau des Hochwassers in dem Grundwasserstrom verursachte Anspannung des Wasserspiegels ist unter Umständen größer als die zur Trockenlegung von Baugruben erzielten künstlichen Absenkungen. Es ist bekannt, daß der Grundwasserstand unter dem Kölner Dom, unter der Hofkirche in Dresden und unter vielen öffentlichen, den Untergrund stark belastenden Gebäuden, seit Jahrzehnten um mehrere Meter schwankt, ohne daß auch nur die geringste Spur einer Gefährdung dieser Gebäude nachweisbar geworden wäre. Auch die zur Wassergewinnung von den Wasserwerken eingerichteten Anlagen sind hinsichtlich ihrer Wirkung Grundwasserabsenkungsanlagen, mit stetig, je nach dem Verbrauch wechselndem Grundwasserstand.

Die Sand- und Kiesschichten des Untergrundes bilden deshalb den besonders guten, tragfähigen Baugrund, weil dieselben unter den Verhältnissen, unter denen sich ihre Ablagerung vollzog, auf das innigste gemengt, bezw. zusammengeschwemmt sind, so daß sie einer festeren Lagerung nicht mehr fähig sind.

Wenn man die Verhältnisse Groß-Berlins speziell betrachtet, so dürfte ein Beweis für die Unschädlichkeit der Grundwassersenkung auf Gebäude dadurch erbracht sein, daß während der fast 20 Jahre ununterbrochen währenden Untergrundbahnbauten mit ihren mehr oder weniger großen Absenkungstiefen fast kein Gebäude in Berlin besteht, unter welchem nicht innerhalb dieser Zeit mehr oder weniger große künstliche Schwankungen des Grundwasserstromes eingetreten sind, ohne daß die Gebäude Schaden gelitten haben.

Unter richtiger Würdigung des oben Genannten scheint es nach Ansicht des Verfassers ausgeschlossen, daß Grundwasserabsenkungsanlagen bei tragfähigem Baugrund Schaden an den Fundamenten von Gebäuden hervorrufen.

Nur insofern können die Schwankungen im Grundwasserstand zu schädlichen Wirkungen Veranlassung geben, wenn hinter den Baugrubeneinfassungswänden infolge Nachgiebigkeit der Wände oder ungenügender Sorgfalt beim Bodenaushub Hohlräume entstehen, welche bei ansteigendem Grundwasser zusammenschwimmen und alsdann Bewegungen im Erdreich hervorrufen können. Es ist einleuchtend, daß derartige, rein lokal auftretende Schäden jedoch nichts mit der Grundwasserabsenkungsmethode an sich gemein haben, sondern nur mit der baulichen Ausführung.

VI. Vergleich der Grundwasserabsenkungsmethode mit anderen Gründungsarten.

Zum Schluß dieser Abhandlung soll ein kurzer Ueberblick über diejenigen Verfahren gegeben werden, welche mit der Grundwasserabsenkungsmethode in Wettbewerb treten und ein Vergleich sowohl in technischer als auch in wirtschaftlicher Beziehung angestellt werden. Es sei vorausbemerk't, daß im Rahmen dieses Abschnittes selbstverständlich nicht auf die ausgeführten Unterwasertunnel näher eingegangen werden kann. Da die örtlichen Verhältnisse, wie die zahlreichen zur Anwendung gekommenen Verfahren beweisen, in erster Linie maßgebend sind, ist eine schematische Gruppierung der einzelnen Verfahren nach ihrer Zweckmäßigkeit nicht durchführbar. Sowohl die Tiefe des zu unterfahrenden Gewässers als auch die ange-
tröffenen Bodenverhältnisse werden immer eine ausschlaggebende Rolle spielen. Die nachfolgenden Erörterungen beschränken sich daher ausschließlich auf die Fälle, wo die örtlichen Verhältnisse sowohl die Anwendung der Grundwasserabsenkungsmethode als auch eine andere der bekannten Unterwassertunnel-Baumethoden ermöglichen.

1. Vergleich in technischer Beziehung.

Wenn man den heutigen Stand der Technik des Unterwassertunnels vergleicht mit dem zu Anfang dieses Jahrhunderts, so ergibt sich, daß in den letzten 10—15 Jahren für die Herstellung des Unterwassertunnels verschiedene Verfahren sich der bis dahin allein in Anwendung gewesenen Schildvortriebsbauweise hinzugesellt haben. Man gewinnt den Eindruck, daß die Entwicklung der Frage des Unterwassertunnels noch nicht zum Abschluß gekommen ist. Bis in die letzte Zeit hinein drängen sich, wie auf keinem anderen Gebiet des Bauwesens, Neuerungen und Verbesserungsvorschläge, welche sich auf die Erfahrungen der vorhergegangenen Ausführungen aufbauen und welche der Bearbeitung künftiger Unterwassertunnel einen besonderen Reiz verleihen. Es kann nicht geleugnet werden, daß mit dem Fortschritt in der Entwicklung des Unterwassertunnelbaues auch Mißerfolge sowie unvorhergesehene größere Zwischenfälle aufgetreten sind; sie regen dazu an, in der Sicherheit der Bauausführung bei der Wahl der Vereinfachungen vorsichtig zu Werke zu gehen und die Wirtschaftlichkeit der Ausführung nicht allein in den Vordergrund zu stellen.

Um eine übersichtliche Gruppierung der mit der Grundwasserabsenkungsmethode vergleichbaren Bauverfahren für die Herstellung von Unterwassertunnel zu gewinnen, soll als Ausgangspunkt die Art, wie das Wasser bei den verschiedenen Verfahren beseitigt wird, gewählt werden. Alle Einteilungen, welche auf den mehr oder weniger verschiedenen Arten des Bauvorganges aufgebaut sind, werden überholt durch die rasche Entwicklung des Unterwassertunnelbaues, insofern bei den verschiedenen Bauverfahren die einzelnen Bauvorgänge eine große Kombinationsmöglichkeit aufweisen. Es lassen sich hier 4 verschiedene Systeme miteinander vergleichen; dieselben sind in der Tabelle 4 zusammengestellt nebst ihren Abarten, und dabei sind gleichzeitig zur besseren Illustration diejenigen Unterwassertunnel angegeben, welche als Hauptvertreter der entsprechenden Methode anzusehen sind.

Von wesentlicher Bedeutung für die Bauverfahren ist

a) die Rücksicht auf die uneingeschränkte Erhaltung der Schifffahrt sowie des Durchflußprofils.

Je nachdem die eben genannten Rücksichten in den Vordergrund gestellt werden, ist die Anwendung der einzelnen Verfahren mehr oder weniger erschwert. Im allgemeinen dürfte

die Wirtschaftlichkeit des Bauverfahrens um so ungünstiger werden, je höher die Anforderungen auf Erhaltung der Schifffahrt sowie des Durchflußprofils gestellt werden. In Tabelle Nr. 4 sind zwei Spalten mit aufgenommen:

Ohne Einschränkung des Flußbettes,

Mit Einschränkung des Flußbettes,

so daß ein Vergleich der einzelnen Bauverfahren nach dieser Richtung hin ohne weiteres möglich ist.

Das Grundwasserabsenkungsverfahren läßt, wie bereits in dem vorigen Abschnitt ausgeführt ist, durch Umstellung der Baumaßnahmen die Möglichkeit zu, die Bauarbeiten ohne wesentliche Einschränkung des Flusses vorzunehmen. Auf die Mittel hierzu braucht nicht nochmals näher eingegangen zu werden. Die Vielseitigkeit der Grundwasserabsenkungsmethode geht aus der Tabelle 4, № 1–4 hervor. Daß die Absenkungsmethode sich auch nach dieser Richtung hin an die Forderung der Örtlichkeit angepaßt hat, ist um so höher zu bewerten, als die auf einem anderen Gebiet liegenden Vorteile der Grundwasserabsenkungsmethode dadurch voll in Rechnung gesetzt werden können.

Das Beispiel der Tunnelkreuzung an der Jannowitzbrücke zeigt, daß durch den vorzeitigen Einbau einer Schutzdecke die die Schifffahrt störenden Arbeiten außerordentlich eingeschränkt und zusammengedrängt werden können. Es darf nicht verkannt werden, daß durch den Einbau einer derartigen Schutzdecke eine tiefere Lage der Schienenoberkante unter dem Fluß bedingt wird. Wenn man sich nicht dazu entschließt, diesen Nachteil auszugleichen durch Ersatz der Schutzdecke durch die endgültige Tunneldecke, so kann die Schutzdecke zur Entlastung der endgültigen Decke mit herangezogen werden und gleichzeitig den Schutz der eigentlichen Decke gegen äußere Beschädigungen übernehmen.

Beim Bau des Tunnels an der Jannowitzbrücke fällt der etwa 1 m starken Eisenbetonschutzdecke die Aufgabe zu, die Belastung für einen evtl. gesunkenen Kahn zu übernehmen, so daß die Tunneldecke nur auf reinen Wasserdruck berechnet zu werden braucht. Die Gesamtstärke beider Decken beträgt dort 1,50 m. Es ist dies nicht größer als das Maß der Decke des Tunnels an der Inselbrücke zuzüglich der dort aufgetragenen Steinschüttung zum Schutze der Decke.

Lediglich vom Standpunkt der Einschränkung des Flußbettes aus betrachtet, ist das Schildvortriebsverfahren an erster Stelle zu nennen. Wie jedoch noch weiter unten entwickelt wird, bedingt das Schildvortriebsverfahren eine tiefe Lage der Schienenoberkante durch die erforderliche Erdüberlast, so daß es nicht gerechtfertigt ist, zur Vermeidung einer vorübergehenden Inanspruchnahme des Flußbettes der Wirtschaftlichkeit eines Unterwassertunnels so hohe Opfer zu bringen.

Bei allen anderen Abarten der Druckluftgründungsmethode, bei welchen die Tiefanlage der Schienenoberkante umgangen wird, ist zur Ueberwindung des Luftdruckes die Aufbringung von Ballast von vorübergehenden Erdschüttungen im Flußbett erforderlich, Maßnahmen, welche die ungestörte Erhaltung des Durchflusses stark beeinträchtigen. Auch die Gefriergründung besitzt die gleichen Nachteile, insofern dort zur Erreichung des Gefrierzustandes das Wasser nahezu bewegungslos sein muß, was zuverlässig durch Anschüttung im Fluß erreicht wird.

Wenn auch die Vorkehrungen, welche bei der Grundwasserabsenkungsmethode notwendig werden, zur uneingeschränkten Erhaltung der Schifffahrt und des Durchflußquerschnittes die Bauweise komplizieren, so sind die hierfür geforderten Opfer weniger einschneidend als bei den anderen Verfahren.

b) Güte und Sicherheit der Ausführung.

Güte, Sicherheit und Schnelligkeit der Ausführung hängen im hohen Grade ab von den bei dem Bauverfahren vorhandenen Arbeitsbedingungen. Die Herstellung des Unterwassertunnels in offener Baugrube, wie sie bei Anwendung des Grundwasserabsenkungsverfahrens

ermöglicht wird, gewährleistet die beste Ueberwachung aller Arbeiten und verbürgt damit auch die Güte der Ausführung. Bei allen Unterwassertunnel darf die Sicherheit der Bauausführung nicht aus dem Auge gelassen werden, unter Berücksichtigung dessen, daß während der Dauer der Bauherstellung nur ein künstlicher Gleichgewichtszustand herrscht. Es soll nicht gesagt werden, daß unvorhergesehene Zwischenfälle bei Anwendung des Grundwasserabsenkungsverfahrens weniger zu erwarten sind, als bei anderen Verfahren. (Soweit hier die Sicherheit der Ausführung gefördert werden kann, wird auf die vorliegende Abhandlung verwiesen.) Der Vorzug der Grundwasserabsenkungsmethode gegenüber anderen Verfahren liegt jedoch darin, daß bei vorkommenden Zwischenfällen die Rettung der Arbeiter, wie die Erfahrung gezeigt hat, ohne Schwierigkeit ermöglicht wird.

Besonders ungünstig in dieser Richtung verhält sich das Druckluftverfahren. Die Ausführungen bis in die letzte Zeit hinein beweisen, daß nicht nur die ungünstigen hygienischen Arbeitsbedingungen auf die Güte und Schnelligkeit der Ausführung einen hemmenden Einfluß ausüben; auch die schwierige Rettung der Arbeiter im Falle des Eintritts unerwarteter Ereignisse ist ein technischer Mangel. Die in Aussicht genommenen Verschärfungen der für die Druckluftgründungen geltenden Arbeitsvorschriften sind nicht in der Lage, diese ungünstigen Momente auszuschalten. Sie tragen nur dazu bei, das Druckluftverfahren wirtschaftlich weiter zu belasten.

Bei Betrachtung dieses Gesichtspunktes kann nur das Gefrierverfahren auf die gleiche Stufe mit der Grundwasserabsenkungsmethode gestellt werden. Die Nachteile dieses Verfahrens, welche zum größten Teil auf wirtschaftlichem Gebiet liegen, lassen den hier erwähnten Vorteil jedoch nicht zur Geltung kommen.

2. Vergleich in wirtschaftlicher Beziehung.

Der wirtschaftliche Vergleich der einzelnen Baumethoden ist insofern nur in großen Richtlinien möglich, als die Mannigfaltigkeit der örtlichen Verhältnisse, die nicht in den Rahmen einer allgemeinen Betrachtung gebracht werden können, den größten Einfluß ausüben. Es kann daher die Angabe der unmittelbaren Baukosten der einzelnen Verfahren nicht in Vergleich zu einander gebracht werden. Bei allen Gründungsarten, bei welchen zur Erhaltung des künstlichen Gleichgewichts ein dauernder Kraftverbrauch erforderlich ist, wie bei der Grundwasserabsenkungsmethode, der Druckluftmethode und der Gefriermethode, ist naturgemäß die Wirtschaftlichkeit der Ausführung in hohem Maße abhängig von der richtigen und vollkommenen Ausnutzung der Bauperiode, während welcher der dauernde Kraftaufwand zu leisten ist. Es ergibt sich daraus, daß die Wirtschaftlichkeit erheblich beeinflußt ist durch

a) die vorhandenen Arbeitsbedingungen

insofern dieselben die Bauzeit bestimmen. Eine Verkürzung der Bauzeit läßt sich dadurch erzielen, daß ein Teil der Arbeiten vorzeitig fertiggestellt wird unter normalen Arbeitsbedingungen, so daß die Bauperiode, bei welcher ein ununterbrochener Kraftaufwand erforderlich ist, dadurch verkürzt wird.

Hierher gehört das vorzeitige Herstellen der Tunneldecke und Versenken derselben unter Wasser, die teilweise Ausbaggerung im Nassen an Stelle des Bodenaushubs im Trockenen, Verwendung fertiger Tunnelrahmen usw. Es wird von Fall zu Fall zu untersuchen sein, inwieweit die Kosten bei Anwendung dieser Mittel im Verhältnis zu den beabsichtigten Vorteilen liegen.

Im weiteren Sinne gestalten günstige Arbeitsbedingungen die Verwendung einfacher Betonkonstruktionen an Stelle hochwertiger Eisenkonstruktionen. Sie verbilligen damit nicht nur unmittelbar die Bauherstellung durch Verkürzung der gesamten Bauzeit, sondern verbilligen durch Verwendung ungelernter und billiger Arbeitskräfte.

Am günstigsten liegen die Arbeitsbedingungen bei Herstellung des Tunnels in offener Baugrube, wie es die Anwendung des Grundwasserabsenkungsverfahrens ermöglicht. Die Uebersichtlichkeit der Baugrube, die Möglichkeit des gleichzeitigen Arbeitens an mehreren

Stellen, der ungehemmte Ab- und Antransport des Materials sind Vorteile, welche richtig ausgenützt, einen starken Einfluß auf die Bauzeit und damit auf die Wirtschaftlichkeit ausüben. Die Gefriermethode gestattet zwar ebenfalls das Arbeiten in offener Baugrube, jedoch liegt andererseits eine Arbeiterschwerelosigkeit und damit eine Verlängerung der Bauzeit in der Gefrierung des Bodens, welcher dadurch außerordentlich schwer lösbar ist. Ein wirtschaftlicher Nachteil der Gefriergründung liegt darin, daß in der Zeit, während welcher ein ununterbrochener Kraftaufwand zur Erhaltung des Gleichgewichts erforderlich ist, nicht sofort mit der Herstellung der eigentlichen Bauarbeiten begonnen werden kann. Die nutzlose Anspannung der Kältemaschinen bis zum Eintritt der vollständigen Erstarrung, ein Zeitraum, welcher je nach den Wasserverhältnissen und der Ausdehnung der Baugrube, über $\frac{1}{2}$ Jahr in Anspruch nehmen kann, ist ein wirtschaftlich das ganze Gefrierverfahren stark benachteiligender Umstand.

Besonders ungünstige Arbeitsbedingungen liegen bei der Druckluftgründung vor; wenn auch namentlich bei den Caissongründungen von den oben angegebenen Vorteilen der vorzeitigen Herstellung ganzer Bauwerksteile ausgiebig Gebrauch gemacht ist, so sind andererseits die Arbeitsverhältnisse für die unter Druckluft auszuführenden Arbeiten denkbar ungünstig. Es sei hier als Folge der ungünstigen hygienischen Arbeitsbedingungen, der geringen Leistungsfähigkeit, der gesteigerten Löhne, sowie infolge der vorhandenen Luftscheunen usw. der Einschränkung der Leistungen Erwähnung getan.

Die einzige Baumethode, bei welcher ein dauernder Kraftaufwand nicht in Frage kommt, ist die Versenkung des Tunnels in fertigen Stücken. Es darf jedoch nicht außer Acht gelassen werden, daß hier alle Nebenumstände, welche zum Gelingen des Verfahrens erforderlich sind, außerordentlich mannigfaltig, zeitraubend und kostspielig sind:

Die Feststellung der Abmessung des Tunnels ausschließlich für den vorübergehenden Zustand der Versenkung, die Verbindung der einzelnen Teile unter Wasser, die Errichtung gleichmäßiger Auflagerung, die Schwierigkeiten der Uferanschlüsse sind Momente, welche die Wirtschaftlichkeit der scheinbar so günstig dastehenden Methode schwer belasten.

Ein weiterer, die Wirtschaftlichkeit des Bauverfahrens mittelbar stark beeinflussender Faktor ist

b) die Tiefenlage des Tunnels unter der Flußsohle.

Es ist bereits früher gesagt, daß mit der Tiefenlage der Schienenoberkante unter der Flußstrecke auch der Nachteil langer und tiefer Rampenstrecken verbunden ist; ferner ist das notwendigerweise bei der Flußdückerung in Kauf zu nehmende verlorene Gefälle auch auf die Betriebsführung von dauerndem Nachteil. Im Gegensatz zu den hier nicht zu besprechenden Tiefbahnen ist bei Unterpflasterbahnen der wichtigste Grundsatz, das verlorene Gefälle unter dem Fluß so gering als möglich zu halten. Es sind daher alle Bauverfahren wirtschaftlich nachteilig, bei welchen die Schienenoberkante des Flußtunnels mit Rücksicht auf das Bauverfahren vertieft werden muß. Ein Schutzstreifen zwischen Flußsohle und Tunnelrücken ist in allen Fällen erforderlich; derselbe sollte jedoch nicht über ein konstruktives Mindestmaß hinausgehen.

Das Grundwasserabsenkungsverfahren gestattet die Flußdückerung unter Einhaltung dieses geringsten Deckenschutzes. Wo die Herstellung des Tunnels in offener Baugrube erfolgt, ist dieses ohne weiteres möglich; wo die offene Baugrube der abgedeckten Baugrube Platz macht, ist bei geschicktem Vorgehen eine Vergrößerung des verlorenen Gefalles nicht notwendig (vergl. das hierüber Gesagte auf Seite 51).

Auch bei dem Gefrierverfahren und bei der Herstellung des Tunnels durch Versenken in fertigen Stücken ist die Festlegung der Schienenoberkante nach der Flußsohle möglich, so daß nach dieser Richtung die beiden Gründungsarten sich gleich günstig wie das Grundwasserabsenkungsverfahren verhalten. Bezüglich der Nachteile dieser Methoden gegenüber der Grundwasserabsenkungsmethode wird auf das bereits unter a) Gesagte verwiesen.

Auch wirtschaftlich besonders ungünstig hinsichtlich der Tiefenlage unter der Flußsohle ist das Schildvortriebsverfahren, insofern zum Schutz gegen Luftdurchbrüche eine Erdüberlast

je nach der Wassertiefe von 3—5 m erforderlich ist. Wenn nun trotzdem die Druckluftgründung mit Schildvortrieb hinsichtlich der Häufigkeit der Anwendung an erster Stelle steht, so liegt dieser Umstand wohl darin begründet, daß das Schildvortriebsverfahren das älteste, in seinen Einzelheiten am weitesten durchgebildete ist, hauptsächlich aber deshalb, weil das Schildvortriebsverfahren für die hier nicht zu behandelnden Tiefbahnen, wie z. B. die des Londoner Schnellbahnnetzes das allein in Frage kommende Verfahren bildet.

In neuerer Zeit sind Vorschläge bekannt geworden, um den großen Nachteil der Erdüberlast bei Anwendung des Schildvortriebsverfahrens auszuschalten.*) Wenn auch die in Vorschlag gebrachte Verwendung von sogenannten „Tunnelbohrern“ oder der „Fahrbaren Taucherglocke“ geeignet erscheint, diese Nachteile des Schildvortriebsverfahrens auszuschalten, so kann in Ermangelung direkter Erfahrung über die wirtschaftlichen Vorteile nichts mitgeteilt werden.

Bei den übrigen Abarten der Druckluftgründung besteht eine Wechselbeziehung zwischen Tiefenlage des Tunnels unter Flußsohle und Einschnürung des Flußbettes während der Dauer der Herstellung, insofern der benötigte Ballast zur Ueberwindung des Luftdruckes entweder in dem offenen Flußbett aufgebracht wird und damit eine Beeinträchtigung des Flusses hervorruft oder, indem derselbe ohne Einschränkung des Durchflusses durch entsprechend tiefere Lage des Tunnels geschaffen wird und damit die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens stark belastet.

Im allgemeinen kann gesagt werden, daß die Grundwasserabsenkungsmethode sich ihrer technischen Vorteile wegen allein nicht so erfolgreich hätte an die Seite der älteren Gründungsverfahren stellen können, wenn der Methode wirtschaftliche Nachteile anhaften würden.

Die Grundwasserabsenkungsmethode stand bei der Ausführung des Tunnels an der Jannowitzbrücke in engem Wettbewerb mit den verschiedenen anderen bekannten Bauverfahren. Daß der Methode der Vorzug eingeräumt wurde, ist mit ein Beweis für ihre Konkurrenzfähigkeit auf wirtschaftlichem Gebiet.

Sofern alle oben in kurzem Rahmen angeführten Vorteile sowohl technischer als auch wirtschaftlicher Natur richtig erfaßt werden, darf von der Grundwasserabsenkungsmethode behauptet werden, daß sie berufen ist, bei den künftigen Unterwassertunnel einen führenden Platz einzunehmen, umso mehr, als mit Bestimmtheit erwartet werden darf, daß mit dem weiteren Ausreifen der gesammelten Erfahrungen die großen Vorteile des Verfahrens in seiner Anwendung auf den Unterwassertunnelbau noch deutlicher in den Vordergrund treten werden.

*) Vergl.: Haag, Grundzüge des Unterwasser-Tunnelbaues.

Literaturnachweis.

Piefke: Die Bodenfiltration.

Lueger: Theorie der Bewegung des Grundwassers in den Alluvionen der Flußgebiete.

Dupuit: Etudes Theor. et pratiques à travers les terrains perméables.

Smereker: Das Grundwasser, seine Erscheinungsformen, Bewegungsgesetze und Mengenbestimmung.

Lummert: Neue Methode der Bestimmung der Durchlässigkeit wasserfördernder Bodenschichten.

Kyrieleis: Grundwasser-Absenkung bei Fundierungsarbeiten.

Kaunhoven: Das geologische Profil längs der Berliner Untergrundbahnen und die Stellung des Berliner Diluviums.

Veröffentlichungen des statistischen Amtes der Stadt Berlin.

Josse: Druckluft-Wasserheber. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1898.

Kemman: Der Spreetunnel der Hoch- und Untergrundbahnen Berlins.
Zentralblatt der Bauverwaltung No. 43. 1913.

Giese: Das Bauverfahren für die Spreeuntertunnelung der AEG-Schnellbahn
Gesundbrunnen-Neukölln. Verkehrstechnische Woche vom 5. Dez. 1914.

Krause: Die grossen Verkehrsaufgaben Berlins und ihre Durchführung
während des Krieges. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1917. No. 11.

Gesellschaft f. d. Bau von Untergrundbahnen, Berlin: Der Spreetunnel
zwischen Sinalau und Treptow.

Haag: Grundzüge des Unterwassertunnelbaues.

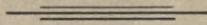
Rogge: Das Gefrierverfahren. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. No. 2.

Steiner: Neuerungen auf dem Gebiete der Unterwassertunnel unter besonderer
Berücksichtigung großstädtischer Verkehrsanlagen.
Oesterreichischer Ingenieur- und Architekten-Verein 1913.

Stockhausen: Der Elbtunnel in Hamburg und sein Bau.
Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1912.

Zehme: Die elektrischen Stadtschnellbahnen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika.

Génie civil 1908: }
" " 1910: } Traversée de la Seine par la ligne No. 4.
" " 1907: } Tunnel sous la Detroit River.



WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



31118

L. inw.

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000300038