

Grundwasserabsenkung bei
Fundierungsarbeiten

von Wilhelm Kyrieleis und Willy Sichardt
2. Auflage, Berlin 1930
(ohne Teil "Beispiele")

I. Wesen und geschichtliche Entwicklung der Grundwasserabsenkung.

A. Einleitung; Begriff und Vorzüge.

Die Ausführung von Fundierungsarbeiten unter dem Grundwasserspiegel ist eine alte Aufgabe der Tiefbautechnik, zu deren Lösung eine Reihe verschiedener Gründungsbauweisen entwickelt worden sind. Die Anwendbarkeit der einen oder anderen Bauweise hängt wesentlich davon ab, ob die tiefe Lage der Bausohle unter dem Grundwasserspiegel durch die tiefe Lage der tragfähigen Bodenschichten oder durch den Zweck des Bauwerkes bedingt ist. Bei tiefer Lage des tragfähigen Baugrundes konnte die Fundierung ohne Bewältigung des Wasserandranges mit Hilfe der Brunnengründung, im Bergbau als Senkschachtgründung im Gebrauch, oder durch die seit den ältesten Zeiten bekannte Pfahlgründung erfolgen. Erforderte der Zweck des Bauwerkes eine tiefe Lage der Bausohle unter dem Grundwasserspiegel (z. B. bei Schleusen, Trockendocks, Entwässerungskanälen), so mußte die Bauausführung unter Bewältigung des auftretenden Wasserandranges erfolgen. Die Beseitigung des Wassers aus der Baugrube erfolgte ursprünglich nur mit Hilfe der Oberflächenwasserhaltung, die meist als offene Wasserhaltung bezeichnet wird. Bei dieser Methode erfolgt das Abpumpen des zudringenden Wassers aus Vertiefungen der Baugrube, den Pumpensümpfen, in denen das aus den Böschungen und der Baugrubensohle offen austretende Wasser, häufig unter Zuhilfenahme von Drainagegräben, gesammelt wird. In reinem Sandboden und im bebauten Gelände können mit dieser Methode nur geringe Absenkungstiefen erreicht werden. Eine gewisse Verbesserung brachte die Einführung der Spundwände in die Tiefbautechnik mit sich dadurch, daß der Wasserandrang herabgesetzt und das Zusammenfließen der seitlichen Böschungen verhindert werden konnte.

Die erwähnten Bauweisen genügten in vielen Fällen des Gründungsbaues nicht mehr, seitdem die Entwicklung des Verkehrs und der Technik dazu geführt hat, daß in steigendem Maße Bauwerke zu errichten sind, die mit wesentlichen Bauteilen tief in das Grundwasser eintauchen müssen. Neue Gründungsmethoden entstanden, wie die Gefriergründung und die Druckluftgründung, die beide hinsichtlich der

Ermöglichung großer Gründungstiefen unter dem Grundwasserspiegel sehr leistungsfähig sind.

Ferner wurden größere Gründungstiefen unter Wasser erreicht mit Hilfe der Unterwasserbetonierung unter Zuhilfenahme langer Spundwände.

Diesen Bauweisen hat sich seit Ende des vorigen Jahrhunderts noch die Gründung in offener Baugrube mit künstlicher Absenkung des Grundwasserspiegels unter Zuhilfenahme von Rohrbrunnen zugesellt. Für diese Art der Absenkung, deren Kennzeichen die hierbei verwendeten Rohrbrunnen sind, hat sich heute allgemein die Bezeichnung Grundwasserabsenkung durchgesetzt.

Zunächst nur in kleinem Umfange und bei kleinen, nicht sehr tief in das Grundwasser eintauchenden Bauwerken benutzt, hat dieses Verfahren seit Beginn des 20. Jahrhunderts eine so allgemeine Verbreitung in Ländern, wo geeignete Untergrundverhältnisse vorliegen, gefunden, daß es heute ein wichtiger Zweig der Tiefbautechnik geworden ist. An der Ausbildung des Verfahrens haben Wasserversorgungsingenieure hervorragenden Anteil, da ihnen die absenkende Wirkung von Rohrbrunnen besonders geläufig war. Sie schufen die Grundlagen der Theorie der Grundwasserabsenkung und machten das Verfahren zuerst bekannt. Wasserversorgungstechniker waren es auch, die in Zusammenarbeit mit Tiefbauunternehmern das Verfahren in den Tiefbau einführten, und erst im Laufe der fortschreitenden Entwicklung und Verbreitung der Methode übernahm die Tiefbautechnik die weitere Ausbildung des Verfahrens in Theorie und Praxis.

Das Verfahren besteht im wesentlichen darin, daß eine Reihe von Rohrbrunnen, deren Abstände sich nach dem vorhandenen Wasserandrang bzw. der Bodendurchlässigkeit und der zu erreichenden Absenkungstiefe richten, mittels eines Rohrleitungsnetzes mit einer heute meist elektrisch betriebenen Kreiselpumpe verbunden wird. An die Kreiselpumpe schließen sich Druckleitungen an, durch welche das geförderte Wasser der nächsten zur Aufnahme geeigneten Vorflut zugeführt wird. Durch das Abpumpen des Grundwassers stellt sich der Wasserspiegel in einer zwischen den Brunnen nach oben gekrümmten Fläche ein, die an ihrer höchsten Stelle noch unter der Baugrubensohle verlaufen muß. Bei Anordnung einer Brunnengalerie sind Absenkungstiefen von 3 bis 5 m zu erreichen. Bei größerer Tiefe der Bausohle unter dem natürlichen Grundwasserspiegel werden zwei oder mehrere derartige Brunnenreihen stufenförmig in verschiedenen Höhenlagen angeordnet. Der Einbau der tiefergelegenen Brunnenstaffeln und Pumpensätze geschieht unter dem Schutze der höhergelegenen Staffeln.

Neuerdings wird bei Tiefsenkungen die erwähnte Staffelsenkung vielfach durch Anwendung von Tiefbrunnenpumpen, welche in genü-

gend tiefe Brunnen eingebaut werden, ersetzt, so daß bei Anwendung dieser auch als Tiefbrunnensenkung bezeichneten Ausführungsweise die gesamte Absenkungstiefe in nur einer Stufe erreicht wird.

Die Vorzüge der Gründung mit Hilfe der Grundwasserabsenkung sind recht zahlreiche, sie liegen teils auf wirtschaftlichem, teils auf technischem Gebiete. Die Baugruben können mit seitlichen Böschungen, genau wie beim Bau im Trocknen, ausgeführt werden. Sollten aus bestimmten Gründen, zum Beispiel bei beschränkten Raumverhältnissen, senkrechte Baugrubenwände nicht entbehrt werden können (Untergrundbahn in engen Straßen, Tiefkellereinbau in ein bestehendes Gebäude, Erweiterung einer bestehenden Wasserkraftanlage), so können die Seitenwände einfache Bohlenabsteifungen erhalten, wobei mitunter die beim Untergrundbahnbau zuerst eingeführten und bewährten Absteifungen mittels Bohlen zwischen geramnten I-Eisen am Platze sind. Da auch bei sehr tiefen Gründungen in einer offenen Baugrube gearbeitet wird, so ist nicht nur eine gute Übersicht und damit leichte Überwachung gewährleistet, sondern es können auch die Erdarbeiten schnell und unter Verwendung von Trockenbaggern ausgeführt werden. Ein weiterer, sehr wesentlicher Vorteil liegt darin, daß die Verwendung von Schüttbodyeton unter Wasser wegfällt und je nach Wunsch Stampf- oder Gußbeton Verwendung finden kann. Die Verwendung von Eisenbeton ist auch für die Sohle möglich, so daß auch hierdurch wirtschaftliche Vorteile entstehen. Ferner ist es möglich, eine etwa erforderliche Abdichtung (z. B. für Tiefkeller, Docks, Untergrundbahnen, Kohlenbunker) im Trocknen einwandfrei herzustellen. Schließlich sei noch erwähnt, daß die Baustellen gut zugänglich sind und das die Arbeiter auch in den tiefsten Baugruben unter denselben gesundheitlichen Verhältnissen arbeiten wie auf trockenem Gelände.

Die Vorteile der offenen Baugruben lassen sich bei geeigneten Bodenverhältnissen auch bei der Ausführung von Bauwerken unter offenen Wasserläufen ausnutzen. Die bekanntesten Bauausführungen dieser Art sind die bei den Untergrundbahnbauten in Berlin ausgeführten Unterfahrungen der Spree und des Landwehrkanals, wo die Grundwasserabsenkung in Verbindung mit der Umschließung der Baugrube mittels Spundwänden als neue Methode für die Ausführung von Unterwassertunnels entwickelt worden ist.

B. Geschichtliche Entwicklung, wichtigste Literatur.

1. Vor dem Erscheinen der ersten Auflage (1913).

Der erste Hinweis auf die Grundwasserabsenkung befindet sich, soweit festgestellt werden konnte, in einer Schrift von B. Salbach¹, erschienen 1874. Der grundsätzliche Unterschied der Grundwasserab-

senkung im Gegensatz zu dem sonst üblichen Auspumpen des Oberflächenwassers aus einer Baugrube ist hier deutlich gekennzeichnet; die betreffende Stelle soll daher wörtlich angeführt werden:

„Man ist leicht imstande, solche Stellen von lockerem Triebssand, welche bei Uferbauten bedeutende Schwierigkeiten bieten, dadurch zu befestigen, daß man vor dem Ufer Brunnen anlegt und durch starke Wasserförderung aus denselben die Quellen abschneidet, ehe sie an diese Schichten des Flußbettes usw. gelangen.

Wie häufig aber dieses Mittel vernachlässigt und falsch angewendet wird, sieht man bei Fundierungen, wo eine Baugrube durch Pumpen dadurch trocken gelegt werden soll, daß man Vertiefungen darin anbringt, aus welchen die Pumpen das Wasser absaugen. Durch dieses Mittel schafft man dem Zudrange des Wassers erst recht das Gefälle und es wird eine große Geschwindigkeit der Wasseradern hervorgebracht, welche in der Regel das in die Baugrube eingebrachte Betonmaterial oder den Mörtel des Mauerwerks auswäscht.

Viel sicherer ist es, wenn man neben einer solchen Baugrube, und zwar nach der Richtung hin, von welcher die Wasseradern herzufließen, Brunnenschächte anlegt, in welchen der Wasserspiegel tiefer abgesenkt wird, als die Sohle der Baugrube ist, so daß man durch dieses Mittel sowohl eine trockene als auch feste Baugrube sich schafft“.

Die Methode muß immerhin schon früher bekannt gewesen sein, denn in einem Artikel der holländischen Zeitschrift *De Ingenieur* 1903 erwähnt F. C. J. van den Steen van Ommeren² als erstes Beispiel einer Grundwasserabsenkung eine solche beim Bau eines Theaters in Oldenburg um das Jahr 1870 zur Ausführung gekommene; sie bestand aus vier eisernen Brunnen, die durch eine Rohrleitung verbunden waren, und wurde von Hand betrieben.

Im Jahre 1886 wandte dann A. Thiem Grundwasserabsenkung an beim Niederbringen des Sammelbrunnens für das im Bau begriffene Leipziger Wasserwerk. Um den etwa 5 m äußeren Durchmesser haltenden Sammelbrunnen wurden sechs in einem Kreise von 9 m Durchmesser angeordnete Rohrbrunnen niedergebracht und mittels einer Kreiselpumpe betrieben, um eine Schotterschicht, die von dem Sammelbrunnen durchfahren werden mußte, im Trockenem ausheben zu können. Erwähnt wird diese Absenkung von Seyffert³, einem früheren Assistenten Thiems.

Dasselbe Beispiel und auch die Verlegung von Heberleitungen für das Leipziger Wasserwerk mit Grundwasserabsenkung führte E. Prinz⁴ an, ebenfalls ein ehemaliger Assistent Thiems, in einem vor dem Berliner Bezirksverein Deutscher Ingenieure im Jahre 1906 gehaltenen und im Zentralblatt der Bauverwaltung 1906 zum Abdruck gekommenen Vortrage.

E. Dietrich erwähnt im Zentralblatt der Bauverwaltung 1896, Nr. 2, S. 19 die Grundwasserabsenkung innerhalb eines Sammelbrunnens mit Hilfe eines im Sammelbrunnen selbst tiefer getriebenen Rohrbrunnens, durch den die Trockenhaltung der Sohle zur Erleichterung der Baggerarbeiten beim Niederbringen des Sammelbrunnens erreicht wurde, nach einer Mitteilung im Scientific American Supplement 1891, S. 13273. Bemerkenswert ist in der kurzen Mitteilung Dietrichs ein Hinweis auf die Gefährlichkeit dieses Verfahrens, die man damals noch als vorliegend erachtete.

Seyfferth erwähnt an der oben angegebenen Stelle ferner die Anwendung der Grundwasserabsenkung bei der im Jahre 1893 erfolgten Verlegung der Heberleitung des in Wannsee gelegenen Werkes der Charlottenburger Wasserwerke und bei dem im Jahre 1895/96 erfolgten Bau des in der Jungfernheide gelegenen Werkes für die Gründung verschiedener Bauwerke und die Verlegung von Rohrleitungen.

F. Kreuter teilt im Zentralblatt der Bauverwaltung 1895, Nr. 52, S. 543 die Anwendung der Grundwasserabsenkung beim Bau des neuen städtischen Wasserwerkes in Budapest mit. Hier wurden aus einzelnen Ringstücken gemauerte Schachtbrunnen von 1 m äußerem Durchmesser verwendet.

Über die im Jahre 1897 von der Stadt Charlottenburg ausgeführten Kanalisationsarbeiten mit Grundwasserabsenkung berichtet Stadtbaurat Bredtschneider⁵ im Zentralblatt der Bauverwaltung 1898 und macht eingehende Angaben über die Ausführung der Arbeiten und die zur Verwendung gekommenen Maschinen.

Ebenso gibt van den Steen van Ommeren an der oben erwähnten Stelle eine ausführliche Darstellung der Grundwasserabsenkungen bei den im Jahre 1898 im Haag erfolgten Kanalisationsarbeiten.

Ferner findet sich in den Annales des travaux publics de Belgique 1903, S. 876 eine kurze Beschreibung des Niederbringens und der Konstruktion der Brunnen für Grundwasserabsenkungszwecke und ein Hinweis auf einige Bauausführungen mit Grundwasserabsenkung in Brüssel.

Als erste Anwendung der Grundwasserabsenkung für größere Bauwerke, die mit Wassergewinnung und Kanalisation nicht in Verbindung standen, erwähnt Kreuter an der oben angegebenen Stelle diejenige beim Bau der Budapester Untergrundbahn.

Dann wurde Grundwasserabsenkung angewendet beim Bau der beiden älteren Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals in Brunsbüttelkoog und Holtenau, bei der ersten mit geringerem Erfolge, bei der zweiten mit besserem unter Verwendung von drei großen gemauerten Schachtbrunnen. Ausführliche Mitteilungen darüber sind in dem nach-

folgenden Werk gegeben: J. Fülcher, „Der Bau des Kaiser-Wilhelm-Kanals“, 1898, Abt. I. Außerdem finden sich kurze Mitteilungen darüber in: Brennecke, „Ergänzungen zum Grundbau“. Handbuch der Baukunde III. 1. 2, und im Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften 1906, III. Teil, 3. Bd., S. 62.

Mitteilungen über die Anwendung der Grundwasserabsenkung beim Bau der Untergrundbahn in Berlin und einige Einzelheiten finden sich an folgenden Stellen: Zentralblatt der Bauverwaltung 1901, Nr. 1, S. 5: „Vom Bau des Tunnels der elektrischen Stadtbahn am Potsdamer Platz in Berlin“; ferner in Aufsätzen von Eiselen⁶, Giese und Blum⁷ und Langbein⁸.

Van den Steen van Ommeren erwähnt ferner in seinem mehrfach erwähnten Aufsatz die Ausführung der Kaimauern in Scheveningen im Jahre 1902 mit Hilfe von Grundwasserabsenkung.

Prinz gibt in seinem oben erwähnten Vortrag, der auch im Journ. für Gasbel. und Wasservers. 1907, Nr. 2, S. 34 abgedruckt ist, allgemeine Gesichtspunkte für die Ausführung von Grundwasserabsenkungsanlagen und führt kurz die Ausführung eines Teiles der westlichen Strecke der Untergrundbahn in Charlottenburg an; außerdem erwähnt er zum ersten Male die Ausführung einer Grundwasserabsenkungsanlage in mehreren Staffeln an einem Beispiel, der Verlegung der Heberleitung für eine Wasserfassung; und zwar geschah die Absenkung mit Hilfe der Wassergewinnungsbrunnen selbst; sie wurde ausgeführt im Jahre 1892 von Thiem.

An einem einzelnen Beispiel wird die Grundwasserabsenkung von Bernhard⁹ im Jahre 1906 beschrieben in einem Aufsatz: „Untertunnelung eines bewohnten Geschäftshauses für die Untergrundbahn in Berlin“.

In einem Aufsatz: „Etwas über Schleusen und Schleusenbau“ bespricht L. Brennecke¹⁰ 1907 die Vorzüge der Grundwasserabsenkung in ihrer besonderen Verwendung beim Bau großer Seeschleusen.

Ferner beschreibt Zimmermann¹¹ in der Zeitschrift für Bauwesen 1907 die Absenkungsanlagen für die Schleusen in Kersdorf und Fürstenberg und gibt ausführliche Daten an.

Über die bei der Spreekreuzung am Inselspeicher beim Bau der Stammstrecke der Berliner Untergrundbahn zur Ausführung gekommene Grundwasserabsenkungsanlage unter Anwendung von Mammutpumpen macht Theodor Steen¹² Angaben im Zentralblatt der Bauverwaltung 1911. Kurze Angaben hierüber macht auch Lietz¹³ in der Zeitschrift des Österreich. Ing.- und Arch.-Vereines 1912.

Ein kurzer Abschnitt über Grundwasserabsenkungen befindet sich auch in dem Werk von Brennecke¹⁴: „Der Grundbau“, 1906, S. 164 bis 172.

Als im Jahre 1913 die erste zusammenfassende Würdigung des Grundwasserabsenkungsverfahrens, sowohl hinsichtlich seiner theoretischen Grundlagen, als auch der praktischen Anwendung und der für die technische Ausgestaltung sich ergebenden Gesichtspunkte, in der ersten Auflage des vorliegenden Werkes erschien, hatte sich das Verfahren einen wichtigen Platz in der Gründungstechnik erobert. Wie heute rückschauend übersehen werden kann, hat an dieser günstigen Entwicklung der Ausbau des Berliner Untergrundbahnnetzes und die hierbei erfolgte Anwendung der Grundwasserabsenkungsmethode namhaften Anteil.

Als die Firma Siemens & Halske im Jahre 1891 ihre Entwürfe für ein Netz von Hoch- und Untergrundbahnen in Berlin den Aufsichtsbehörden vorlegte, fehlte es nicht an Stimmen, welche vor dem Unternehmen, einen Tunnel herzustellen, warnten, weil es zweifelhaft sei, ob man im grundwasserführenden Trieblande Berlins einen Tunnel zuverlässig dicht und gefahrlos für die Standsicherheit der benachbarten Gebäude ausführen könne.

Die Wasserdichtigkeit des Tunnels sollte durch eine Außenhautdichtung in Gestalt mehrfacher Lagen aufgeklebter Pappe mit mehreren Bitumenanstrichen erreicht werden. Die Aufbringung dieser Grundwasserabdichtung erforderte aber eine trockene, von Grundwasser freie Baugrube. Die Anwendung der damals zur Trockenlegung von Baugruben noch meist üblichen Sohlendrainage bzw. der offenen Wasserhaltung kam im Berliner Sandboden nicht in Betracht. Angeregt durch die vorerwähnte, von Bredtschneider beschriebene Anwendung der Grundwasserabsenkung bei dem Bau zweier Notauslässe durch das Tiefbauamt Charlottenburg, fanden 1898 eingehende Versuche seitens der Siemens & Halske A.G. am Nollendorfplatz in Berlin mit einer Filterbrunnenanlage statt. Das Wasser wurde mittels einer durch eine Dampflokmobile betriebene Kreiselpumpe gefördert und es wurde eine Absenkung des Grundwasserspiegels von 3 m erreicht, die für eine Trockenlegung bei den meisten der damals in Betracht kommenden Untergrundbahnstrecken genügend war. Bei den ersten in das Jahr 1900 fallenden Tunnelausführungen traten bei der Grundwasserabsenkung zwar noch einige Fehlschläge auf, aber die Schwierigkeiten wurden überwunden und das Verfahren wurde bald unentbehrlich für die Entwicklung des Untergrundbahnnetzes in Berlin und zog nunmehr die Aufmerksamkeit immer weiterer Fachkreise auf sich.

2. Seitherige Entwicklung.

Für die weitere Entwicklung des Grundwasserabsenkungsverfahrens nach Erscheinen der 1. Auflage ist bemerkenswert, daß für einen längeren bis 1926 reichenden Zeitabschnitt die Staffelsenkung mit nor-

malem Kreiselpumpenbetrieb das Feld beherrscht und die Tiefbrunnensenkung mit Tiefbrunnenpumpen keine neue praktische Anwendung* findet. Abgesehen von den durch den Krieg verursachten Hemmungen macht die Ausdehnung des Anwendungsgebietes der Grundwasserabsenkung stetige Fortschritte. Seitdem bei den großen Schleusenbauten in Emden, Brunsbüttelkoog und Holtenu Absenkungstiefen von 19, 20 und 22 m erreicht worden sind, gibt es hinsichtlich der praktisch vorkommenden und erreichbaren Absenkungstiefen keine Zweifel und Bedenken. Die Technik der Staffelsenkung wird mehr und mehr bekannt und bei zahlreichen Wasserbauten und Untergrundbahnbauten verbessert und ausgebaut. Der gewöhnlich 10 m tiefe Brunnen mit 150 mm Durchmesser findet so allgemeine Anwendung, daß er als „Normalbrunnen“ bezeichnet und angesehen wird. Als Antriebskraft kommt die elektrische Kraft in steigendem Maße zur Anwendung, und zwar auch dann, wenn die Möglichkeit, die Baustelle aus einem vorhandenen Stromnetz zu versorgen, nicht vorliegt, durch Einrichtung besonderer elektrischer Baukraftwerke. Ferner ist die Verdrängung der früher üblichen gußeisernen Rohre durch dünnere und leichtere Blechrohre zu erwähnen.

Was weitere Veröffentlichungen anbelangt, so ist zunächst ein Aufsatz von Kreß¹⁵ aus dem Jahr 1914 zu erwähnen, der den damaligen Stand des Verfahrens behandelt und seine wachsende Bedeutung für tiefe Gründungen im Grundwasser hervorhebt. Das Schrifttum wurde in beschränktem Umfange auch während der Kriegsjahre erweitert, hauptsächlich durch Beschreibungen ausgeführter Anlagen. Einen kurzgefaßten Überblick über das Verfahren gab Bergwald¹⁶ im Jahre 1917. Mit dem Wiederaufleben der Bautätigkeit in der Nachkriegszeit wuchs die Anwendung der Grundwasserabsenkung und ebenso der Umfang des einschlägigen Schrifttums. Von den Veröffentlichungen können hier nur einige wenige, welche Fortschritte der Theorie und der Technik bringen, erwähnt werden. Im übrigen sei auf das Literaturverzeichnis verwiesen. Bemerkenswert ist die Abhandlung von Enzweiler¹⁷ über die Anwendung des Verfahrens auf den Unterwassertunnelbau (erschienen 1920), in welcher der Verfasser wichtige Beobachtungen und Erfahrungen bei den damals unter Grundwasserabsenkung ausgeführten Unterwassertunnels der Berliner Untergrundbahnen zusammenfaßt und Gesichtspunkte für die weitere Anwendung der Grundwasserabsenkung im Unterwassertunnelbau mitteilt.

Im Jahre 1923 erschienen drei Aufsätze von Joachim Schultze († 1928)^{18, 19, 20} in der „Bautechnik“, in denen es der Verfasser un-

* Die bei der Spreuntertunnelung an der Weidendammbrücke zu Berlin verwendeten Mammutpumpen dienten lediglich als Verstärkung der eigentlichen nach dem Staffelsystem ausgebildeten Grundwasserabsenkungsanlage.

ternimmt, die neuere Entwicklung des Verfahrens zu würdigen und die Theorie zu ergänzen. Im gleichen Jahr schreibt Sichardt²¹ über die Fortschritte des Grundwasserabsenkungsverfahrens im „Bauingenieur“. Joachim Schultze²² brachte 1924 eine Erweiterung seiner obenerwähnten Aufsatzreihe in dem Buch: „Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis“.

Schultze und Sichardt erwähnen in den genannten Veröffentlichungen beide die Tiefbrunnenpumpe und zeigen an, daß der alte Gedanke der Tiefbrunnensenkung weiter verfolgt wird, ohne daß aber schon praktische Erfolge nachzuweisen sind.

Inzwischen wird die Tiefsenkung des Grundwasserspiegels im Staffelfahren auch bei besonders schwierigen Fällen erreicht, so in Senftenberg bei dem Schachtabteufen der Matador-Bergbauges. m. b. H. 1923 bis 1926 und bei dem Erweiterungsbau der Staatsoper Unter den Linden zu Berlin 1926 bis 1927. Die Senftenberger Absenkung ist beschrieben von Hilmar Müller²³ in der „Braunkohle“ 1925 und von W. Sichardt²⁴ in der „Deutschen Bergwerkszeitung“ 1925, die Absenkungsanlage bei dem Staatsoperumbau behandelte Hansen²⁵ in der „Zeitschrift für Bauwesen“ 1928 und Sichardt²⁶ im „Bauingenieur“ 1928. Beide Anlagen hätten mit Tiefbrunnen wesentlich einfacher gestaltet werden können. In beiden Fällen wurden Versuche mit Tiefbrunnenpumpen gemacht, in Senftenberg ohne Erfolg, bei der Staatsoper Berlin mit so günstigem Ergebnis, daß die hier angewendete Ergänzungsanlage, bestehend aus 6 Tiefbrunnen, der Ausgang für die nunmehr seit 1927 eingeleitete erfolgreiche Entwicklung der Tiefbrunnensenkung geworden ist.

Über die Entwicklung und die Bedeutung der Tiefbrunnenpumpenfrage schrieb W. Sichardt²⁷ 1927 in der Siemens-Zeitschrift; die gleiche Frage wird im Rahmen einer Abhandlung über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels in der „Bautechnik“ 1927 vom gleichen Verfasser²⁸ behandelt. Schließlich können Weber²⁹ in der „Deutschen Tiefbauzeitung“ 1928 und Sichardt³⁰ in der „Bautechnik“ 1929 über die Erfolge mit reinen Tiefbrunnenanlagen seit 1927 berichten. Ein kurzer Aufsatz Sichardts³¹ über Tiefbrunnenpumpenkonstruktionen schließt diese Arbeiten ab.

Wir sehen seit 1927 die Tiefbrunnensenkung im Wettbewerb mit der alten Staffelsenkung und dürfen feststellen, daß mit dieser Wendung endlich ein Ziel erreicht ist, das in der Grundwasserabsenkungstechnik schon um das Jahr 1910 erstrebt wurde.

Es bleibt hinsichtlich der praktischen Anwendung des Verfahrens noch festzustellen, daß auch die Anwendung in außerdeutschen Ländern häufiger geworden ist. Dies bezeugen Angaben von Schultze²², Sichardt²¹, L. Bonnet und S. Blockmans³², Schonopp³³ und Blattner³⁴.

Neben Joachim Schultzes Arbeiten sind hinsichtlich der Weiterentwicklung der Theorie noch folgende Arbeiten zu erwähnen: Anfang 1928 erschien die Abhandlung über „Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen usw.“ von W. Schardt³⁵ und Ende des gleichen Jahres eine Veröffentlichung von H. Weber³⁶ über „Die Reichweite von Grundwasserabsenkungen mittels Rohrbrunnen“. Auf den Inhalt dieser Schriften wird im nachfolgenden noch eingegangen werden.

II. Die Grundlagen der Theorie und die Absenkungsgleichungen.

Die Grundlagen für die Betrachtung der bei Grundwasserabsenkungen auftretenden Erscheinungen bilden die Filtergesetze, welche die Bewegung des Wassers durch Sandschichten umschreiben. Die Gesetze der künstlichen Filtration wurden zuerst von Darcy gefunden und von Dupuit angewendet und bestätigt für die Bewegung des Grundwassers im Boden; Dupuit stellte die Formeln für die gleichmäßige, mit Gefälle verlaufende Strömung des Grundwassers im Untergrunde und für die Bewegung des Grundwassers nach einem Fluß oder Kanal und nach einem Brunnen hin auf. Von anderen Forschern, die sich mit den Gesetzen der Grundwasserabsenkung beschäftigen, ist zuerst A. Thiem zu nennen, der u. a. die Formel von Dupuit für die Spiegelhöhe des Grundwassers bei Wasserentnahme aus einem Schachtbrunnen und aus Sickerschlitzen nachprüfte und erweiterte. Ph. Forchheimer stellte die allgemeine Gleichung der Spiegelhöhe für die Absenkung durch Mehrbrunnenanlagen auf.

Diese grundlegenden Gleichungen haben in der Folge, besonders in neuester Zeit, wichtige Ergänzungen erfahren, die weiter unten besprochen werden.

Die Entwicklung einer großen Anzahl der Gleichungen und Formeln geschah ursprünglich im Hinblick auf die Verwendung bei Fragen der Wassergewinnung. Hier handelt es sich in erster Linie um die Erlangung einer bestimmten Wassermenge aus dem Boden. Die dabei auftretende Senkung des Grundwasserspiegels ist als sekundäre Erscheinung zu betrachten, gibt jedoch wichtige Aufschlüsse über die im einzelnen vorliegenden Verhältnisse.

Bei Grundwasserabsenkung jedoch ist Hauptzweck die absichtlich herbeigeführte Absenkung des Grundwasserspiegels zur Trockenlegung der Baugrube; die aus dem Boden entnommene Wassermenge ist hier die sekundäre Erscheinung.

Der Vorgang im Boden ist in beiden Fällen grundsätzlich derselbe. Die Formeln, soweit sie für die Darstellung der besonderen Verhält-

nisse bei Grundwasserabsenkungen in Frage kommen, sollen im folgenden zusammengestellt, von dem für Grundwasserabsenkungszwecke maßgebenden Standpunkte aus betrachtet und zur rechnerischen Anwendung für praktische Fälle weiter ausgestaltet werden.

A. Das Filtergesetz.

Bei seinen Untersuchungen über die Durchlässigkeit von Filterschichten hat zuerst Darcy³⁷ experimentell gefunden, daß die von einem Filter von konstantem Querschnitte gelieferte Wassermenge proportional ist dem Produkt aus Filterfläche, Druckhöhe und einem dem verwendeten Filtermaterial eigentümlichen Koeffizienten und indirekt proportional der Dicke der Filterschicht.

Bezeichnet:

F die Filterfläche in m^2

h die Druckhöhe in m

l die Filterdicke in m

k den Koeffizienten,

so ist also die Wassermenge in m^3

$$Q = kF \frac{h}{l}. \quad (1)$$

Ebenso wie hier beim Filter zum Durchfließen einer bestimmten Wassermenge eine gewisse Druckhöhe zur Überwindung der Widerstände vorhanden sein muß, wird auch bei der Bewegung des Grundwassers durch Bodenschichten über einer waagerechten oder geneigten undurchlässigen Sohle eine gewisse Druckhöhe verbraucht. Dies zeigt sich bei einem in Bewegung befindlichen Grundwasserstrom in einer verschieden hohen Lage des Wasserspiegels an zwei in der Stromrichtung verschoben liegenden Punkten. Das Verhältnis dieses Höhenunterschiedes zur Entfernung der beiden Punkte nennt man das Gefälle des Grundwasserstromes auf der durchflossenen Strecke. Da dieses Verhältnis dem Quotienten $\frac{h}{l}$ der Gl. (1) entspricht, so würde die Geschwindigkeit des Wassers beim Durchfließen durch Bodenschichten

$$v = \frac{Q}{F} = k \frac{h}{l}, \quad (2)$$

also direkt proportional dem Gefälle sein.

Der Koeffizient $k = \frac{Q}{F} \cdot \frac{l}{h}$ kann als diejenige Geschwindigkeit aufgefaßt werden, mit der das Wasser in der Zeiteinheit durch den Filter fließt, wenn das Gefälle den Wert „Eins“ hat; k hat demgemäß die Dimension m/sek . Der Koeffizient k , auch die Bodenkonstante ge-

nannt, bezeichnet die Durchlässigkeit der grundwasserführenden Bodenschicht und hat für Grundwasserträger gleicher Zusammensetzung einen bestimmten konstanten Wert.

Zu dem gleichen Resultat der Proportionalität zwischen Geschwindigkeit und Gefälle kommt Luëger³⁸ durch folgende Betrachtungen. Er denkt sich ein rechtwinkliges, parallelepipedisches Becken von der Breite b , der Höhe h und der Länge l mit Kugeln vom gleichen Durchmesser d angefüllt und berechnet den Zwischenraum zwischen den im Becken enthaltenen Kugeln, der sich als unabhängig vom Durchmesser der Kugeln ergibt zu

$$V = 0,27 b l h.$$

Die Oberfläche der sämtlichen den Raum $b \cdot l \cdot h$ erfüllenden Kugeln findet er dann zu

$$F = 4,44 \cdot \frac{b l h}{d}, \quad (3)$$

deren Größe also dem Kugeldurchmesser umgekehrt proportional ist. Bei einer Neigung der Sohle des Beckens gegen die Horizontale und Ausfüllung der Zwischenräume mit Wasser, dessen Oberfläche gegen die Horizontale dieselbe Neigung und ein Gefälle pro Längeneinheit α hätte, würde das Wasser eine gleichmäßige Bewegung annehmen und beim Durchsinken der Zwischenräume eine Arbeit pro Längeneinheit

$$A = 0,27 \gamma b h \alpha \quad (\gamma = \text{spez. Gewicht des Wassers})$$

leisten. Unter Vernachlässigung der zu molekularen Arbeiten, Wärmeänderungen usw. verbrauchten Arbeitsmengen, wird diese Arbeit lediglich als zur Überwindung der Reibungswiderstände verwendet angesehen.

Die Arbeit der Reibung pro Längeneinheit ergibt sich zu pR' , wenn unter R' die Arbeit pro Flächeneinheit und unter p die benetzte Fläche pro Längeneinheit verstanden wird, und es ist also $pR' = 0,27 \gamma b h \alpha$. Die Arbeit der Reibung pro Flächeneinheit kann in der Hydraulik nur empirisch bestimmt werden; man setzt sie proportional einer Funktion der Geschwindigkeit und unabhängig vom Rauigkeitsgrade der benetzten Fläche. In dem für die Reibungswiderstandshöhe gebräuchlichen Ausdruck

$$\frac{R'}{\gamma} = a v + b v^2,$$

wird jedoch bei Grundwasserbewegungen, für die äußerst geringen Geschwindigkeiten infolge der großen Widerstände beim Durchfließen des Wassers durch die Zwischenräume zwischen den Sandkugeln, das zweite Glied vernachlässigt, und der Reibungswiderstand pro Flächeneinheit der ersten Potenz der mittleren Geschwindigkeit proportional gesetzt:

$$R' = \gamma c v;$$

die pro Längeneinheit benetzte Fläche p der Kugeln ist nach Gl. (3) zu $p = 4,44 \cdot \frac{bh}{d}$ berechnet, so daß man beim Einsetzen der Werte für R' und p die Gleichung erhält:

$$r = \frac{0,27 \gamma b h d}{4,44 \gamma b h c} \alpha = c' d \alpha, \quad (4)$$

wenn

$$c' = \frac{0,27 \gamma}{4,44 c}$$

gesetzt wird.

Die gleichförmige Bewegung vollzieht sich also wie in einem Rohre; die Geschwindigkeit hängt nicht von der Größe des Raumes, den die Kugeln erfüllen, bzw. vom Gesamtquerschnitt des Grundwasserstromes, sondern nur von dem Gefälle und dem Durchmesser der Kugeln ab.

So gelangt also Lueger, unter Voraussetzung eines gleichartigen Materials als Grundwasserträger, das dem in der Ableitung zugrunde gelegten idealen um so näher kommt, je gleichmäßiger es ist, zu dem gleichen Resultat; daß die Geschwindigkeit des Grundwassers

$$v = k \alpha \quad (5)$$

zu setzen ist, unter k einen durch Erfahrung zu gewinnenden und, weil vom Durchmesser des Sandkornes abhängigen, für jedes verschiedene Material verschiedenen Koeffizienten verstanden.

Die Proportionalität zwischen Geschwindigkeit und Gefälle ist von einer Reihe von Forschern bei ihren Versuchen bestätigt worden³⁹. Andere haben jedoch ein schnelleres Zunehmen des Gefälles gegenüber der Geschwindigkeit beobachtet³⁹, also ein Abnehmen der Durchlässigkeit k bei größeren Geschwindigkeiten, was auf ein Wachsen der Widerstände schließen läßt; und zwar wurde diese Abweichung von der Proportionalität in um so höherem Maße beobachtet, aus je feinerem Material das Filter bestand. Immerhin hat sich das Darcysche Gesetz mit ziemlich großer Annäherung für nicht zu große Durchflußgeschwindigkeiten bestätigt. Auch haben die auf Grund dieses Gesetzes abgeleiteten Formeln für die Wasserentnahme aus Brunnen in zahlreichen Fällen mit der Wirklichkeit gut übereinstimmende Resultate ergeben, wodurch die Anwendung des Darcyschen Gesetzes für die Praxis gerechtfertigt erscheint.

Wegen der großen Bedeutung, die der Frage des Grundgesetzes innewohnt, sollen nachstehend noch die Versuche Piefkes über die Durchlässigkeit verschiedener Bodenarten mitgeteilt und erörtert werden.

Bei den Vorarbeiten zur Anlegung neuer Wasserwerke für die Stadt Berlin am Müggelsee hat Piefke experimentelle Untersuchungen über die Durchlässigkeit der verschiedenen Bodenarten angestellt, die beim Bohren der Brunnen für die Anlage einer Reihe von Versuchs-Pump-

stationen angetroffen wurden. In einem internen, gedruckt vorliegenden Bericht⁴⁰ an die Stadtverordnetenversammlung sind die Ergebnisse dieser Untersuchungen und ihre Prüfung mit Hilfe der beim Betriebe der Pumpstationen beobachteten Absenkungen des Grundwasserspiegels mitgeteilt.

Die wichtigsten Daten sollen hier kurz angegeben werden, da weder eine Veröffentlichung des Berichtes stattgefunden hat, noch auch die wichtigen Ergebnisse im Schrifttum mitgeteilt worden sind.

Die bei den Bohrungen angetroffenen Sandsorten wurden zunächst auf Grund der vorherrschenden Korngröße nach fünf Abstufungen, und zwar als sehr fein, fein, scharf, grob und kiesig unterschieden; um in bezug auf die gröberen oder feineren Gemengteile, die bei der getroffenen Unterscheidung nicht mit zum Ausdruck gelangten, den Charakter der Sande vollständiger festzustellen, wurden zahlreiche mechanische Analysen, bestehend in der Trennung abgewogener Proben, nach verschiedenen Korngrößen ausgeführt, und die Durchschnittsqualitäten der angeführten fünf Sorten ermittelt.

Die Bestimmungen der Durchlässigkeit mußten ihrer Umständlichkeit wegen auf einige wenige Proben beschränkt bleiben; es wurden daher nur fünf verschiedene Sande, jedoch solche ausgewählt, welche annähernd den erwähnten Durchschnittsqualitäten entsprachen. Die Zusammensetzung dieser fünf eine Skala bildenden, zu den Versuchen benutzten Sorten war die in der Zahlentafel I angegebene.

Zahlentafel 1. Zusammensetzung der untersuchten Sandsorten.

Nr. I. Grand.

100 g enthielten:

- 3 g { Gesteinsstaub (unter $\frac{1}{10}$ mm),
sehr feinen Sand ($\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{4}$ mm),
- 12 g feinen Sand ($\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{2}$ mm),
- 14 g scharfen Sand ($\frac{1}{2}$ — $\frac{3}{4}$ mm),
- 41 g groben Sand ($\frac{3}{4}$ —2 mm),
- 30 g Kies (über 2 mm bis erbsengroß mit Ausschluß gröberer Geschiebe).

Nr. II. Grober Sand.

100 g enthielten:

- 13 g { Gesteinsstaub (unter $\frac{1}{10}$ mm),
sehr feinen Sand ($\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{4}$ mm),
- 22 g feinen Sand ($\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{2}$ mm),
- 32 g scharfen Sand ($\frac{1}{2}$ — $\frac{3}{4}$ mm),
- 33 g groben Sand ($\frac{3}{4}$ —2 mm) (vereinzelte Kiesstückchen wurden ausgeschlossen).

Nr. III. Scharfer Sand.

100 g enthielten:

- 3 g Gesteinsstaub (unter $\frac{1}{10}$ mm),
- 22 g sehr feinen Sand ($\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{4}$ mm),
- 25 g feinen Sand ($\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{2}$ mm),
- 27 g scharfen Sand ($\frac{1}{2}$ — $\frac{3}{4}$ mm),
- 23 g groben Sand ($\frac{3}{4}$ —2 mm).

Nr. IV. Feiner Sand.

100 g enthielten:

- 6 g Gesteinsstaub (unter $\frac{1}{10}$ mm),
- 23 g sehr feinen Sand ($\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{4}$ mm),
- 54 g feinen Sand ($\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{2}$ mm),
- 11 g scharfen Sand ($\frac{1}{2}$ — $\frac{3}{4}$ mm),
- 6 g groben Sand ($\frac{3}{4}$ —2 mm).

Nr. V. Sehr feiner Sand.

100 g enthielten:

- 16 g Gesteinsstaub (unter $\frac{1}{10}$ mm),
- 64 g sehr feinen Sand ($\frac{1}{10}$ — $\frac{1}{4}$ mm),
- 15 g feinen Sand ($\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{2}$ mm),
- 3 g scharfen Sand ($\frac{1}{2}$ — $\frac{3}{4}$ mm),
- 2 g groben Sand ($\frac{3}{4}$ —2 mm).

Entsprechend den Ausführungen Luegers sind die Hohlräume zwischen den Sandkörnern bei einem bestimmten Gesamtvolumen unabhängig vom Durchmesser der kugelförmig angenommenen Sandkörner gleicher Größe. Feiner gleichmäßiger Sand kommt einem nach dieser Bedingung zusammengesetzten Sande am nächsten. Die einzelnen Körnchen sind durch Wälzung ziemlich gerundet, und große Verschiedenheiten der Durchmesser ausgeschlossen. Solche kommen dagegen in sehr erheblichem Grade beim Grand vor; dazu kommt, daß die Kiestückchen eine höchst unvollkommene Kugelgestalt haben, vielfach sogar ebenflächig begrenzt sind. Es läßt sich daher erwarten, daß die Hohlräume der verschiedenen Sandsorten in einem gewissen umgekehrten Verhältnis zur mittleren Korngröße stehen werden; in der Tat hat sich dies an den fünf untersuchten Sandsorten bestätigt gefunden, denn es betragen die Hohlräume:

Zahlentafel 2. Ermittelte Hohlräume.

von Nr.	I. Grand	24,9%	1
„	„	II. Grober Sand	31,4% 1,26
„	„	III. Scharfer Sand	32,3% 1,29
„	„	IV. Feiner Sand	33,6% 1,34
„	„	V. Sehr feiner Sand	34,0% 1,37

Das Trocknen der Sandsorten, das Eintauchen in den Filterapparat und das sorgfältige Füllen desselben mit von unten aus eingeführtem, äußerst langsamem und ruhigem Wasserstrom wird ausführlich beschrieben.

Die Ergebnisse der dann vorgenommenen Bestimmung der Durchlässigkeit sind in Abb. 1 graphisch dargestellt, in Gestalt von fünf Druckkurven, neben welche die bezüglichen Nummern der Skala, für welche sie gelten, geschrieben sind. Die Figur wurde nach einer der im Besitze der Berliner Wasserwerke befindlichen, in den Bericht nicht mit aufgenommenen Originalzeichnungen angefertigt.

Die Ordinaten der Kurven geben den Druck an, welcher erforderlich ist, um das Wasser eine Wegstrecke von 1 m Länge vorwärts zu treiben,

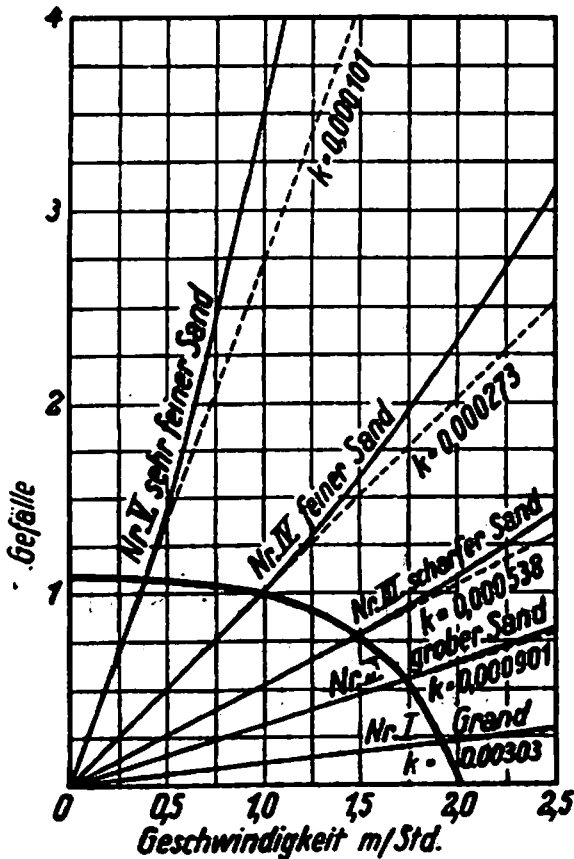


Abb. 1. Druckkurven der fünf Sande I bis V mit Eintragung der Gültigkeitsgrenze für das Gesetz von Darcy (nach E. Prinz).

bei einer als Abszisse aufgetragenen effektiven, stündlichen Geschwindigkeit. Sämtliche Kurven gehen als gerade Linien, dem Darcyschen Gesetze entsprechend, vom Anfangspunkt des Koordinatensystems aus, biegen aber früher oder später von der Richtung der zuerst verfolgten Geraden ab; nur bis zu dem Punkt, wo dies stattfindet, ist streng genommen das Darcysche Gesetz gültig. Bei den feineren Sanden hört die Proportionalität zwischen Druck und Geschwindigkeit schon viel früher auf, als bei den gröberen, beim Sande Nr. V der Skala schon bei 0,35 m/st; bei Nr. I besteht sie noch bis 2,0 m/st. Bei den feinen Sanden tritt jedoch die Abweichung von der Proportionalität nicht nur früher ein, sondern sie ist auch größer als bei den gröberen Sanden; bei den feinkörnigen

Sanden wachsen also die Widerstände für zunehmende Geschwindigkeit viel schneller und intensiver als bei den grobkörnigen.

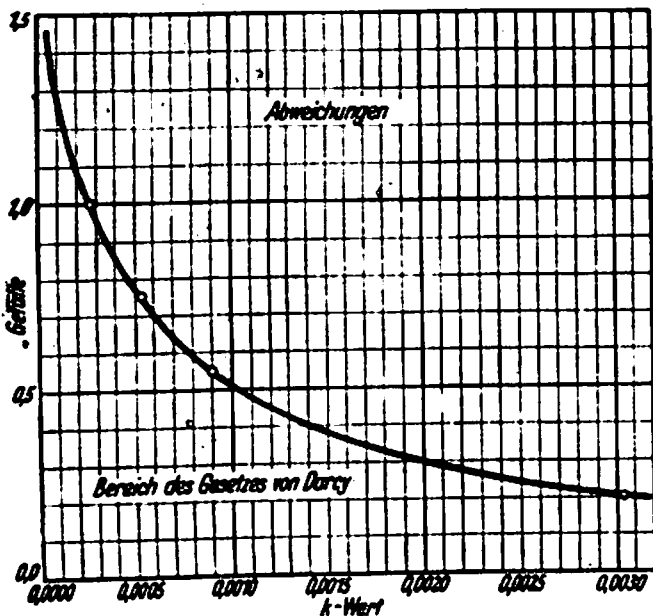


Abb. 2. Gültigkeitsgrenze für das Gesetz von Darcy für jeden k-Wert. Die Kurve gibt an, bis zu welchem Gefälle die einfache Proportionalität zwischen Gefälle und Geschwindigkeit gilt.

Von E. Prinz⁴¹ ist zu Abbildung 1 noch die stark ausgezogene Kurve als Gültigkeitsgrenze des Darcyschen Gesetzes angegeben worden. Diese Kurve verbindet diejenigen Punkte der Druckkurven, bei denen die Abweichung von der Geraden erfolgt. Nach W. Sichert³⁵ sind außerdem die für die geradlinigen Abschnitte in Frage kommenden k-Werte eingetragen.

Hieraus läßt sich Abb. 2 entwickeln, die für jeden k-Wert dasjenige Gefälle angibt, innerhalb dessen das Darcoysche Gesetz gilt.

Wird statt des Gefälles die relative (auf den vollen Querschnitt bezogene) Geschwindigkeit als Ordinate gewählt, so erhält man gemäß Abb. 3 ebenfalls eine Gültigkeitskurve, die nunmehr für jeden k -Wert diejenige relative Geschwindigkeit angibt, innerhalb deren das Gesetz von Darcy gilt.

E. Prinz⁴¹ widmet in seinem Handbuch der Hydrologie der Frage der Gültigkeit des Darcyschen Gesetzes einen besonderen Abschnitt, der auch die Ergebnisse der Piefkeschen Versuche würdigt, und kommt zu dem Ergebnis, daß, abgesehen von Einzelfällen, bei denen ein Versagen des Gesetzes festgestellt wurde, „die Darcysche Grundformel hinreichend genaue Werte ergibt und zur Zeit durch eine bessere, allgemeingültige noch nicht ersetzt werden kann.“

Die Frage des Grundgesetzes ist auch in neueren Arbeiten über Grundwasserabsenkungsfragen wiederholt erörtert worden. J. Schultze²², W. Sichert³⁵ und H. Weber³⁶ bestätigen hierbei die für die Grundwasserabsenkung wohl zuerst an dieser Stelle vertretene Auffassung, daß das Darcysche Gesetz vor jedem anderen den Vorzug verdient.

Die in der Natur vorkommenden, sich aus losen, unverfestigten Teilchen zusammensetzenden Grundwasserträger, soweit sie für Grundwasserabsenkung in Betracht kommen, haben Bodendurchlässigkeitswerte nach Darcy, die in weiten Grenzen zwischen $k = 0,0001$ bis $k = 0,01$ m/sek liegen. Untergrund mit $k = 0,0001$ m/sek entspricht etwa dem feinen Dünensand an unseren Flachküsten mit tonigen Beimengungen, während $k = 0,01$ m/sek bei Kiesablagerungen mit ziemlich gleichmäßigen Korngrößen zu erwarten ist. Bei einem Untergrund, der noch geringere Durchlässigkeit aufweist, als $k = 0,0001$ kommt die Verwendung von Rohrbrunnen kaum mehr in Frage und es wird mit offener Wasserhaltung gearbeitet werden können. Liegt der andere Grenzfall, große Durchlässigkeit $k = 0,01$ m/sek vor, so kommt gleichfalls die Wahl anderer Hilfsmittel der Tiefbautechnik zur Bewältigung des Grundwassers (Druckluftgründung, Betonschüttung unter Wasser, Versenkung im Trockenen fertiggestellter Bauteile in der vorher im Nassen ausgebagerten Baugrube, chemische Verfestigung und Abdich-

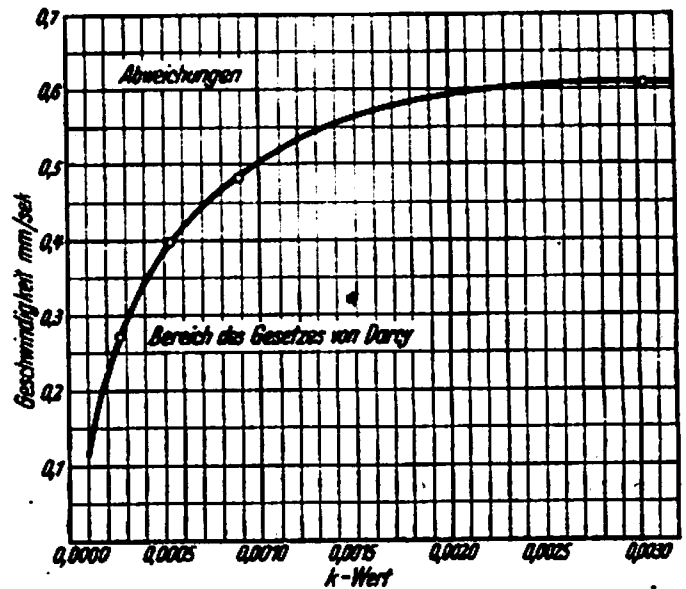


Abb. 3. Gültigkeitsgrenze für das Gesetz von Darcy für jeden k -Wert. Die Kurve gibt an, bis zu welcher relativen Grundwassergeschwindigkeit die einfache Proportionalität zwischen Gefälle und Geschwindigkeit gilt.

tung der Bauschle zwischen Spundwänden) in Frage. In der Mehrzahl der Fälle liegt bei Grundwasservorkommen k innerhalb der genannten

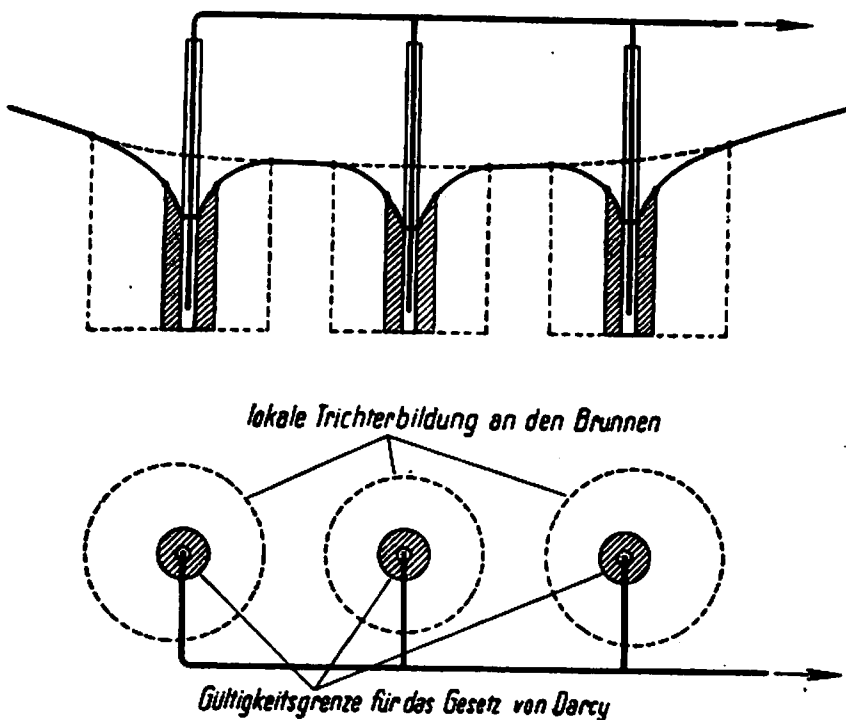


Abb. 4. Der Bereich der Abweichungen von der einfachen Proportionalität (Darcy), dargestellt an dem Beispiel einer Mehrbrunnenanlage.

nur für flache bis mittlere Gefälle. Bei Grundwasserabsenkungen werden diese Gefälle nur innerhalb der kleinen, lokalen, sich um jeden Brunnen herum bildenden Nebenabsenkungstrichter überschritten, und

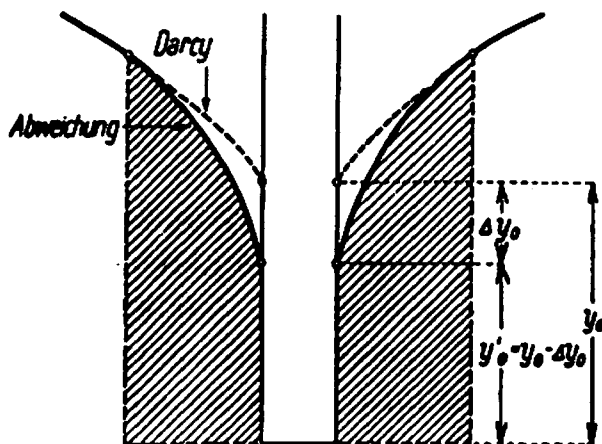


Abb. 5. Veränderung der Absenkungskurve am Brunnen infolge Abweichung von der einfachen Proportionalität (Darcy).

Wird der Verlauf der Absenkungsfläche mit Hilfe der vom Darcyschen Gesetz abgeleiteten Absenkungsgleichungen bestimmt, so kann außerhalb des in der Abbildung schraffierten Teils der Absenkungsfläche eine gute Übereinstimmung mit der Wirklichkeit erwartet werden. Innerhalb des schraffierten Teils (vgl. Abb. 5) verläuft die Absenkungs-

Grenzen. Diese sind verhältnismäßig eng. Die mittleren Korndurchmesser für die genannten k -Werte schwanken zwischen $d = 0,163$ mm und $1,63$ mm³⁵. Innerhalb dieser Grenzen liegen auch die von Piefke untersuchten Sand- und Sand-Kiesgemische. Diese Untersuchungen ergeben die Zulässigkeit des Darcyschen Gesetzes innerhalb gewisser Gefällgrenzen⁴¹. Danach gilt das Darcysche Gesetz

nur für das unmittelbar an den Brunnenmantel anschließende Trichterstück. Bei Mehrbrunnenanlagen, um die es sich bei Grundwasserabsenkungen ausschließlich handelt, spielen diese kleinen Teilflächen der zu betrachtenden Spiegelflächen praktisch keine Rolle. In Abb. 4 ist an dem Beispiel einer Mehrbrunnenanlage dargestellt, wie gering der Anteil derjenigen Absenkungsfläche, für die streng genommen das Darcysche Gesetz nicht mehr zutrifft, an der Gesamtabsenkungsfläche ist.

fläche nach dem Darcyschen Gesetz über der wirklich zu erwartenden Fläche. Der Wasserstand am Brunnenmantel ist nach Darcy y_0 , unter Berücksichtigung der Abweichung y'_0 . Der Differenzbetrag $\Delta y_0 = y_0 - y'_0$ ist schwer meßbar und um so kleiner, je größer die Durchlässigkeit des Untergrundes ist. Wird die zu jedem k -Wert gehörige Höchstgeschwindigkeit, die beim Eintritt des Wassers in den Brunnen nicht überschritten werden soll, um ein gewisses Sicherheitsmaß kleiner genommen, als der in dem betreffenden Boden tatsächlich mögliche Maximalwert, so wird der Einfluß von Δy_0 ausgeglichen³⁵. Soll auf Grund einer ausgeführten Absenkung aus dem Verlauf der Absenkungsfläche auf die Rechnungsgrundwerte (z. B. Bodendurchlässigkeit k , Reichweite der Absenkung R) geschlossen werden, so liegt es auf Grund vorstehender Darlegungen nahe, solche Teile der Absenkungsfläche heranzuziehen, die außerhalb der schraffierten Spitzen der Brunnenrichter gelegen sind.

B. Die Grundgleichungen.

1. Dupuit; Formel für Grundwasserbewegung gegen einen Fluß oder Sammelkanal.

Auf Grund eines für die Bewegung des Grundwassers im Boden abgeleiteten, dem Darcyschen völlig identischen Gesetzes stellte bereits Dupuit⁴² die Gleichung der gekrümmten Wasseroberfläche für das nach einem offenen Sammelkanal hin durch gleichmäßigen Boden durchsickernde Grundwasser auf.

Es bezeichne nach Abb. 6:

h_0 den Wasserstand im Kanal,

y und z die Koordinaten eines beliebigen Punktes des Grundwasserspiegels in einem senkrecht zum Ufer gelegten Vertikalschnitt, bezogen auf ein Koordinatensystem, dessen y -Achse horizontal durch die Sohle des Kanals, senkrecht zum Ufer, und dessen z -Achse durch das Ufer selbst gelegt ist,

l die Länge des Kanals,

q die dem Kanal von einer Seite her sekundlich zuströmende Wassermenge,

k die Durchlässigkeit der als durchaus gleichmäßig angenommenen Bodenart.

Die Geschwindigkeit, mit der das Grundwasser durch einen im Abstand y vom Kanal gelegenen Querschnitt $z \cdot l$ hindurchströmt, sei v_y .

Ist dz die wirksame Druckhöhe, die hinreicht, um auf der zu durch-

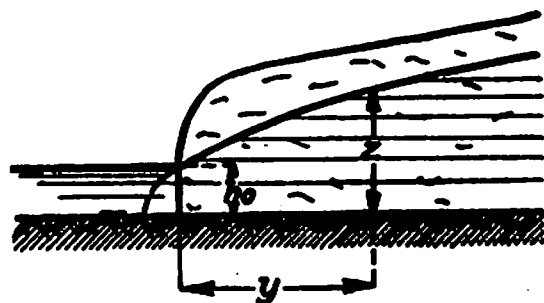


Abb. 6. Absenkung durch einen Kanal.

fließenden Strecke dy die Reibungswiderstände zu überwinden, so ist entsprechend Gl. (5):

$$v_y = k \frac{dz}{dy}.$$

Das Spiegelgefälle $\frac{dz}{dy}$ entspricht der Tangente an die Querschnittskurve in dem durch die Koordinaten y und z bestimmten Punkt.

Die auf einer Seite zuströmende Wassermenge ist dann

$$q = z l k \frac{dz}{dy}.$$

Durch Integration der Differentialgleichung erhält man:

$$\int z dz = \frac{q}{l k} \int dy,$$

$$\frac{z^2}{2} = \frac{q}{l k} y + C. \quad (6)$$

Die Konstante C bestimmt sich, da für $y = 0$, $z = h_0$ ist, zu $\frac{h_0^2}{2}$; und es ist

$$z^2 = h_0^2 + \frac{2q}{lk} y. \quad (7)$$

Ein senkrecht zum Kanal durch die Wasseroberfläche gelegter Schnitt hat demnach die Form einer Parabel. Die Ableitung der Formel erfolgt unter der Voraussetzung, daß die Kanalsohle gleichzeitig die Oberfläche der undurchlässigen Schicht bildet. Doch behält die Gleichung auch ihre Gültigkeit, wenn der Sammelkanal oder Fluß nicht bis auf die undurchlässige Schicht reicht. Die Bewegung ist dann so zu betrachten, als ob in einer durch die Sohle des Flusses gelegten Horizontalebene die undurchlässige Schicht beginnen würde. Lueger weist nach, daß sich unterhalb der Kanalsohle eine irgendwie nennenswerte aufsteigende Grundwasserbewegung nicht entwickeln kann. Auf seine Ausführungen wird später bei der Besprechung von Brunnen, die nicht bis zur undurchlässigen Sohle reichen, näher eingegangen werden.

2. Dupuit und A. Thiem; Formel für Entnahme aus Schachtbrunnen.

Die Frage der Wasserentnahme aus Schachtbrunnen wurde schon 1863 von Dupuit⁴³ behandelt, der erstmalig das Gesetz für die Absenkung eines einzelnen Brunnens aufstellte.

Mit Hilfe des Darcyschen Fundamentalgesetzes entwickelte ferner A. Thiem⁴⁴ die Gleichung für die Bewegung des Grundwassers nach einem Schachtbrunnen hin bei Wasserentnahme aus einer wasserführenden Schicht von bestimmter Mächtigkeit.

Es möge bezeichnen nach Abb. 7:

H die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht, d. h. die Entfernung des ungesenkten Grundwasserspiegels von der undurchlässigen Schicht,

h die Höhe des gesenkten Grundwasserspiegels über der undurchlässigen Schicht im Brunnen selbst,

r den Radius des bis zur undurchlässigen Schicht reichenden Brunnens mit durchlässiger Seitenwandung,

x und z die Koordinaten eines beliebigen Punktes des Grundwasserspiegels, bezogen auf ein durch den Schnittpunkt der Brunnenachse mit der undurchlässigen Schicht gelegtes Koordinatensystem,

k die Durchlässigkeit des Bodens,

q die sekundlich dem Brunnen entnommene Wassermenge.

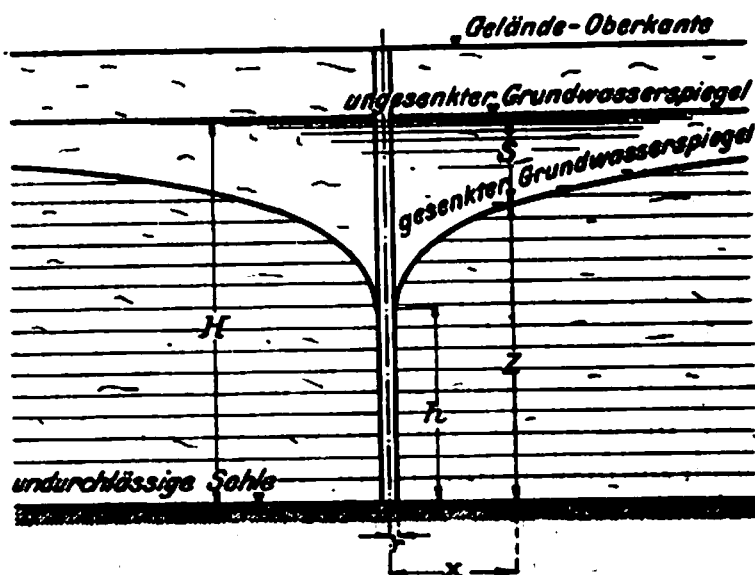


Abb. 7. Absenkung durch einen Bohrbrunnen.

Bei horizontaler Lage des ungesenkten Grundwasserspiegels ist der Zufluß zum Brunnen von allen Seiten gleich groß; bezeichnet v_a die Geschwindigkeit, mit der das Wasser durch einen mit dem Brunnen konzentrischen Ringzylinder vom Radius x , der Dicke dx und der Höhe z dem Brunnen zufließt, so ist, wieder entsprechend dem Spiegelgefälle $\frac{dz}{dx}$,

$$v_a = k \frac{dz}{dx},$$

und die gesamte durch den Ringquerschnitt $2\pi x z$ hindurchfließende Wassermenge

$$q = 2\pi x z k \frac{dz}{dx}.$$

Man erhält die Differentialgleichung

$$dz = \frac{q}{2\pi k} \cdot \frac{dx}{x z}$$

und durch Integration

$$\int 2z dz = \frac{q}{\pi k} \int \frac{dx}{x}$$

$$z^2 = \frac{q}{\pi k} \ln x + C.$$

An der Mantelfläche des Brunnens, für $x = r$, ist z gleich der Wasser-

tiefe h im Brunnen selbst, woraus sich die Konstante C ermittelt; es wird dann

$$z^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln x - \ln r). \quad (8)$$

Dies ist die Gleichung einer Rotationsfläche, deren Achse mit der Brunnenachse zusammenfällt, sie stellt die Spiegelfläche des gesenkten Grundwassers dar. Die Form des Achsenschnittes der gesenkten Wasseroberfläche ist die einer logarithmischen Kurve.

Die Art der Zuströmung zum Brunnen wird als eine von allen Seiten gleichmäßige aus dem Unendlichen angenommen, so daß der Grundwasserspiegel von dem in der Mitte eines unendlich großen Grundwasserbeckens befindlich gedachten Brunnen aus allmählich ansteigt und sich im Unendlichen an den ungesenkten Grundwasserspiegel anlegt; im Unendlichen würde also $z = H$ werden.

Die für den Brunnen angenommene Zuströmung aus dem Unendlichen kommt naturgemäß in der Wirklichkeit nicht vor; vielmehr wird in gewisser Entfernung die Speisung des Grundwasserbeckens durch Zuflüsse erfolgen, die der Annahme eines Zuflusses im Unendlichen nicht entsprechen; auch wird der Boden im weiteren Umkreise selten gleichmäßig bleiben. Außerdem erreicht das Maß der Absenkung $s = H - z$ schon in mehr oder weniger naher Entfernung vom Brunnen eine so kleine Größe, daß sie innerhalb der täglichen Schwankungen des Grundwasserspiegels bzw. innerhalb der Fehlergrenzen der Messungen liegt, so daß praktisch in dieser Entfernung schon der gesenkte den ungesenkten Grundwasserspiegel wieder erreicht. Bezeichnet man diese Entfernung von der Brunnenachse mit R , so geht Gl. (8) über in:

$$H^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln R - \ln r). \quad (9)$$

Den Brunnen könnte man sich hiernach auch in der Mitte einer kreisrunden Insel vom Radius R liegend denken; der Stand des umgebenden Wassers über der undurchlässigen Sohle ist H .

3. Forchheimer; allgemeine Gleichung für die Spiegelfläche des Grundwassers; besondere Gleichungen.

Forchheimer^{46 u. 46} entwickelt eine allgemeine Gleichung für die Bewegung des Grundwassers, indem er die für die isothermischen Kurvenscharen⁴⁷ durchgeführten Berechnungen und aufgestellten Sätze auf die Grundwasserbewegung überträgt; dies kann geschehen, wenn man die eine der Scharen als Höhenkurven, die andere als Strömungslinien des Grundwasserspiegels betrachtet, und annimmt, daß entsprechend dem Darcyschen Gesetz, die Geschwindigkeit proportional dem Gefällverhältnis an der Oberfläche der jeweiligen Grundwassereinstellung,

aber von der Tiefe des Grundwassers an der betreffenden Stelle unabhängig sei, daß also die Druckverluste aller untereinander befindlichen Wasserfäden gleich dem des obersten seien. Für die Spiegelfläche des Grundwassers gilt dann die partielle Differentialgleichung, für deren Ableitung auf die angegebenen Stellen verwiesen wird:

$$\frac{\partial^2(z^2)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(z^2)}{\partial y^2} = 0. \quad (10)$$

Hierin bedeutet z die Höhe eines Punktes des Wasserspiegels über der waagrecht angenommenen undurchlässigen Schicht und x und y die Koordinaten des Punktes bezogen auf ein Achsenkreuz, dessen Ebene mit der Oberfläche der undurchlässigen Schicht zusammenfällt (s. Abb. 8).

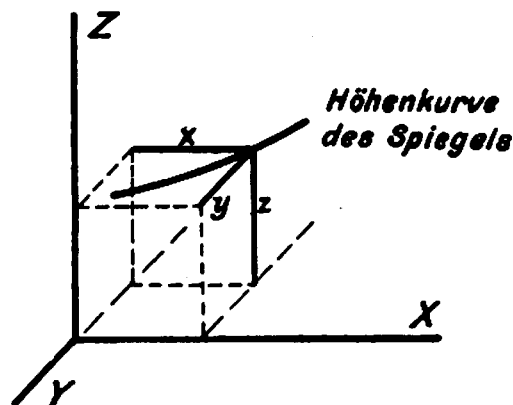


Abb. 8.

Nach Gl. (10) stellt jede Funktion $f(x, y)$, für die

$$\frac{\partial^2 f(x, y)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 f(x, y)}{\partial y^2} = 0 \quad (11)$$

ist, eine Bewegung des Grundwassers über einer waagrecht, undurchlässigen Schicht dar, wenn für den Grundwasserspiegel die Gleichung

$$z^2 = f(x, y) \quad (12)$$

gilt. Vorausgesetzt wird allerdings, daß das Spiegelgefälle überall klein ist (vgl. auch S. 16ff.).

Bei Vorhandensein mehrerer Spiegelflächen z. B.

$$z^2 = f_1(x, y); \quad z^2 = f_2(x, y) \text{ usw.}, \quad (13)$$

die sich gegenseitig beeinflussen, ineinander übergreifen, kann man die Gleichung der neuen Spiegelfläche bilden, nämlich

$$z^2 = f_1(x, y) \pm f_2(x, y) \pm \dots \quad (14)$$

Dies ist in der Tat die Gleichung der neuen Spiegelfläche, denn sie erfüllt die obige partielle Differentialgleichung.

Bei der bereits oben besprochenen Bewegung von Grundwasser gegen einen Fluß oder Sammelkanal hin lautet die allgemeine Gleichung des Spiegels

$$z^2 = \frac{2q_0}{k} y + C, \quad (15)$$

die ebenfalls die allgemeine Differentialgleichung (11) erfüllt, wie eine Differentiation zeigt. Die Differentiation ergibt:

$$z \frac{dz}{dy} = \frac{q_0}{k}. \quad (16)$$

Das Spiegelgefälle ist

$$\frac{dz}{dy} = \frac{q_0}{kz}, \quad (17)$$

und da die Wassermenge, welche unter jedem Oberflächenstreifen von der Breite 1 zum Flusse abläuft, gleich dem Produkt aus dem lotrechten Querschnitt $z \cdot 1$, dem Gefälle $\frac{dz}{dy}$ und dem Koeffizienten k sein muß, so folgt aus Gl. (17), daß diese Wassermenge gleich q_0 sein muß. Gl. (15)

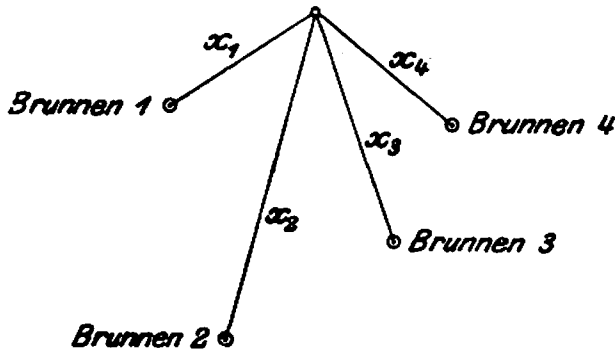


Abb. 9.

stimmt überein mit Gl. (6), denn es ist $q_0 = \frac{q}{l}$.

Die allgemeine Differentialgleichung (11) wird ferner durch die bereits ebenfalls oben angegebene Gleichung (8)

$$z^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln x - \ln r)$$

erfüllt, wie ebenfalls die Differentiation zeigt. Die Gleichung stellt die

Spiegelfläche des Grundwassers dar bei von allen Seiten gleichmäßiger Wasserzuströmung zu einem in Betrieb befindlichen und bis zur undurchlässigen Sohle reichenden Brunnen. Die Höhenkurven der beim Betriebe eines Brunnens entstehenden Spiegelfläche stellen konzentrische Kreise um die Brunnenachse dar.

Sind mehrere sich gegenseitig beeinflussende Brunnen vorhanden, und bezeichnen für die wieder bis zur undurchlässigen Schicht reichenden Brunnen:

$h_1 h_2 h_3 \dots h_n$ die Wasserstände in den Brunnen über der undurchlässigen Schicht,

$r_1 r_2 r_3 \dots r_n$ die Brunnenradien,

$q_1 q_2 q_3 \dots q_n$ die Wasserentnahmen,

z die Höhe eines Punktes der Spiegelfläche über der undurchlässigen Schicht,

$x_1 x_2 x_3 \dots x_n$ die Entfernungen dieses Punktes von den verschiedenen Brunnenachsen (s. Abb. 9),

h_0 eine Konstante,

n die Anzahl der Brunnen,

so würden für die einzelnen Brunnen, wenn jeder von ihnen allein im Betrieb wäre, folgende Gleichungen gelten:

$$\left. \begin{aligned} z^2 - h_1^2 &= \frac{q_1}{\pi k} (\ln x_1 - \ln r_1) \\ z^2 - h_2^2 &= \frac{q_2}{\pi k} (\ln x_2 - \ln r_2) \\ \dots \dots \dots \\ z^2 - h_n^2 &= \frac{q_n}{\pi k} (\ln x_n - \ln r_n) \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

Sind alle gleichzeitig im Betrieb, so ergibt die Vereinigung ihrer Spiegel-
flächen, entsprechend Gl. (14), die Gleichung der nunmehr entstehenden
Spiegelfläche:

$$z^2 - h_0^2 = \frac{q_1}{\pi k} (\ln x_1 - \ln r_1) + \frac{q_2}{\pi k} (\ln x_2 - \ln r_2) + \dots \\ \dots + \frac{q_n}{\pi k} (\ln x_n - \ln r_n). \quad (19)$$

Haben alle n Brunnen den gleichen Durchmesser r und wird aus allen
die gleiche Wassermenge q entnommen, so geht für

$$r_1 = r_2 = \dots = r_n = r \quad (20)$$

und

$$q_1 = q_2 = \dots = q_n = q \quad (21)$$

Gl. (19) über in:

$$z^2 - h_0^2 = \frac{nq}{\pi k} \left(\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n - \ln r \right). \quad (22)$$

Zur Bestimmung von h_0 diene folgende Erwägung. Man denke sich die
Brunnenachsen zu einem einzigen Brunnen zusammenfallend und die
Gesamtentnahme Q genau so groß wie die Summe aller Entnahmen der
einzelnen Brunnen, also

$$Q = q_1 + q_2 + \dots + q_n = nq, \quad (23)$$

dann lautete die Gleichung der entstehenden Spiegelfläche nach Gl. (8):

$$z^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} (\ln x - \ln r). \quad (24)$$

Rücken nun die n Achsen auseinander, ohne daß die Gesamtentnahme Q
sich ändert, so wird zwar in der Nähe der Entnahmestelle eine Änderung
des Wasserspiegels eintreten, im Unendlichen aber der Spiegel seine
Lage beibehalten; es würde dann für

$$x_1 = x_2 = \dots = x_n = x \quad (25)$$

Gl. (22) mit Gl. (24) übereinstimmen, also $h_0 = h$ werden. h_0 bedeutet
also den Brunnenwasserstand, der sich einstellen würde, wenn die Ge-
samtentnahme aus einem einzigen Brunnen vom zugehörigen Radius r
entnommen würde.

C. Die Grundwerte.

Als grundlegende Größen der Absenkungsgleichungen, deren Natur
und Zahlenwert durch die Eigenschaften des Untergrundes und die
näheren örtlichen Verhältnisse der Baustelle gegeben sind, können
folgende Werte bezeichnet werden (vgl. auch Sichardt³⁵):

1. der Durchlässigkeitsbeiwert des Untergrundes k ;

2. die Mächtigkeit H der grundwasserführenden Bodenschicht, in welcher die Absenkung erfolgen soll;
3. die Reichweite der Absenkung R ;
4. die Brunnenleistung oder das Brunnenfassungsvermögen $f = \frac{Q}{n}$.

Unter Q ist hier die gesamte Fördermenge bei Mehrbrunnenanlagen und unter n die Anzahl der in Betrieb befindlichen Brunnen zu verstehen.

Bevor näher auf die Erweiterung und Anwendung der im vorigen Abschnitt entwickelten Grundgleichungen eingegangen werden kann, ist es notwendig, das Wesen, die gegenseitigen Beziehungen und die Wege zur Bestimmung dieser Größen näher zu betrachten.

1. Der Durchlässigkeitsbeiwert k .

Ohne Zweifel ist k die wichtigste Größe, die das Rechnungsergebnis bei hydrologischen Berechnungen am meisten beeinflußt. Über die Dimension und grundlegende Definition von k wurde schon berichtet. Danach hängt die Größe des k -Wertes hauptsächlich von Eigenschaften des grundwasserführenden Untergrundes ab, und zwar von der Größe, Form und Lagerung der einzelnen Bodenteilchen. Diese Eigenschaften bestimmen Form, Zahl und Weite der sich durch den Grundwasserträger hinziehenden Poren, in denen sich die einzelnen Fäden des Grundwasserstromes bewegen. Soll k einer Berechnung zugrunde gelegt werden, so muß der jeweils in Betracht kommende Wert vorher bestimmt werden, wobei von der Eigenart des Untergrundes auszugehen ist. Die Lösung dieser Aufgabe der k -Wertbestimmung kann auf folgenden Wegen gesucht werden:

- a) durch Abschätzung;
- b) durch physikalische Untersuchungen vorliegender Bodenproben;
- c) durch experimentelle Bestimmung im Laboratorium;
- d) durch Probeabsenkungen auf dem Baugelände.

Zu a): Die bloße Abschätzung kann selbstverständlich nur angenäherte Werte liefern. Sie setzt eingehende Kenntnisse und Erfahrungen voraus und wird auch im Falle, daß solche zur Verfügung stehen, ein Notbehelf bleiben. Indessen darf nicht übersehen werden, daß in der Praxis der Grundwasserabsenkung in vielen Fällen der Ausführende auf solche Schätzung allein angewiesen ist. Die Beschaffenheit und Zusammensetzung des Untergrundes ist durch den geologischen Aufbau der Ablagerungen bedingt, infolgedessen ist die Kenntnis der geologischen Verhältnisse der Umgegend der Baustelle, und zwar insbesondere die des Alluviums, Diluviums und Tertiärs eine wichtige Hilfe. Im Rahmen dieses Buches kann hierauf nur kurz eingegangen werden und es muß hinsichtlich eingehender Studien auf die geologische

Literatur verwiesen werden. Die Verhältnisse im norddeutschen Flachland sind besonders von Wahnschaffe⁴⁸ erforscht und eingehend beschrieben worden. Die Zusammenhänge zwischen Hydrologie und Geologie sind von E. Prinz⁴¹ ausführlich behandelt worden, auf dessen Abhandlung über die Geologie der Norddeutschen Tiefebene in seinem „Handbuch der Hydrologie“ hier besonders hingewiesen sei. Sehr wertvolle Hinweise können auch die Karten der geologischen Landesanstalt sowie die zugehörigen Beschreibungen geben.

Aus diesen Unterlagen lassen sich freilich keine festen Gesetze ableiten, wie die grundwasserführenden Untergrundschichten auf der Erdoberfläche verteilt sind. Immerhin kann auf Grund des geologischen Aufbaues mit einiger Sicherheit auf das Abnehmen der Korngröße und damit der Durchlässigkeit in der Richtung des Gefälles der mit lockerem Material angefüllten Täler gegenwärtiger und eiszeitlicher Flüsse gerechnet werden. Beispielsweise ist im Mündungsgebiet der Flüsse, wie überhaupt im Küstengebiet, mehrfach $k = 0,0001$ bis $0,0002$ beobachtet worden. Im Berliner Urstromtal, und zwar in Berlin selbst sind k -Werte mit $k = 0,001$ bis $k = 0,003$ bekanntgeworden. In der Gegend des Zusammentreffens des Berliner Urstromtals mit dem Glogau-Baruther und dem Thorn-Eberswalder Tal, d. h. in der Gegend westlich Berlin bis zur Elbe, finden sich vielfach feinere Sande mit k -Werten unter $0,001$. Im Oberlauf von Flußtälern sind dagegen größere k -Werte festgestellt, so beispielsweise im Bobertal und im Tal der Mur bei Gratwein in Steiermark. Solche Angaben haben freilich nur bedingten Wert, weil in verschiedenen Tiefen häufig ganz verschiedene Korngrößen auftreten. Im allgemeinen nimmt das Korn bzw. die Durchlässigkeit mit der Tiefe zu, eine Erscheinung, die sich aus dem ursprünglich meist stärkeren Gefälle des Flußtales erklärt, das mit zunehmender Auffüllung abgenommen hat. Hieraus wird ersichtlich, daß vielfach an ein- und derselben Baustelle mit ganz verschiedenen mittleren Durchlässigkeitswerten zu rechnen sein wird, je nach der Tiefe der notwendigen Absenkung.

Eine Abschätzung des k -Wertes lediglich nach der geographischen Lage der Baustelle stößt, wie wir sehen, auf große Schwierigkeiten, wenn von Sonderfällen, bei denen reiche Erfahrungen vorliegen (z. B. Berlin) abgesehen wird. Aussichtsreicher wird die Lösung dieser Aufgabe, wenn Bohrproben zur Verfügung stehen. Mit einiger Übung kann dann ein besseres Resultat erzielt werden, jedoch schwankt die Genauigkeit immer noch in weiten Grenzen. Man kann es einem Sande ansehen, ob er einen k -Wert in der Nähe von $0,001$ oder bei $0,003$ hat, dagegen ist es kaum möglich, Unterschiede, wie z. B. $k = 0,001$ und $0,00125$ abzuschätzen. Liegen Bodenproben vor, so ist es indessen möglich, nach b) physikalische Untersuchungen auszuführen.

Zu b): Es wird sich hauptsächlich darum handeln, die mittlere Korngröße oder den wirksamen Korndurchmesser zu bestimmen. Sind diese Größen bekannt, so kann k z. B. nach den Formeln von Seelheim und Hazen (vgl. Ph. Forchheimer³⁹ u. ⁴⁰) ermittelt werden. Da die Körner nicht nur nach der Größe, sondern auch nach Form und Gestalt große Verschiedenheiten zeigen, so haften solchen empirischen Methoden beträchtliche Ungenauigkeiten an. Es darf daher das Ergebnis der physikalischen Untersuchung nicht überschätzt werden.

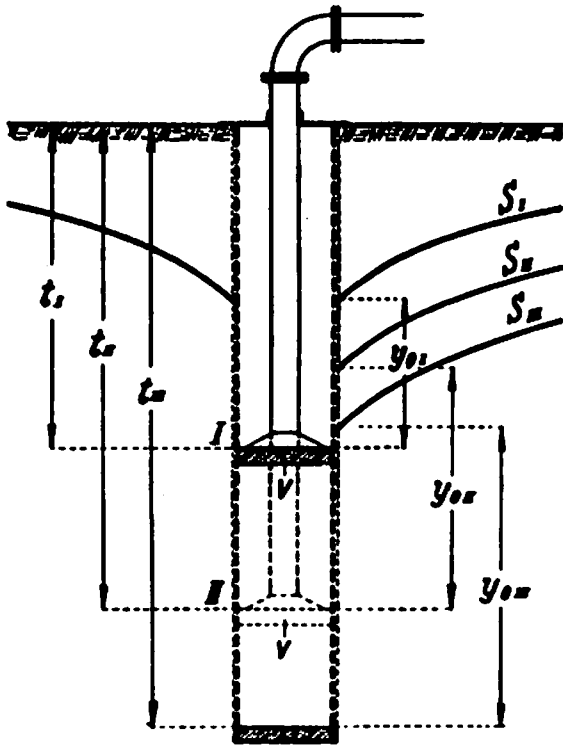


Abb. 10. Bestimmung des k -Wertes für verschiedene Tauchtiefen des Brunnens unter Zuhilfenahme des Patentverschlusses der Siemens-Bauunion.

Zu c): Der Wirklichkeit näher kommt der Durchlässigkeitsversuch im Laboratorium. Versuchsapparate beschreiben Forchheimer⁴⁹, Prinz⁴¹, Beger⁵⁰, Schardt³⁵ und andere. Hier ist zu beachten, daß zwei hauptsächliche Fehlerquellen auftreten, und zwar die Schwierigkeit, den Boden in den Versuchsapparat entsprechend der natürlichen Lagerung im Untergrund einzubringen, und ferner die zu geringen Abmessungen der Versuchsgefäße im Vergleich zur Wirklichkeit.

Zu d): Beide Fehlerquellen vermeidet der Versuch an Ort und Stelle durch Ausführung von Probeabsenkungen. Bei solchen Versuchen, die naturgemäß nur einen kleinen Teil der wirklich trocken-zulegenden

Baugrube umfassen können, ist zu beachten, daß häufig die Zusammensetzung des Untergrundes an der Baustelle einem starken Wechsel unterworfen ist, und zwar sowohl im horizontalen als auch im vertikalen Sinne. Handelt es sich um eine sehr ausgedehnte Baugrube, z. B. eine Schleppzugschleuse mit drei Häuptern, so wird es zweckmäßig sein, die Probeabsenkung an mehreren Stellen durchzuführen, z. B. an allen Häuptern. Für jede Stelle, an welcher der Versuch durchgeführt wird, wird ein für diese gültiger k -Wert ermittelt und es ist so möglich, die Absenkungsanlage den örtlichen Verschiedenheiten anzupassen. Wichtig ist ferner, die Durchlässigkeit auch für die tiefergelegenen Bodenschichten zu bestimmen. Die Untersuchungsbrunnen sollten daher stets mit ihrer Filterunterkante die gleiche Tiefe wie die Brunnen der späteren Absenkungsanlage erreichen. Strömt dem Brunnen Wasser auf der gesamten benetzten Filterfläche bis zum unteren Ende des

Brunnens zu, so wird ein Mittelwert für k erhalten, der für den Untergrund bis zur Brunntiefe gilt. Da es bei Anwendung der Staffelsenkung wichtig ist, k für jede Staffel zu kennen, so müßte für jede zu einer Staffel gehörige Brunntiefe t der jeweilige k -Wert ermittelt werden. Ein Hilfsmittel hierzu ist der Patentverschluß der Siemens-Bauunion⁵¹, der auf Abb. 10 schematisch dargestellt ist.

Sind t_I, t_{II}, t_{III} die Brunntiefen dreier in Betracht kommender Staffeln, so wird der Patentverschluß V einmal in die Lage I , dann in die Lage II (durch Verlängern der Aufhängevorrichtung) gebracht und schließlich ganz weggelassen, wodurch der Filter auf die ganze Tiefe frei wird. Entsprechend den zugehörigen Spiegelflächen des abgesenkten Grundwasserspiegels S_I, S_{II}, S_{III} werden die benetzten Filterhöhen $y_{0I}, y_{0II}, y_{0III}$ und die Durchlässigkeitswerte k_I, k_{II} und k_{III} erhalten.

2. Die Mächtigkeit der grundwasserführenden Schicht H .

Der Wert H ist nur selten in seiner ursprünglichen Bedeutung bekannt. Mitunter — z. B. vielfach in Berlin — liegt die wassertragende undurchlässige Schicht auch in solcher Tiefe unter Gelände — 100 m und mehr —, daß selbst, wenn H bekannt ist, die Rechnung mit einem solchen gegenüber der Größe der Absenkung außerordentlich großen Wert H nicht zu empfehlen ist. Einmal ist die Voraussetzung, daß die Brunnen bis zur undurchlässigen Sohle reichen, hier keineswegs erfüllt und andererseits sind die für unvollkommene, nicht zur Sohle reichende Brunnen von Forchheimer¹⁶ und Rother⁵² aufgestellten Gleichungen in solchen Grenzfällen nicht mehr anwendbar (vgl. auch Abschnitt III A 3). Ist H

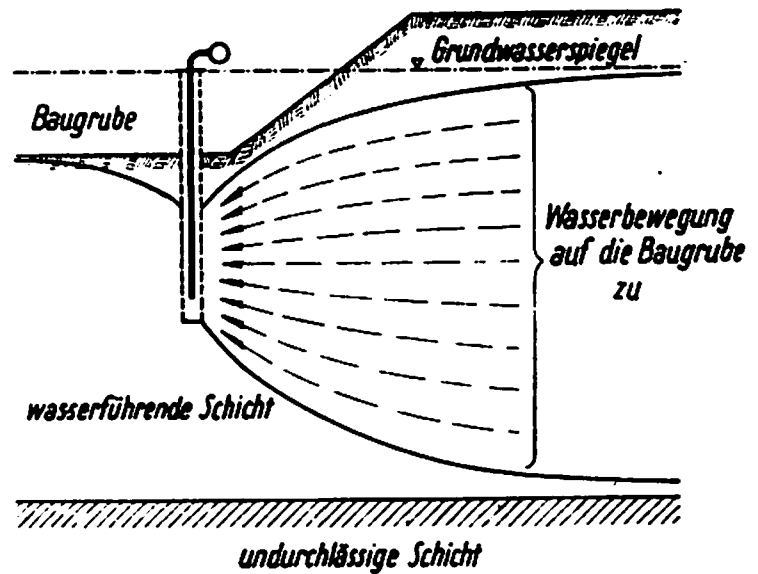


Abb. 11. Darstellung der auf die Baugrube zu gerichteten Grundwasserbewegung bei Anwendung unvollkommener Brunnen.

nicht bekannt, so kommen die genannten Gleichungen ebenfalls nicht in Frage. Heute ist es allgemein üblich, H als Abstand des ursprünglichen Grundwasserspiegels von der Brunnensohle zu rechnen. H hat also hier die Bedeutung der bei Beginn der Absenkung benetzten Brunnenfläche, die Sichardt³⁵ auch als „absolute Filterlänge“ bezeichnet. Prinz⁴¹, J. Schultze²² sowie Sichardt³⁵ haben sich dahin ausgesprochen daß es zulässig ist, H in dieser

Bedeutung in die Rechnung einzuführen und damit die bereits in der ersten Auflage dieses Buches ausgesprochene Ansicht bestätigt. Sichardt empfiehlt, die auf solchem Wege ermittelten Wassermengen Q um 20% zu erhöhen, und zwar ist eine solche Erhöhung hauptsächlich dann am Platze, wenn die wassertragende Sohle in sehr großer Tiefe vermutet wird. Es findet in Wirklichkeit auch unterhalb der durch die Brunnensohle gedachten Ebene eine Wasserbewegung auf den Brunnen zu statt, wobei diese Bewegung um so stärker sein wird, je größer der Abstand zwischen Brunnensohle und wassertragender Schicht ist (vgl. Abb. 11). In Abschnitt III A 3 über die Absenkung mit unvollkommenen (seichten) Brunnen wird die Frage der Bedeutung und Bemessung des Wertes H noch näher behandelt werden.

3. Die Reichweite der Absenkung R .

Die Reichweite der Absenkung, von Lummert⁵³ auch Einwirkungsradius genannt, steht als \ln im Nenner der nach q aufgelösten Absenkungsgleichung. Der Einfluß, den die Reichweitengröße auf die Wassermengenbestimmung bzw. auf die Bestimmung der erzielten Absenkung ausübt, ist demgemäß verhältnismäßig gering. Es läßt sich zeigen, daß eine Vergrößerung des Wertes der Reichweite um 100% nur eine rd. 10proz. Erhöhung der errechneten Fördermenge zur Folge hat. Denselben Einfluß übt aber bereits eine 10proz. Vergrößerung des k -Wertes aus und, da es oft schwer ist, den k -Wert auf 10% genau zu bestimmen, ist leicht ersichtlich, daß man für gewöhnlich und für weniger umfangreiche Absenkungen sich mit einer Schätzung der Reichweite begnügen kann. Einen gewissen Anhalt für solche Schätzungen gibt eine von Sichardt empirisch gefundene Formel, die bisher noch nicht veröffentlicht worden ist und hier mitgeteilt sei. Sie gilt für den Beharrungszustand und lautet

$$R = 3000 s \sqrt{k}, \quad (26)$$

worin s = Absenkung in m .

Für größere und tiefere Absenkungen, wie sie mit der fortschreitenden Entwicklung der Gründungstechnik immer häufiger vorkommen, kann es jedoch von Wert sein, genauere Werte der zu erwartenden Reichweitengröße zu kennen. Die Kenntnis der Reichweite kann auch für andere Zwecke als nur für die Bestimmung des durch die Anlage aufzunehmenden Wasserandrangs erwünscht sein. Dies ist z. B. der Fall, wenn die Gefahr besteht, daß durch eine große Absenkung und eine dementsprechend zu erwartende große Reichweite eine Wasserversorgungsanlage zeitweilig in ihrer Wirksamkeit gestört wird oder wenn Bauwerke gefährdet werden, z. B. Bauten auf im Grundwasser

stehenden Pfahlrosten, die durch die Absenkung zeitweise trockengelegt werden können und dadurch zur Fäulnis neigen.

Schultze²⁰ hat bereits den Versuch unternommen, theoretische Formeln für die Reichweitengrenze aufzustellen. Er ging dabei von dem Gedanken aus, daß in dem Falle eines unendlich großen Grundwasserbeckens mit horizontalem Spiegel, das keinerlei Zuflüsse erhält und in dem naturgemäß auch keine Strömung vorhanden sein kann, die Größe der bis zu einem bestimmten Zeitpunkt entnommenen Wassermenge gleich dem Hohlrauminhalt des in diesem Zeitpunkt erzielten Absenkungstrichters sein muß. Die weiteren Annahmen, zu denen Schultze zur Aufstellung seiner Gleichungen gezwungen war, lassen, da sie von der Wirklichkeit zu sehr abweichen, die Lösung unbefriedigend erscheinen.

Weitere Untersuchungen über die Größe der Reichweite hat Weber³⁶ aufgestellt, auf die im nachstehenden näher eingegangen werden soll.

Für den einfachsten behandelten Fall setzt auch Weber ein unendlich großes Grundwasserbecken mit horizontalem Spiegel ohne äußere Zuflüsse voraus und nimmt weiterhin an, daß die Absenkungsbrunnen mit ihrer Sohle auf einer undurchlässigen Schicht aufruhend, Annahmen, die auch den Brunnenformeln von Dupuit-Thiem und Forchheimer zugrunde liegen. Auch die durch Schultze bereits betonte Abhängigkeit zwischen der entnommenen Wassermenge und der Größe des Absenkungstrichters wird beibehalten und demgemäß die Grundgleichung:

$$\beta V = \int_0^T q dt \quad (27)$$

aufgestellt. Hierin bedeutet V das Gesamtvolumen des Absenkungstrichters, β das Porenvolumen des Untergrundes, q die entnommene Wassermenge, die im allgemeinen Falle eine Funktion der Zeit t sein kann. Die Größe des Porenvolumens β bildet nun zwar an und für sich eine neue Unbekannte, jedoch bewegt sich der Zahlenwert von β überhaupt nur in ziemlich engen Grenzen, außerdem ist er für die einzelnen Bodenarten, wie Sand, Kies usw., bereits mit großer Genauigkeit bestimmt worden⁵⁴ und läßt sich auch beim Vorliegen von Bodenproben in jedem Einzelfalle wieder bestimmen.

Betrachtet man nun zwei zeitlich unmittelbar aufeinanderfolgende Absenkungszustände, so muß nach den gemachten Annahmen der in der Zwischenzeit geförderten Wassermenge die im Bereich des Absenkungstrichters durch den Weiterverlauf der Absenkung freigewordene Wassermenge entsprechen. Unbekannt bleibt noch, wie gemäß der Abb. 12 bei zwei aufeinanderfolgenden Absenkungszuständen die freiwerdende Wassermenge sich in dem Absenkungsbereich verteilt, d. h., wie groß der Wert Δy ist. Betrachtet man die konzentrisch um einen

Einzelbrunnen herumgelegten Kreiszyylinder, so darf jedenfalls nach den Annahmen durch den Zylinder vom Radius R kein Wasser hindurchströmen, während durch den Zylinder von Radius r , der dem Brunnenradius entspricht, die gesamte augenblickliche Entnahmemenge q fließt. Weber stellt für die Wasserzunahme von $q_R = 0$ bis $q_r = q$ unter Vernachlässigung des kleinen Brunnenradius r das Durchflußgesetz

$$q_a = q \left[1 - \left(\frac{x}{R} \right)^n \right] \quad (28)$$

auf und läßt den Exponenten n vorläufig noch unbestimmt. Wie auch immer zwei aufeinanderfolgende Absenkungen sich zueinander verhalten werden, so wird sich doch immer ein Exponent n so bestimmen lassen, daß das Durchflußgesetz mit der Wirklichkeit möglichst genau übereinstimmt.

Aus diesen Annahmen heraus kommt Weber zu der Gleichung der Reichweite für einen Einzelbrunnen, dem eine konstante Wassermenge q entnommen wird:

$$R = \sqrt{\frac{4(n+2)HkT}{n\beta}} \quad (29)$$

oder mit

$$c^2 = \frac{4(n+2)}{n} \quad c \cdot 3$$

zu der Gleichung

$$R = c \sqrt{\frac{HkT}{\beta}} \quad (30)$$

In dieser Gleichung fällt zunächst auf, daß die erzielte Reichweite unabhängig von der Entnahmemenge ist. Es muß dabei jedoch beachtet werden, daß durch eine größere Entnahmemenge auch eine größere Absenkung bei sonst gleichen Verhältnissen erzielt wird, so daß der Einwirkungsbereich der Absenkung, der sich durch praktische Messungen noch nachweisen läßt, um so weiter hinausgeschoben wird, je mehr Wasser sekundlich entnommen wird.

Durch Vergleiche mit praktisch ausgeführten Absenkungen konnte Weber feststellen, daß der Wert n selbst wieder eine Funktion der Zeit darstellt, daß er jedoch nur zwischen den Werten 1 und 2 schwankt, und zwar geht er vom Beginn der Absenkung, wo er den Wert 1 hat, allmählich bis zum Zahlenwert 2 herauf. c schwankt demgemäß nur zwischen den Grenzen 2,82 und 3,2 und kann praktisch genügend genau stets = 3 gesetzt werden.

Die Gleichungen (8) und (9) für den einfachen Brunnen wurden unter der Voraussetzung aufgestellt, daß durch die Wandung sämtlicher

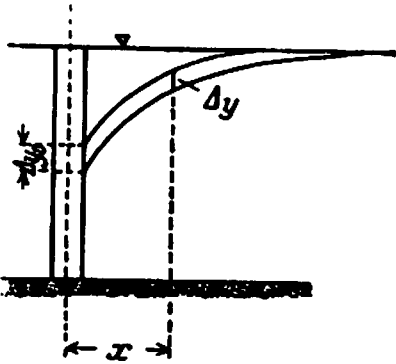


Abb. 12.

um den Brunnen herumgelegter Kreiszyylinder und auch durch den Zylinder vom Radius R die Wassermenge q zuströmt.

Mit seinen Annahmen findet Weber nun die etwas veränderte Formel:

$$q = \frac{\pi k (H^2 - z^2)}{\ln R - \ln x - \frac{1}{n} \frac{R^n - x^n}{R^n}} \quad (31)$$

für die praktisch, solange es sich um Absenkungszustände in nicht zu großer Entfernung vom Brunnen handelt, gesetzt werden kann:

$$q = \frac{\pi k (H^2 - z^2)}{\ln R - \ln x - \frac{1}{n}} \quad (32)$$

Diese Formeln gehen für $n = \infty$ in die Dupuit-Thiemsche Formel über.

Bei der Aufstellung dieser Formeln ist der Widerspruch vermieden, der in der Dupuit-Thiemschen und auch in der Forchheimerschen Formel

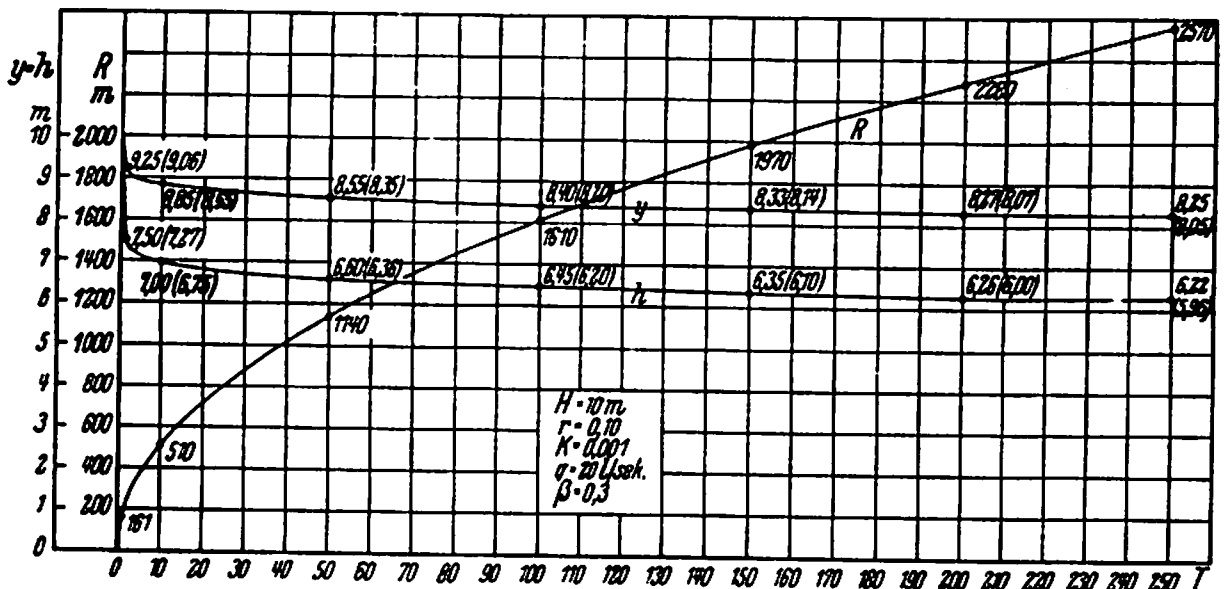


Abb. 13. Der Einfluß der Absenkungsdauer auf die Absenkung und den Vorschub der Reichweite bei einem Einzelbrunnen (nach H. Weber).

für eine Mehrbrunnenanlage liegt, wonach in dem Entnahmefeld im Ruhezustande Strömungen nicht vorhanden sein sollen, andererseits jedoch die gesamte entnommene Grundwassermenge von außerhalb der Reichweitengrenze her ständig ergänzt wird. Diese Unstimmigkeit findet in der Dupuit-Thiemschen und Forchheimerschen Formel ihren Ausdruck darin, daß die Absenkungskurve an der Reichweitengrenze sich nicht, wie es erwartet werden müßte, tangential an den ungesenkten Grundwasserspiegel anschließt, was bei der Gl. (31) dagegen der Fall ist. Mit Hilfe der Gleichungen (30) und (31) läßt sich der zeitliche Verlauf der Reichweite und der Absenkung für jeden bestimmten Fall genau darstellen, wie dies in der Abb. 13 für ein Zahlenbeispiel geschehen ist.

Man ersieht aus dieser Darstellung, daß, trotzdem die Reichweite entsprechend den gemachten Voraussetzungen zu einem Beharrungszustand nicht führen kann, die Absenkung selbst sehr bald sich so einstellt, daß praktisch von einem Beharrungszustand gesprochen werden kann.

In seinen weiteren Untersuchungen stellt Weber auch noch Reichweitenformeln für ein- und mehrstaffelige Mehrbrunnenanlagen auf, kommt jedoch zu dem Ergebnis, daß mit sehr großer Annäherung die Gl. (30) auch für Mehrbrunnenanlagen beibehalten werden kann.

Von den Absenkungsformeln, die sich für Mehrbrunnenanlagen ergeben, sei hier nur die der Gl. (32) entsprechende Formel, welche die Absenkungszustände in größerer Entfernung von der Anlage ausschließt, aufgeführt:

$$q = \frac{\pi k (H^2 - z^2)}{\ln R - \frac{1}{s} \ln x_1 x_2 x_3 - \frac{1}{n}}, \quad (33)$$

die sich von der Forchheimerschen Formel ebenfalls durch das Nenner-

glied $\frac{1}{n}$ unterscheidet.

Weber dehnt seine Untersuchungen auch auf den Fall aus, daß das Grundwasser auf irgendeine Weise, z. B. durch Infiltration oder Kondensation, sich erneuert und findet für diesen Fall die auch für die Reich-

weite zu einem Beharrungszustand führende Gleichung:

$$R^2 = \frac{q}{\pi \mu} \left(1 - \frac{1}{e \frac{\pi \mu R_0^2}{q}} \right). \quad (34)$$

Hierin bedeutet μ den auf den m^2 des Einwirkungsbereiches entfallenden Wasserzuschuß in m -Wassersäule je Sekunde und R_0 die sich nach der Gl. (30) für einen einfachen Brunnen, der unter den gleichen Verhältnissen arbeitet, ergebende Reichweite. Die Grenzreichweite R_g ergibt sich dann zu:

$$R_g = \sqrt{\frac{q}{\mu \pi}}. \quad (35)$$

In Abb. 14 ist der Verlauf der Reichweite R beim Vorhandensein äußerer Zuflüsse der erwähnten Art für einen bestimmten Fall im Gegensatz zu der Reichweite R_0 , die sich ohne diese Zuflüsse errechnen würde, dargestellt.

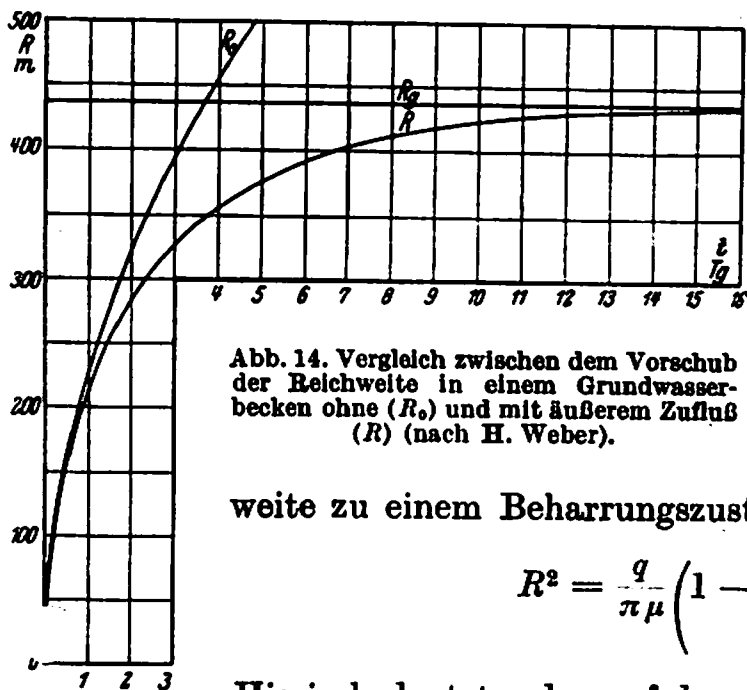


Abb. 14. Vergleich zwischen dem Vorschub der Reichweite in einem Grundwasserbecken ohne (R_0) und mit äußerem Zufluß (R) (nach H. Weber).

Erwähnenswert ist noch, daß nach der Gl. (33) die Größe der Baugrube bzw. der trockenliegenden Fläche größeren Einfluß auf die zu fördernde Wassermenge hat, als nach der Forchheimerschen Formel und sich damit den Erfahrungen der Praxis besser anpaßt. Dieser Umstand kann besonders dann von Wichtigkeit sein, wenn aus den Ergebnissen einer vorgenommenen Probeabsenkung auf die Fördermenge der späteren Hauptabsenkungsanlage geschlossen werden soll.

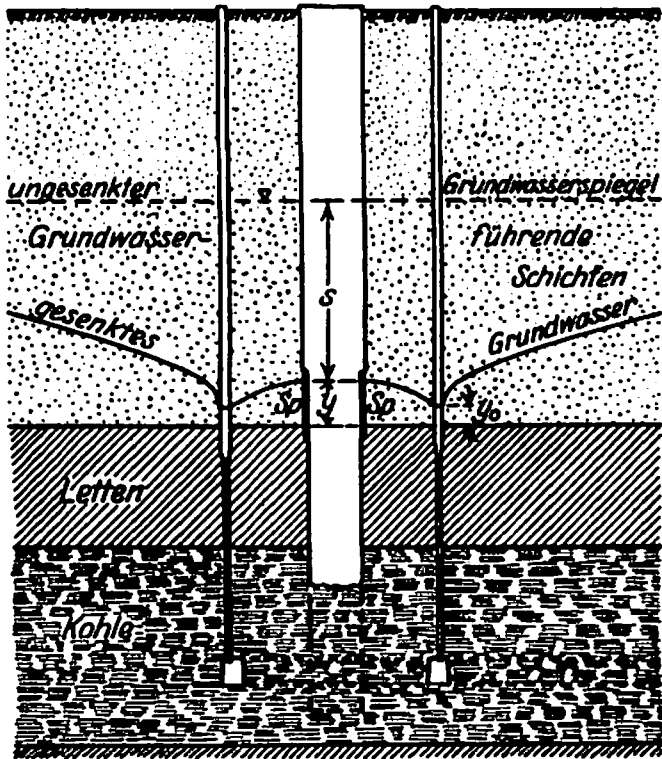
Im vorliegenden Werk sind für die späteren Ausführungen die Dupuit-Thiemschen bzw. Forchheimerschen Gleichungen als Grundformeln beibehalten worden. Es erscheint wünschenswert, bei auszuführenden Anlagen auch Vergleichsrechnungen auf Grund der neuen Formeln aufzustellen, um dann aus den erhaltenen Absenkungsergebnissen genauere Schlüsse über die Gültigkeit der alten bzw. neuen Formeln ziehen zu können und um auf diesem Wege die wichtige Frage, welche Formeln sich den tatsächlichen Verhältnissen am besten anpassen, zu klären.

4. Die Brunnenleistung.

Die Leistung der Brunnen, das Fassungsvermögen, wurde bisher geschätzt, sofern nicht die Ergebnisse von Pumpversuchen auf der Baustelle zur Verfügung standen. Auch dann, wenn die Größe des Bodendurchlässigkeitswertes k bekannt war, waren solche Abschätzungen nicht zu umgehen, da die Beziehungen zwischen dem Bodendurchlässigkeitswert k und der Höchstgeschwindigkeit des Grundwassers beim Eintritt in den Brunnen, die für das Fassungsvermögen des Brunnens bestimmend ist, erst in neuerer Zeit geklärt worden sind. Daß zwischen dem Bodendurchlässigkeitswert und der im gleichen Untergrund möglichen Höchstgeschwindigkeit des Grundwassers ein Zusammenhang besteht, wurde hier schon in der ersten Auflage 1913 ausgesprochen.

Sichardt³⁵ hat diesen Zusammenhang untersucht und Formeln für die Berechnung der Brunnenleistung aufgestellt. Er geht davon aus, daß auf Grund der Ergebnisse bei praktischen Ausführungen jeder Bodendurchlässigkeitswert k ein Höchstgefälle des Grundwassers i_0 am Brunnenmantel entspricht. Daß das Grundwassergefälle nicht jeden beliebigen Wert annehmen kann und die Geschwindigkeit des Grundwassers einen bestimmten Wert nicht überschreiten kann, geht u. a. aus Beobachtungen bei der in Abb. 15 dargestellten Sickerbrunnenanlage hervor, die bei dem Schachtabteufen der Matador-Bergbaugesellschaft m. b. H. in Senftenberg (N. L.) in Betrieb war. Der Wasserspiegel sank an den Brunnen bis zur Ordinate y_0 ab und blieb an der Spundwand Sp konstant, um das Maß y über der undurchlässigen Lettenschicht. Die den Brunnen zufließende Wassermenge nahm mit der Absenkung zu bis auf einen Höchstwert, der bei Erreichen der Ordinate y_0 an den

Brunnen eintrat und dann praktisch konstant blieb. Dies ist nur denkbar und möglich, wenn es Höchstwerte für die Grundwassergeschwindigkeit und das Grundwassergefälle gibt, die bei freier Strömung nicht überschritten werden können. Sind für eine Reihe von verschiedenen k -Werten die zugehörigen Werte des Höchstgefälles i_0 festgestellt, so lassen sich hieraus Schlüsse über den gesetzmäßigen Verlauf der Beziehung



zwischen k und i_0 ziehen. Sichardt ist diesen Weg gegangen und hat gemäß Abb. 16 für eine Reihe von k -Werten als Ordinaten die bei praktischen Ausführungen ermittelten Werte i_0 als Abszissen aufgetragen. Der sich ergebende Linienzug wurde durch eine Hyperbel ersetzt und es ergab sich so empirisch für den Zusammenhang zwischen k und i_0 das Gesetz:

$$i_0 = \frac{1}{15 \sqrt{k}} \quad (36)$$

Das Fassungsvermögen eines Brunnens f oder der Höchstwert der Entnahmemenge ergibt sich zu

$$f = 2 x_0 \pi y_0 \frac{\sqrt{k}}{15}, \quad (37)$$

wenn x_0 den Brunnenradius und y_0 die Höhe der benetzten Filterfläche bedeuten.

Für 1 lfd. m benetzte Fil-

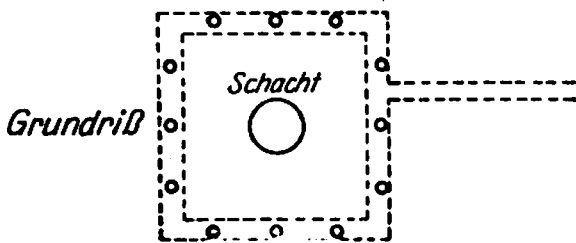
terhöhe erhält man den Fassungs Wert $\varphi = \frac{f}{y_0}$ zu

$$\varphi = 2 x_0 \pi \frac{\sqrt{k}}{15}. \quad (38)$$

In Abb. 16 ist diese Gleichung graphisch dargestellt.

Für einen Brunnen von gegebenem Halbmesser x_0 ist f direkt proportional dem Wert y_0 . Mit zunehmender Absenkung wird y_0 und damit f kleiner, während der äußere Wasserandrang Q wächst. Die tiefste Absenkung s_0 in einem Brunnen wird erreicht, wenn $f = Q$ wird. In Abb. 17 ist die Ermittlung dieses Absenkungshöchstwertes graphisch dargestellt.

Abb. 15. Sickerbrunnenanlage der Matador-Bergbau-gesellschaft in Senftenberg (nach W. Sichardt).



Unter Berücksichtigung der Gl. (37) geht die Absenkungsgleichung des Einzelbrunnens

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - y_0^2)}{\ln \frac{R}{x_0}}$$

für $f = Q$ über in

$$H^2 - y_0^2 = \frac{2 y_0 x_0}{15 \sqrt{k}} \ln \frac{R}{x_0} \quad (39)$$

und für den Zustand der tiefsten Absenkung gilt:

$$y_0 = -\frac{x_0}{15 \sqrt{k}} \ln \frac{R}{x_0} + \sqrt{H^2 + \left(\frac{x_0}{15 \sqrt{k}} \ln \frac{R}{x_0}\right)^2} \quad (40)$$

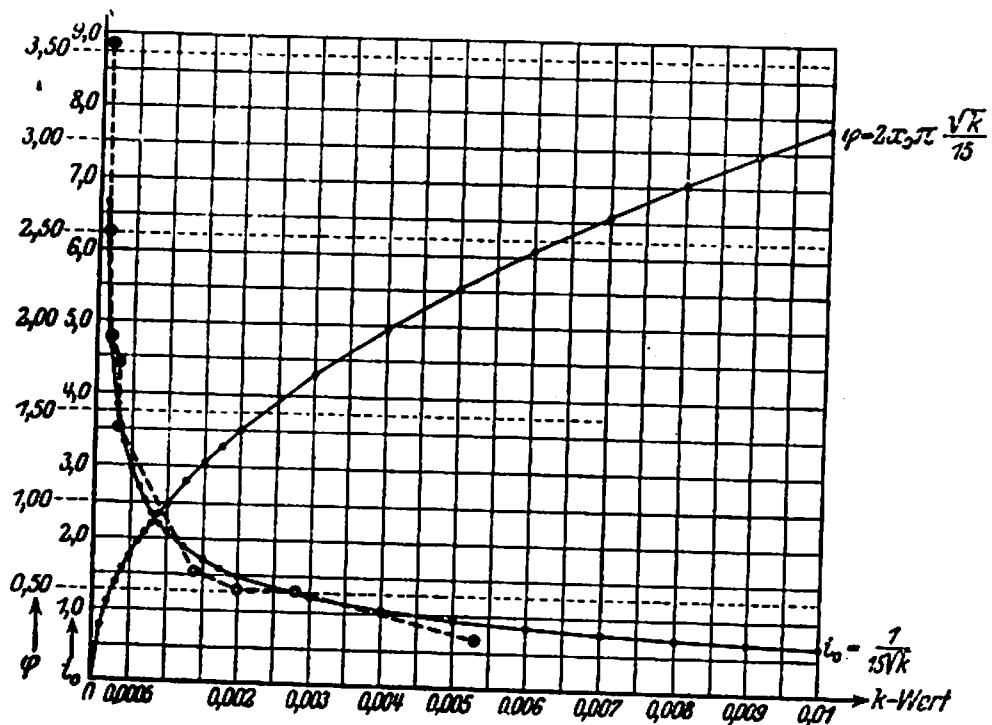


Abb. 16. Beziehungen zwischen dem Grenzgefälle i_0 , dem Fassungs Wert φ und dem k -Wert (nach W. Sichert).

Für die Absenkungsgleichung einer Mehrbrunnenanlage von kreisförmigem Grundriß wird unter Berücksichtigung der Gleichungen (36) und (37) als erweiterte Absenkungsgleichung erhalten:

$$\left. \begin{aligned} H^2 - y^2 &= 2 n x_0 i_0 (\ln R - \ln A) \\ &\cdot \left[\sqrt{y^2 + \left(x_0 i_0 \ln \frac{A}{n x_0}\right)^2} - x_0 i_0 \ln \frac{A}{n x_0} \right] \end{aligned} \right\} \quad (41)$$

(vgl. Abb. 18).

Wie Sichert weiter zeigt, darf bei Mehrbrunnenanlagen mit dem Wert $i_0 = \frac{1}{15 \sqrt{k}}$ nur gerechnet werden, wenn das Verhältnis des Brunnen-

abstandes zum Brunnenumfang

$$\lambda = \frac{b}{2x_0\pi} \geq 5 \quad (\text{vgl. Abb. 19})$$

ist.

$b = 5 \cdot 2x_0\pi$ ist also der Mindestabstand der Brunnen, der nicht unterschritten werden sollte, da sich sonst die Brunnen durch Wasser-

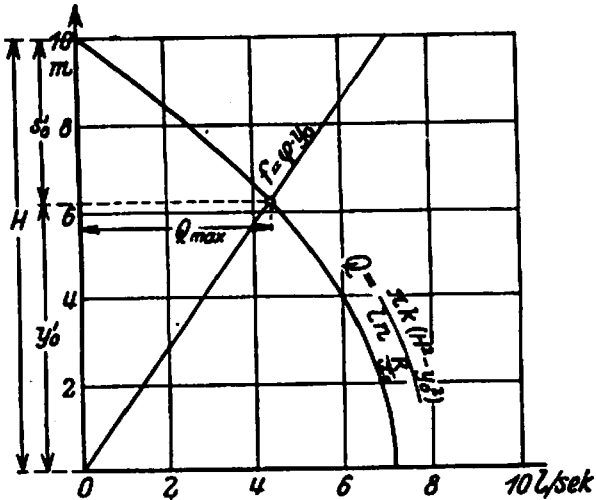


Abb. 17. Graphische Ermittlung des tiefsten Absenkungszustandes für den Einzelbrunnen (nach W. Sichardt).

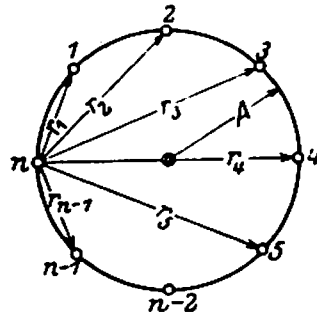
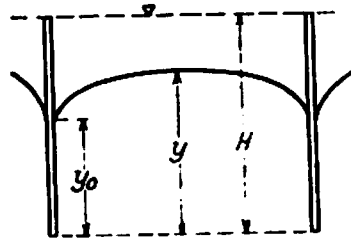
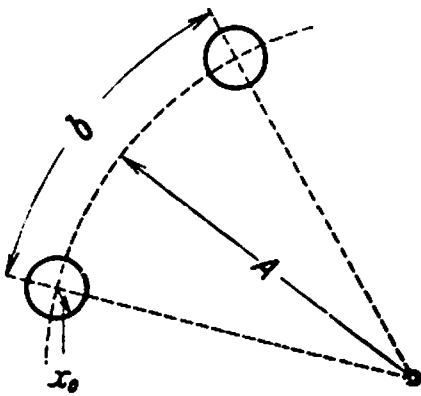


Abb. 18. Mehrbrunnenanlage von kreisförmigem Grundriß mit einer Brunnenstaffel.

entziehung gegenseitig behindern, so daß das Fassungsvermögen nicht voll ausgenutzt werden kann.

Auch bei der Mehrbrunnenanlage kann mit einer bestimmten Brunnenzahl und Eintauch-



$$\lambda = \frac{b}{2x_0\pi}$$

Abb. 19.

tiefe der Brunnen nur eine bestimmte tiefste Absenkung erreicht werden. In Abb. 20 sind diese tiefsten Absenkungen für eine Reihe

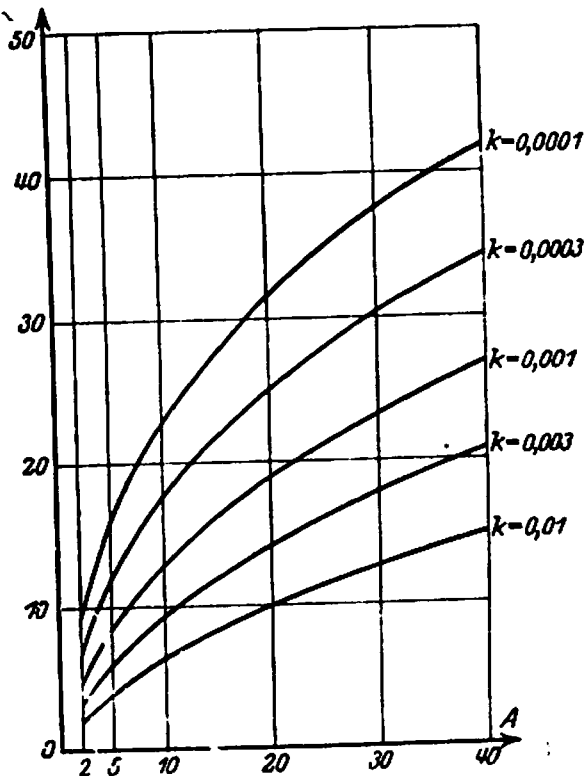


Abb. 20. Abhängigkeit der tiefsten Absenkung in der Mitte einer kreisförmigen Mehrbrunnenanlage vom Halbmesser A des Brunnenkreises bei voller Ausnutzung des Fassungsvermögens (nach W. Sichardt) $x_0 = 0,1 \text{ m}$; $y = 10,00 \text{ m}$; $b = 5 \cdot 2x_0\pi$.

von k -Werten in Abhängigkeit vom Halbmesser A des Grundrißkreises der Brunnenanlage für den Fall $y = 10$ m und

$$b = 5 \cdot 2 x_0 \pi$$

aufgetragen. Man erkennt, daß mit jedem Wert A , d. h. also mit einer bestimmten Brunnenzahl in engster Anordnung, nur immer für jeden k -Wert eine tiefste Absenkung erreicht werden kann, die nur überschritten werden kann, wenn entsprechend A und damit die Brunnenanzahl vergrößert wird.

Die von Sichardt entwickelten Formeln für das Fassungsvermögen von Einzelbrunnen und Mehrbrunnenanlagen machen es möglich, für jeden Absenkungsfall die nötige Brunnenzahl zu errechnen, sofern der k -Wert bekannt ist.

III. Erweiterung und Auswertung der Absenkungsgleichungen.

A. Der Einzelbrunnen.

Bevor weiter auf die Verhältnisse beim Betriebe mehrerer Brunnen eingegangen wird, soll zunächst in der Gleichung für die Absenkung eines einzelnen Brunnens

$$z^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln x - \ln r), \quad (8)$$

oder

$$H^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln R - \ln r) \quad (9)$$

der Einfluß der einzelnen Faktoren betrachtet werden, weil bei der späteren Aufstellung der weiteren Formeln für mehrere Brunnen hierauf Bezug genommen werden soll.

Die Größe der Absenkung

$$s = H - z = H \pm \sqrt{h^2 + \frac{q}{\pi k} (\ln x - \ln r)}, \quad (42)$$

erreicht ihren Höchstwert am Brunnenumfang selbst, d. h. für $x = r$ und $z = h$; mit Hilfe von Gl. (9) ergibt sich die Absenkung am Brunnen

$$s_{br} = H - h = H \pm \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} (\ln R - \ln r)}. \quad (43)$$

Für Wasserentnahme aus dem Brunnen, also bei einer Absenkung des Grundwasserspiegels, gilt das Minus-Zeichen vor der Wurzel, während das Plus-Zeichen für Wasserzuführung durch den Brunnen in den Boden gilt.

1. Einfluß des Brunnendurchmessers.

Bei einer bestimmten Mächtigkeit der wasserführenden Schicht H von einer durch den Koeffizienten k gekennzeichneten Beschaffenheit und bei Entnahme einer bestimmten Wassermenge q wird bei kleiner werdendem r die Absenkung s_{br} am Brunnenumfang nach Gl. (43) zunehmen.

Für einen Punkt außerhalb aber wird die Größe der Absenkung nicht verändert, wie aus folgender Gleichung hervorgeht, die aus Gl. (42) durch Einsetzen des Wertes von h^2 aus Gl. (9) entstanden ist:

$$s = H - \sqrt{H^2 - \frac{q}{\pi k} (\ln R - \ln x)}. \quad (44)$$

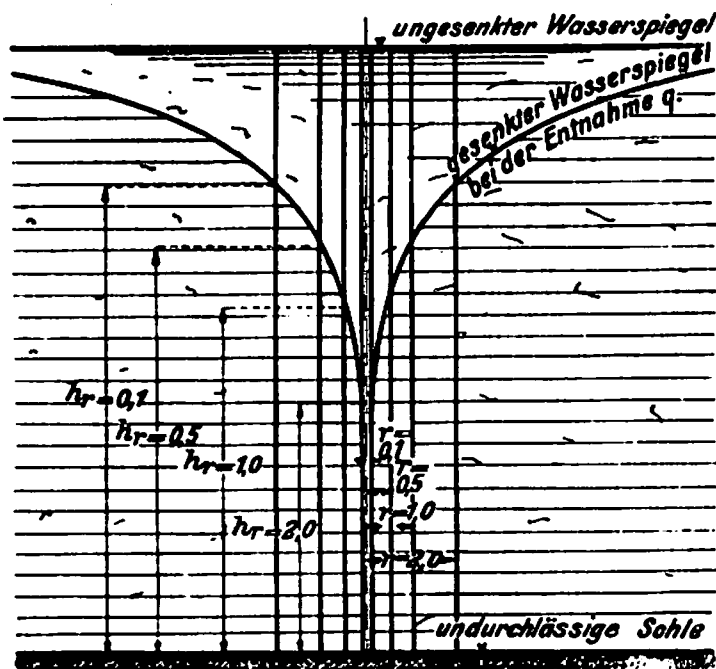


Abb. 21. Absenkung bei gleicher Entnahme q , aber verschiedenem Brunnendurchmesser r durch einen Einzelbrunnen.

In dieser Gleichung kommt r nicht vor, und es wird daher bei einer konstanten Entnahme q durch Änderung des Brunnendurchmessers die Gestalt der Absenkungskurve nicht beeinflusst. Der Wasserstand am Brunnen entspricht immer derjenigen Höhe, mit der die Absenkungskurve an den Brunnenumfang anschließt (s. Abb. 21). Da nach Sichert das Gefälle des Grundwassers am Brunnenmantel den Wert

$$i_0 = \frac{1}{15} \sqrt{\frac{q}{k}}$$

nicht überschreiten kann, so kann bei konstanter Entnahme q der Wert r nicht beliebig klein werden.

$$r_{\min} \text{ errechnet sich aus } q = f = 2 r_{\min} \pi h \sqrt{\frac{k}{15}} \text{ zu } r_{\min} = \frac{15q}{2\pi h \sqrt{k}}.$$

2. Einfluß der Wasserentnahme.

Bei größer werdender Wasserentnahme q wird nach Gl. (43) und (42) bei sonst gleichen Verhältnissen sowohl die Absenkung s_{br} am Brunnen als auch die Absenkung an allen anderen Stellen größer. Die Absenkung s_{br} als Funktion der Wassermenge q aufgetragen ergibt eine Parabel, deren Achse parallel mit der Achsenrichtung von q läuft, aber in Richtung dieser Achse und in Richtung der Achse für die Absenkung s_{br} verschoben ist (s. Abb. 22). Der theoretisch größtmögliche Wert der

Absenkung s_{br} ist gleich H bei maximaler Wasserentnahme q_{max} ; er kann natürlich praktisch nicht erreicht werden.

Die Gültigkeitsgrenze der Wassermengenkurve wird erhalten, wenn für jede Absenkung der Wert f nach Sichardt eingetragen wird:

$$f = \varphi \cdot h,$$

wo

$$\varphi = 2r\pi \frac{\sqrt{k}}{15}.$$

Die Werte f folgen einer Geraden (Abb. 22), deren Schnittpunkt O mit der Wassermengenkurve die Gültigkeitsgrenze der Wassermengenkurve ergibt. Nur deren stark ausgezogener Teil kommt praktisch in Betracht.

Ordnet man Gl. (43) um zu

$$(H - s_{br})^2 = H^2 - \frac{q}{\pi k} (\ln R - \ln r)$$

und

$$s_{br}(2H - s_{br}) = \frac{q}{\pi k} (\ln R - \ln r), \tag{45}$$

so kann man, wenn für eine Absenkungstiefe s_{br1} im Brunnen die entnommene Wassermenge q_1 bekannt ist, die Wassermenge q_2 , die zur Erreichung einer Absenkung s_{br2} entnommen werden muß, bestimmen nach der folgenden Gleichung:

$$\frac{q_1}{q_2} = \frac{s_{br1}(2H - s_{br1})}{s_{br2}(2H - s_{br2})}. \tag{46}$$

In Abb. 23 und 24 kommen die Einflüsse von r und q zum Ausdruck. Für das

Beispiel

wurde eine Mächtigkeit der wasserführenden Schicht $H = 20$ m angenommen, bei einer Durchlässigkeit $k = 0,002$ und einer Reichweite der Absenkung $R = 1000$ m. Die Absenkung s_{br} im Brunnen selbst

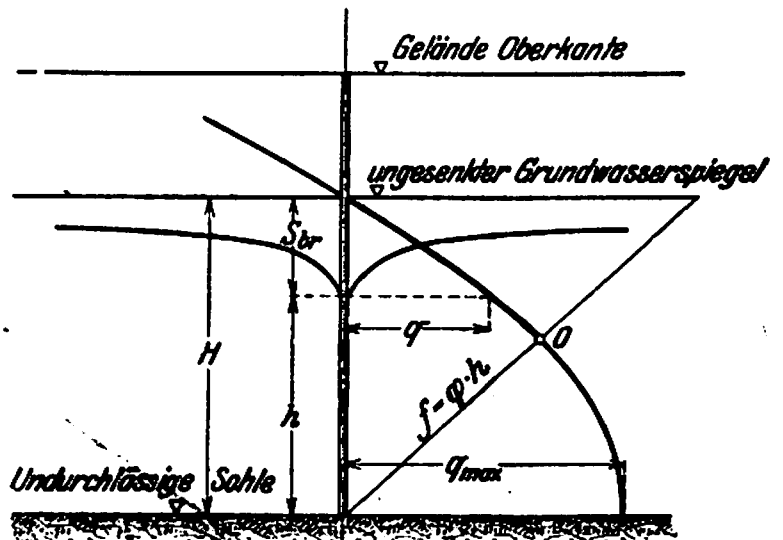


Abb. 22. Wassermengenkurve eines Einzelbrunnens in Abhängigkeit von der Absenkung s_{br} im Brunnen.

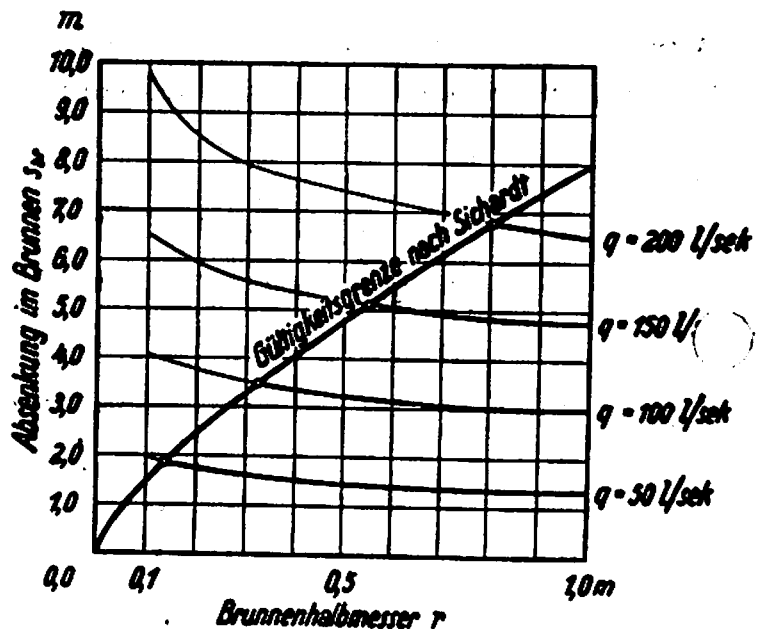


Abb. 23. Absenkung s_{br} in einem Brunnen in Abhängigkeit vom Halbmesser r bei konstanter Wasserentnahme q .

wurde in Abb. 23 für einen Radius $r = 0,1$ bis $1,0$ m bei verschiedenen Wasserentnahmen $q = 50$ bis 200 l/sek aufgetragen; in Abb. 24 ist die

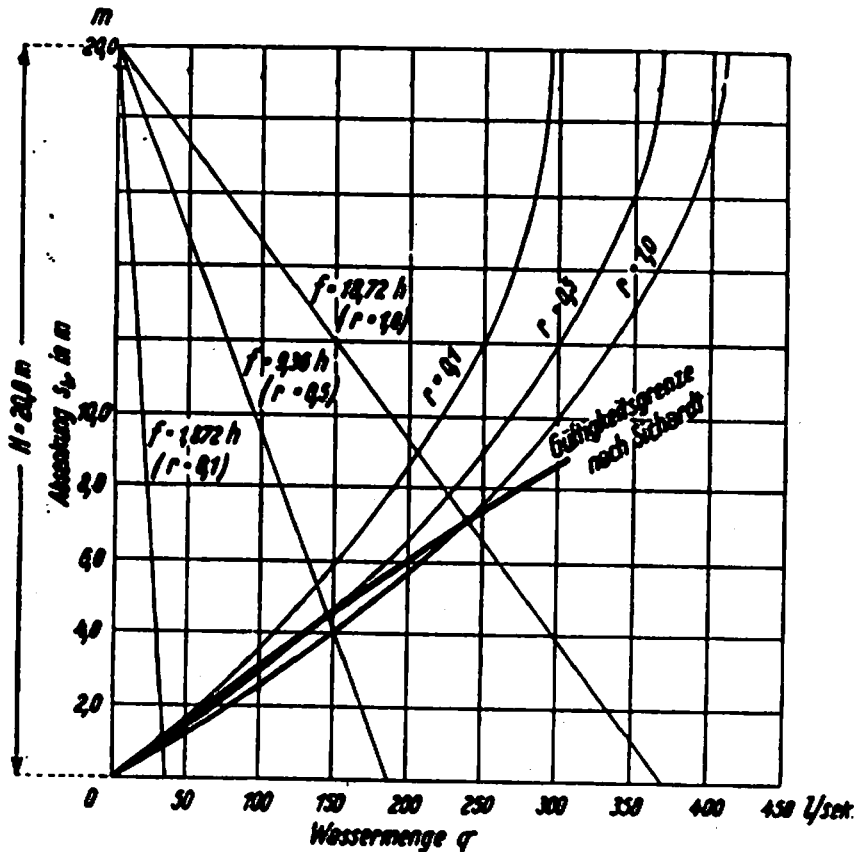


Abb. 24. Absenkung s_{br} in einem Brunnen von bestimmtem Halbmesser r in Abhängigkeit von der Wasserentnahme q .

Absenkung im Brunnen s_{br} als Funktion der entnommenen Wassermenge q eingetragen, und zwar für Brunnenradien von $0,1$, $0,5$ und $1,0$ m.

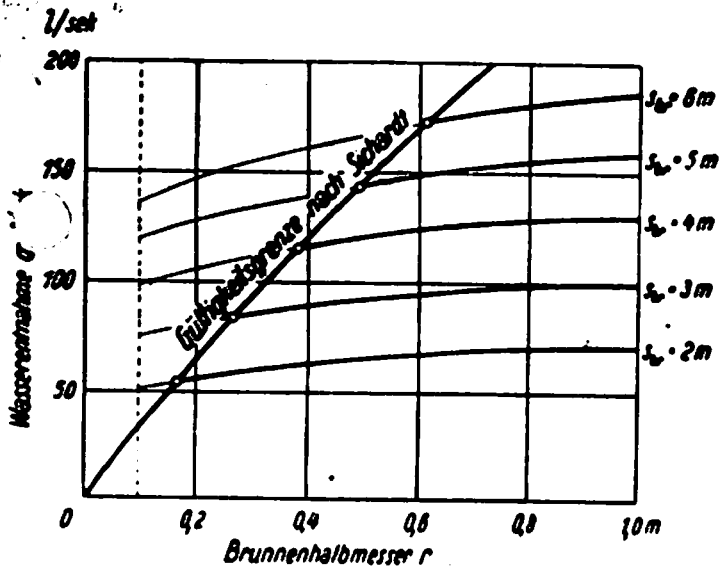


Abb. 25. Wasserentnahme q in Abhängigkeit vom Brunnenhalbmesser r bei konstanter Absenkung s_{br} im Brunnen.

eine bestimmte, beabsichtigte Absenkung s_{br} , die Wassermenge als Funktion des Brunnenradius dargestellt.

Die Absenkung für $r = 0,1$ würde theoretisch ihren Höchstwert von 20 m bei einer Wasserentnahme von 274 l/sek erreichen. Im ersten Teil der Kurven ist die Absenkung angenähert proportional der entnommenen Wassermenge, eine Erscheinung, die in der Praxis häufig mit Annäherung beobachtet wurde, und bei überschläglichen Rechnungen Verwendung finden kann.

In Abb. 25 ist ferner für

Wie oben näher ausgeführt wurde, ist die Reichweite bei Änderungen von q , r , s und H nicht konstant. Da der Einfluß von R aber von geringem Einfluß auf das Rechnungsergebnis ist, wurde für die Beispiele $R = 1000$ m zugrunde gelegt, wodurch die Rechnung wesentlich vereinfacht wurde. Aus der Brunnenformel ergibt sich, wenn die durch das Brunnenfassungsvermögen gezogenen Grenzen nicht berücksichtigt werden, daß die Absenkung in der Umgebung des Brunnens in erster Linie von der Wasserentnahme q abhängig ist, während der Durchmesser des Brunnens belanglos ist. Man könnte demnach theoretisch jede gewünschte Absenkung durch Vergrößerung der entnommenen Wassermenge erreichen, wenn man hierin nicht mit Rücksicht auf die Geschwindigkeit des Wassers gebunden wäre. Die Geschwindigkeit des dem Brunnen zufließenden Wassers nimmt in der Richtung auf den Brunnen entsprechend dem größer werdenden Spiegelgefälle der Absenkungskurve andauernd zu und erreicht am Brunnenumfang selbst, als dem kleinsten der zu durchfließenden, konzentrischen Querschnitte, ihren Höchstwert. Da die Wasserentnahme nicht über ein gewisses Maximum gesteigert werden kann, lehrt die Überlegung, daß bei einer bis auf die undurchlässige Schicht hinabgetriebenen Senkung des Wasserspiegels im Brunnen, also für $s_{br} = H$, die Geschwindigkeit unendlich groß werden müßte, um durch den dann gleich Null gewordenen Eintrittsquerschnitt eine bestimmte Wassermenge hindurchzutreiben. Um die Geschwindigkeit beim Eintritt in den Brunnen nicht über das zulässige Maß wachsen zu lassen, würde man demnach zu einer Vergrößerung des Brunnendurchmessers schreiten müssen, denn die Geschwindigkeit ist bei gleicher Wassermenge proportional dem durchströmten Querschnitt, und ihr Höchstwert daher proportional der Filterfläche bzw. bei gleicher Filterlänge dem Brunnenumfang, der wieder proportional dem Brunnenradius ist. Daß in der Tat nicht mit jedem beliebigen Brunnenradius ein bestimmtes Absenkungsziel erreicht werden kann, ergibt sich aus der Gleichung für die Brunnenleistung bzw. das Brunnenfassungsvermögen (vgl. auch Abschnitt II, C, S. 36). Die Größe des Brunnenfassungsvermögens begrenzt bei gegebenem Brunnenhalbmesser die Absenkung bzw. die Wasserentnahme. Bei unserem Beispiel muß also der Einfluß des Brunnenfassungsvermögens berücksichtigt werden. Die Gültigkeitsgrenze der in den Abb. 23, 24 und 25 entwickelten Kurven ist von Sichardt³⁶ bestimmt worden mit Hilfe der Gleichungen

$$q = f = \varphi \cdot h,$$

und

$$\varphi = 2r\pi \sqrt{\frac{V_k}{15}}.$$

Die eingetragenen Gültigkeitsgrenzen bestimmen in den Abb. 23, 24

und 25 die stark ausgezogenen, innerhalb der Gültigkeit liegenden Zweige der Abhängigkeitskurven.

Es zeigt sich, daß kleinere Brunnenhalbmesser größeren insofern überlegen sind, als sie gestatten, eine gewünschte Absenkung mit geringerer Fördermenge und daher auch geringeren Betriebskosten zu erreichen. Auch die einmaligen Ausgaben für Beschaffung und Einbau der Brunnen werden für den kleineren Halbmesser geringer. Dieses Ergebnis wird durch die Untersuchungen Sichardts dahin ergänzt, daß jedem Halbmesser nur eine bestimmte, mit Hilfe der Gleichung für das Fassungsvermögen zu errechnende Höchstabsenkung zukommt. Bei tieferen Absenkungen sind größere Brunnenhalbmesser kleineren gegenüber überlegen, da mit Zunahme des Halbmessers der Grenzwert der erreichbaren Absenkung wächst.

In der Praxis der Grundwasserabsenkung findet der Einzelbrunnen kaum Verwendung, da die Größe des gewöhnlich vom Grundwasser frei zu haltenden Raumes die Anwendung derartig großer Brunnenhalbmesser erfordern würde, daß die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens in Frage gestellt wäre.

Besser und wirtschaftlicher wird der Zweck erreicht durch Anordnung mehrerer Brunnen, wovon später zu sprechen sein wird.

3. Nicht bis zur undurchlässigen, wassertragenden Schicht reichende Brunnen (unvollkommene Brunnen).

Die bisher entwickelten Formeln sind sämtlich unter der Bedingung aufgestellt, daß die Brunnen bis zur undurchlässigen Schicht reichen und daß sie auf ihrer ganzen Länge durchlässig sind.

Es soll nunmehr besprochen werden, wie die Verhältnisse sich gestalten, wenn die Sohle des Brunnens nicht bis zur undurchlässigen Schicht reicht, und die Brunnen nur auf einem Teil ihrer Länge durchlässig sind.

Hierbei ist zunächst auf die Ausführungen Luegers⁵⁵ zu verweisen. Er stellt fest, daß bei Entnahme aus einem Grundwasserbecken durch die hervorgerufene Störung des Gleichgewichts und die hierdurch eintretende, auf die Wasserentnahmestellen hin gerichtete Bewegung des Grundwassers streng genommen schließlich alle Wasserteilchen in die Wasserentnahmestellen eintreten müßten. wenn man annimmt, daß ein unendlich kleiner Anlaß zu einer Bewegung im Grundwasser auch in Wirklichkeit eine Strömung zur Folge hat. Tatsächlich ist dies jedoch nicht der Fall, und darin stimmt die Wirklichkeit mit den Rechnungen nicht überein, weil bei Aufstellung der Fundamentalgleichungen nur die Reibungsarbeit des Wassers an den Sandkörnern, nicht aber die Adhäsion und die Zähflüssigkeit berücksichtigt werden. Bei sehr kleinen, die Bewegung veranlassenden Kräften, also in sehr großer Entfernung

von der Entnahmestelle, wird kein Strömen des Wassers mehr wahrzunehmen sein, vielmehr nur eine nach dem Ausdruck Luegers „stationäre“ Bewegung um die Sandkörnchen herum stattfinden. Dasselbe wird auch unterhalb der Sohle der Entnahmestelle der Fall sein. Es wird daher zu unterscheiden sein zwischen einem ruhenden und einem bewegten Teile des Grundwasserbeckens. Zum Hervorrufen einer Strömung muß ein gewisses Spiegelgefälle vorhanden sein, das um so größer sein muß, je feiner die Korngröße des Untergrundes ist. Wenn also eine gewisse Kraft zur Überwindung der Zähflüssigkeit und Adhäsion nötig ist, so wird mit anderen Worten bei einer gewissen minimalen Geschwindigkeit, die vom Material des Grundwasserträgers abhängig ist, kein Zufluß zu der Entnahmestelle mehr stattfinden können. Dies wird durch die Erfahrung bestätigt.

Lueger zeigt dann, daß unterhalb derjenigen Strömungslinie, die bei einer Wasserentnahme aus dem Untergrunde nach der untersten Stelle der Wasserfassungseinrichtung gerichtet ist, eine nennenswerte Bewegung der Wasserteilchen nicht eintreten kann, die sie zum Eintritt in die Entnahmestelle veranlassen würde. Er entwickelt Formeln, nach denen für jeden beliebigen Punkt der Verlauf der durch ihn hindurchgehenden Strömungslinie und die Geschwindigkeit des Wassers bestimmt werden kann, und zeigt ferner an einem Beispiel, daß man keinen irgendwie belangreichen Fehler begeht, wenn man die Grundwasserbewegung bei einem nicht bis zur undurchlässigen Sohle reichenden Brunnen so behandelt, als ob die Bewegung über einer durch die Brunnensohle gelegt gedachten, undurchlässigen Schicht vor sich ginge. Allerdings weist er darauf hin, daß bei gleichzeitig starkem Gefälle der Absenkungskurve und kleiner Wassertiefe im Brunnen Verschiedenheiten sich ergeben zwischen den nach der genannten, vereinfachten Rechnungsweise gefundenen Resultaten und den durch die von ihm aufgestellten, genauen Formeln gewonnenen Resultaten.

Forchheimer⁴⁶ hat Versuche über die Ergiebigkeit von nicht bis zur undurchlässigen Schicht reichenden Rohrbrunnen angestellt und gelangte hierbei zu folgendem Resultat. Die Ergiebigkeit eines Brunnens mit vollständig durchlässiger Seitenwandung bei Entnahme aus einer Grundwasserschicht bestimmter Mächtigkeit wird um so kleiner, je geringer bei gleicher Absenkung des Wasserspiegels die Eintauchtiefe des Brunnens ist; und zwar ändert sich die Ergiebigkeit etwa entsprechend

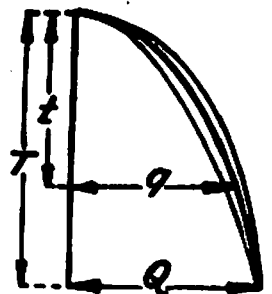


Abb. 26.

Parabelscheitel ausgehenden Parabelbogen und einer Viertelellipse; für ihre Gleichung wurden als Abszissen die geometrischen Mittel der Parabel- und Ellipsenabszissen angenommen. Es gilt für die Parabel

$$\frac{q^2}{Q^2} = \frac{t}{T}$$

und für den Ellipsenquadranten

$$\frac{q^2}{Q^2} = \frac{t}{T} \sqrt{\frac{2T-t}{T}};$$

für die geometrischen Mittel ist dann

$$\frac{q}{Q} = \sqrt{\frac{t}{T}} \cdot \sqrt[4]{\frac{2T-t}{T}}. \quad (47)$$

Für das Maß der Absenkung bei einem nicht bis zur undurchlässigen Schicht reichenden, einem „seichten“ Brunnen, gegenüber einem solchen bis zur undurchlässigen Schicht reichenden, tiefen Brunnen würde sich hiernach ergeben, daß bei der gleichen Wasserentnahme aus beiden Brunnen bei dem seichten Brunnen eine tiefere Absenkung eintreten müßte.

Forchheimer gibt für Brunnen mit durchlässiger Wandung, wenn h die Höhe des Wasserspiegels über der undurchlässigen Schicht beim tiefen Brunnen bezeichnet und T die Höhe des Wasserspiegels über der undurchlässigen Schicht beim seichten Brunnen, folgende Gleichung:

$$\frac{H^2 - T^2}{H^2 - h^2} = \sqrt{\frac{T}{t}} \cdot \sqrt[4]{\frac{T}{2T-t}}. \quad (48)$$

Man könnte hiernach bei der gleichen Wasserentnahme, je seichter man den Brunnen anlegt, eine um so größere Absenkung erzielen, wenn hier nicht wieder — da, je seichter der Brunnen wird, um so größer die Eintrittsgeschwindigkeit in den Brunnen werden muß —, durch die bei der betreffenden Bodenart gegebene, größtmögliche Geschwindigkeit die Grenze gegeben wäre.

) Nach Forchheimer liefert ein Brunnen von einer bestimmten Eintauchtiefe t dieselbe Wassermenge auch, wenn er bis zur undurchlässigen Schicht reicht, aber nur auf einer Strecke t seiner Wandung, nicht auf seiner ganzen Länge, durchlässig ist; er nimmt an, daß es nicht wesentlich sein kann, ob der durchlässige Teil der Wandung an die obere Grenzfläche des Grundwassers oder an die untere, nämlich die undurchlässige Schicht angrenzt. Auch für den Fall, daß der durchlässige Wandungsteil sich an einer beliebigen Stelle zwischen den beiden Grundwasserflächen befindet, dürften die Formeln Gültigkeit haben; diese Annahme wird durch die Beobachtung unterstützt, daß bei Versuchen mit Brunnen von dichter Wandung und offener Sohle die Spiegelsenkung ziemlich unabhängig war von der Höhenlage der

Brunnensohle, wenn diese wenigstens um den anderthalbfachen Durchmesser über der undurchlässigen Schicht sich befand.

Beispiel.

Es sollen nun die Absenkungsverhältnisse, wie sie bei solchen in der Praxis meist vorkommenden Brunnen mit nur teilweise durchlässiger Wandung — eiserne Rohrbrunnen mit angesetztem Filter — eintreten, an einem Beispiel betrachtet werden.

Aus einer wasserführenden Schicht von der Höhe $H = 18$ m bei einer Durchlässigkeit des Untergrundes $k = 0,002$ soll aus einem bis zur undurchlässigen Schicht reichenden Brunnen vom Radius $r = 0,1$ m eine Wassermenge von 20 l/sek entnommen werden. Bei einer Reichweite der Absenkung von $R = 500$ m würde sich eine Absenkung am Brunnen

$$s_{br} = 18 - \sqrt{324 - \frac{0,020}{\pi \cdot 0,002} (\ln 500 - \ln 0,1)} = 0,79 \text{ m}$$

ergeben.

Wäre der Brunnen nur 12 m tief, dann würde nach Gl. (48) gelten, wenn $h = 18,00 - 0,79 = 17,21$ m und $t = 11,21$ m gesetzt wird:

$$\frac{324 - T^2}{324 - 296,9} = \sqrt{\frac{T}{11,21}} \cdot \sqrt[4]{\frac{T}{2T - 11,21}}$$

Setzt man in der rechten Seite der ungeordneten Gleichung

$$324 - T^2 = \frac{27,1}{3,35} \cdot \sqrt[4]{\frac{T^2}{2T - 11,21}}$$

zunächst $T = 17,21$ ein, so ergibt sich aus der linken Seite $T = 17,14$ m und, bei Einsetzung dieses Wertes in die rechte Seite, wieder $T = 17,14$ m, also $s_{br} = 0,86$ m.

Bei dem seichten, nur 12 m tiefen Brunnen ist also die Absenkung eine größere. Berechnet man nun die Absenkung für den seichten Brunnen so, als ob die Oberfläche der undurchlässigen Schicht durch die Brunnensohle ginge, so daß also $H = 12$ m zu setzen ist, so würde man als Maß der Absenkung am Brunnen erhalten

$$s_{br} = 12 - \sqrt{144 - \frac{0,020}{\pi \cdot 0,002} (\ln 500 - \ln 0,1)} = 1,18 \text{ m.}$$

Wie ersichtlich, weicht dieses Resultat erheblich von dem mit Hilfe der Forchheimerschen Formel gefundenen ab. Bei diesem Vergleich eines tiefen und eines seichten Brunnens wurde indessen außer acht gelassen, daß die Absenkungsbrunnen gewöhnlich nur auf einem Teil ihrer Länge durchlässig sind. Wird dieser Umstand bei der genaueren Rechnung nach Forchheimer berücksichtigt und die durchlässige Filterlänge ent-

sprechend dem meist üblichen Maß mit 5 m eingesetzt, also $t = 5$ m, so ergibt sich nach Gl. (48)

$$H - T = s_{br} = 1,25 \text{ m.}$$

Hiermit stimmt das Ergebnis, das mit der vereinfachenden Annahme der undurchlässigen Schicht in Höhe der Brunnensohle erhalten wurde ($s_{br} = 1,18$ m), gut überein. Für die Praxis darf daher, wie schon in Abschnitt II C 2 ausgeführt wurde, mit dieser vereinfachenden Annahme gerechnet werden, die auch Thiem als zulässig erachtet.

Hierfür spricht auch noch folgende Überlegung. Während durch die Tiefe des Brunnens zwar in nächster Nähe desselben Veränderungen der Absenkungskurve eintreten müssen, so ist doch der weitere Verlauf

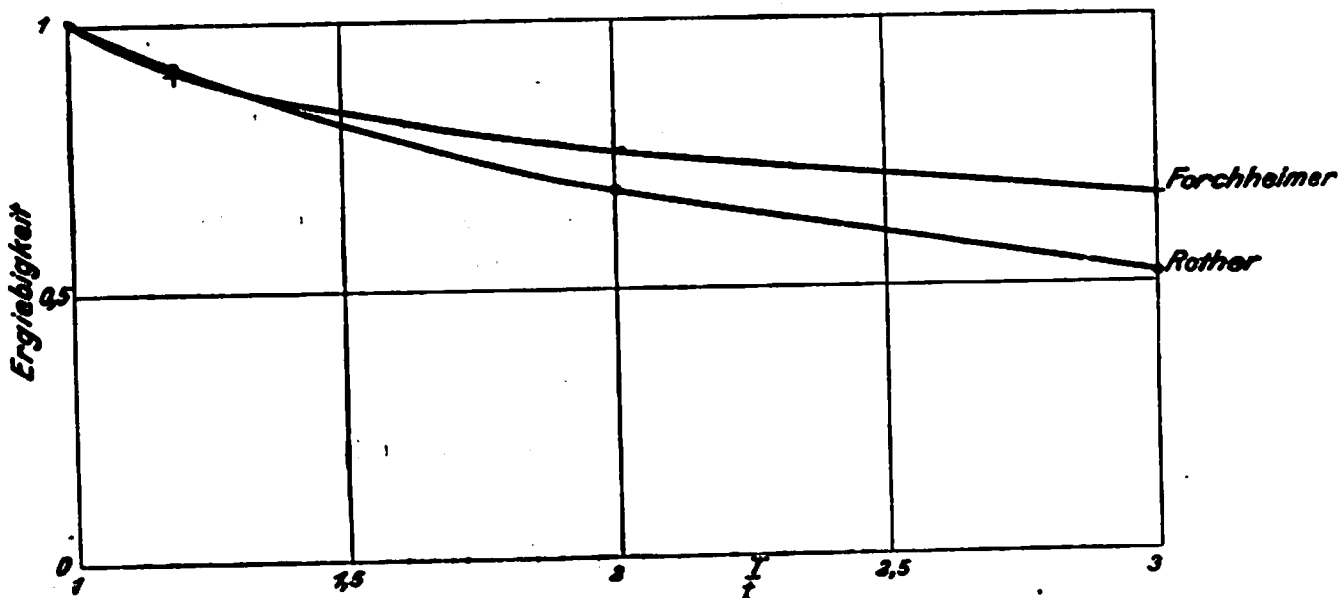


Abb. 27. Wasserandrang bei unvollkommenem Brunnen in Abhängigkeit von der Eintauchtiefe t .
 T = Eintauchtiefe des vollkommenen Brunnens.

der Kurve nur von der entnommenen Wassermenge abhängig, was ja auch mit den früheren Betrachtungen über den Einfluß des Brunnendurchmessers übereinstimmt. Bei Anordnung einer größeren Anzahl von Brunnen für Absenkungszwecke wird daher auch in der Gesamtabsenkung keine Änderung veranlaßt werden, sondern nur die nächste Umgebung jedes einzelnen Brunnens beeinflusst werden.

Nur in extremen Fällen, bei sehr weit getriebener Absenkung, was den Verhältnissen bei sehr wenig tief reichenden Brunnen entsprechen würde, werden sich stets größere Differenzen beider Rechnungsweisen ergeben.

In einem Aufsatz über die Ergiebigkeit unvollkommener Brunnen entwickelt auch Rother⁶² auf analytischem Wege eine Gleichung für die Ergiebigkeit eines nicht bis zur undurchlässigen Sohle reichenden Brunnens und rechnet für einen bestimmten Fall die Ergiebigkeit eines Brunnens aus bei verschieden großer Eintauchtiefe t . Die von ihm

errechneten Ergiebigkeiten, wenn die des vollkommenen, also bis zur undurchlässigen Sohle reichenden Brunnens gleich 1 gesetzt wird, sind in Abb. 27 in Funktion des Verhältnisses $\frac{T}{t}$ aufgetragen. Zum Vergleich sind die entsprechenden Werte des Forchheimerschen Versuches an einem Brunnen mit durchlässiger Wandung und geschlossener Sohle daneben gesetzt. Die von Rother angegebenen Werte liegen anfänglich etwas höher als die Forchheimerschen, dann aber tiefer; die Abweichung nimmt mit größer werdendem $\frac{T}{t}$ zu.

B. Die Mehrbrunnenanlage.

1. Entwicklung der Absenkungsgleichungen.

Es war bereits oben erwähnt, daß unter Übertragung der Eigenschaften isothermischer Kurvenscharen auf die Gestalt des Grundwasserspiegels Forchheimer eine Gleichung für den Grundwasserspiegel beim Betrieb mehrerer sich beeinflussender Brunnen aufstellte*.

Die Gleichung lautet mit den früher festgelegten Bezeichnungen, bei Vorhandensein von n Brunnen gleicher Ergiebigkeit, nach Gl. (22):

$$z^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n - \ln r \right). \quad (49)$$

Hierin bedeutet Q die Gesamtentnahme aus allen Brunnen zusammen und h diejenige Höhe des Wasserspiegels über der undurchlässigen Schicht, die sich in einem Brunnen vom Radius r einstellen würde, wenn die Wassermenge Q aus diesem Brunnen allein entnommen würde. Es sei noch erwähnt, daß die Höhenlinien, die bei einem einzelnen Brunnen konzentrische Kreise um die Brunnenachse darstellten, hier bei $n = 2$, also bei Vorhandensein von 2 Brunnen, Lemniskaten, bei $n > 2$ Linien höherer Ordnung darstellen, die in unendlich weitem Abstände von den Brunnen in einen unendlich großen Kreis übergehen. Praktisch allerdings findet dieser Übergang zur Kreisgestalt schon nicht allzu weiter Entfernung von einer Brunnengruppe statt.

Nach Gl. (49) ist es also möglich; wenn man die Absenkung kennt, die in einem einzigen Brunnen bei Entnahme der gesamten Wassermenge Q hervorgerufen wird, die Gestaltung der Absenkungsfläche der gesamten Brunnengruppe zu bestimmen. Setzt man in Gl. (49) nach der Erklärung von h den Wert für h^2 aus Gl. (9) ein:

$$h^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi k} (\ln R - \ln r), \quad (50)$$

so ergibt sich

$$H^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n \right). \quad (51)$$

* Vgl. S. 22.

Angenommen ist hierbei, daß R für den einen Brunnen und auch für die Anordnung der n Brunnen die gleiche Größe hat, eine Annahme, die entsprechend den Betrachtungen über die Reichweite der Absenkung bei Änderung des Radius eines einzelnen Brunnens erfolgen kann; und wie ferner bei einem Brunnen der Verlauf der Absenkungskurve unabhängig ist von der Größe des Brunnens, so gilt auch für die Anordnung mehrerer Brunnen, daß nicht erst im Unendlichen, bzw. an der Reichgrenze R , sondern auch schon in gewisser Entfernung von der Anlage die Kurve so verläuft wie für einen einzigen Brunnen bei der gleichen Wasserentnahme. Die Größe dieser Entfernung ergibt sich aus den Gl. (8) und (49); beide werden identisch für $q = Q$ und $\ln x = \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n$. Dies entspricht „praktisch“ einer Entfernung, in der angenähert $x = \sqrt[n]{x_1 x_2 \cdots x_n}$ wird, also die Abstände eines Punktes x_1, x_2, \cdots, x_n von den Brunnen angenähert gleich sind und dafür der Abstand von der Mitte der Brunnenanordnung x gesetzt werden kann. In dieser Entfernung von der Brunnenanlage findet dann auch der Übergang der Höhenkurven des Grundwasserspiegels zur Kreisgestalt statt, identisch den Höhenkurven eines einzelnen Brunnens bei gleicher Gesamtwasserentnahme.

Der Radius der einzelnen Brunnen ist nach Gl. (51) ebenfalls ohne Einfluß auf die Gestaltung der Absenkungskurve; nur der Wasserstand an den Brunnen, d. h. an deren Wandung, wird durch den Brunnenradius im besonderen bedingt; dann erscheint der Radius auch in der Formel an Stelle des betreffenden x .

Mit Hilfe von Gl. (51) ist man in der Lage, bei Kenntnis oder Annahme der Reichsgrenze R , die Höhe des Grundwasserspiegels an jedem beliebigen Punkte zu bestimmen.

Ist andererseits die Spiegelhöhe an einem beliebigen Punkt bekannt, z_1 , so kann man nach Gl. (51) R ausrechnen, oder auch die Spiegelhöhe an anderen beliebigen Punktes, z_2 , aus der folgenden Gleichung

$$z_1^2 - z_2^2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\frac{1}{n} \ln x'_1 x'_2 \cdots x'_n - \frac{1}{n} \ln x''_1 x''_2 \cdots x''_n \right); \quad (52)$$

die durch Vereinigung der beiden Gleichungen

$$H^2 - z_1^2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\ln R - \frac{1}{n} \ln x'_1 x'_2 \cdots x'_n \right)$$

$$H^2 - z_2^2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\ln R - \frac{1}{n} \ln x''_1 x''_2 \cdots x''_n \right)$$

entstanden ist.

Ist die Durchlässigkeit k unbekannt, so kann sie aus der Spiegelhöhe entweder nach Gl. (51) berechnet werden, wenn R und die Spiegelhöhe eines Punktes bekannt, oder aus Gl. (52), wenn die Spiegelhöhen zweier Punkte bekannt sind.

2. Vorteile gegenüber einem Einzelbrunnen; Vorteile vieler Brunnen gegen wenige.

Wie bereits oben dargelegt wurde*, ist bei einer bestimmten Grundwassermächtigkeit H und einer bestimmten Durchlässigkeit k des Bodens die Größe der Absenkung beim Betrieb eines einzelnen Brunnens nur von der Größe der Wasserentnahme q abhängig, und zwar gilt dies sowohl für die Absenkung im Brunnen selbst als auch an jedem anderen Punkte außerhalb des Brunnens; d. h. bei den an einer bestimmten Stelle, einer Baugrube, gegebenen Verhältnissen richtet sich die Gesamtabsenkung nur nach der dem Untergrunde entnommenen Wassermenge. Wollte man die zur Trockenlegung einer Baugrube aus dem Untergrunde zu entnehmende Wassermenge aus einem einzigen Brunnen pumpen, so müßte dieser groß genug bemessen werden, um die Wassermenge ohne Überschreitung der zulässigen Geschwindigkeit liefern zu können. Die Anlage eines weiten Brunnenschachtes würde nötig sein.

Daß dieser Weg unzweckmäßig wäre, geht aus folgender Darlegung hervor.

Die Gestalt des Absenkungskurven zeigt entsprechend ihrem logarithmischen Charakter vom Brunnen aus ein zunächst ziemlich schnelles und dann allmählich langsames Ansteigen des Grundwasserspiegels. Wenn also ein bestimmtes Gebiet bis auf eine gewisse Tiefe trockengelegt bzw. eine bestimmte Absenkung noch an der Grenze dieses Gebietes erreicht werden soll, so wird, da nach der Mitte, d. h. nach dem Brunnen zu die Absenkung mehr und mehr zunimmt, dort eine weit größere Absenkung erzielt werden, als nötig ist.

Anders gestalten sich die Verhältnisse bei Anordnung mehrerer Brunnen, was sich am besten an einem Beispiel zeigen läßt.

Beispiel.

Es mögen ähnliche Verhältnisse wie in den früheren Beispielen gewählt werden, und zwar $H = 20$ m; $k = 0,002$; $R = 1000$ m; das würde bei Entnahme einer Wassermenge $q = 100$ l/sek aus einem einzigen Brunnen vom Durchmesser $r = 1,0$ m nach Gl. (50) eine Absenkung im Brunnen $s_{br} = 2,96$ m erreicht werden:

$$h^2 = 400 - \frac{0,100}{\pi 0,002} (\ln 1000 - \ln 1) = 290,$$

$$h = 17,04 \text{ m} \quad \text{und} \quad s_{br} = 2,96 \text{ m}.$$

Der ganze Verlauf der Absenkungskurve ist nach Gl. (42) in Abb. 28 eingetragen.

Ordnet man an Stelle des einen Brunnens nunmehr an den beiden Enden der auf einer Länge von etwa 90 m zu entwässernden Bau-

* Vgl. S. 43.

strecke 2 Brunnen an, und verteilt die Wassermenge von 100 l/sek gleichmäßig auf beide Brunnen, so daß jeder von ihnen 50 l/sek zu liefern hat, so braucht man den beiden Brunnen, um ungefähr die gleiche Endgeschwindigkeit beim Eintritt in den Brunnen zu erzielen, nur

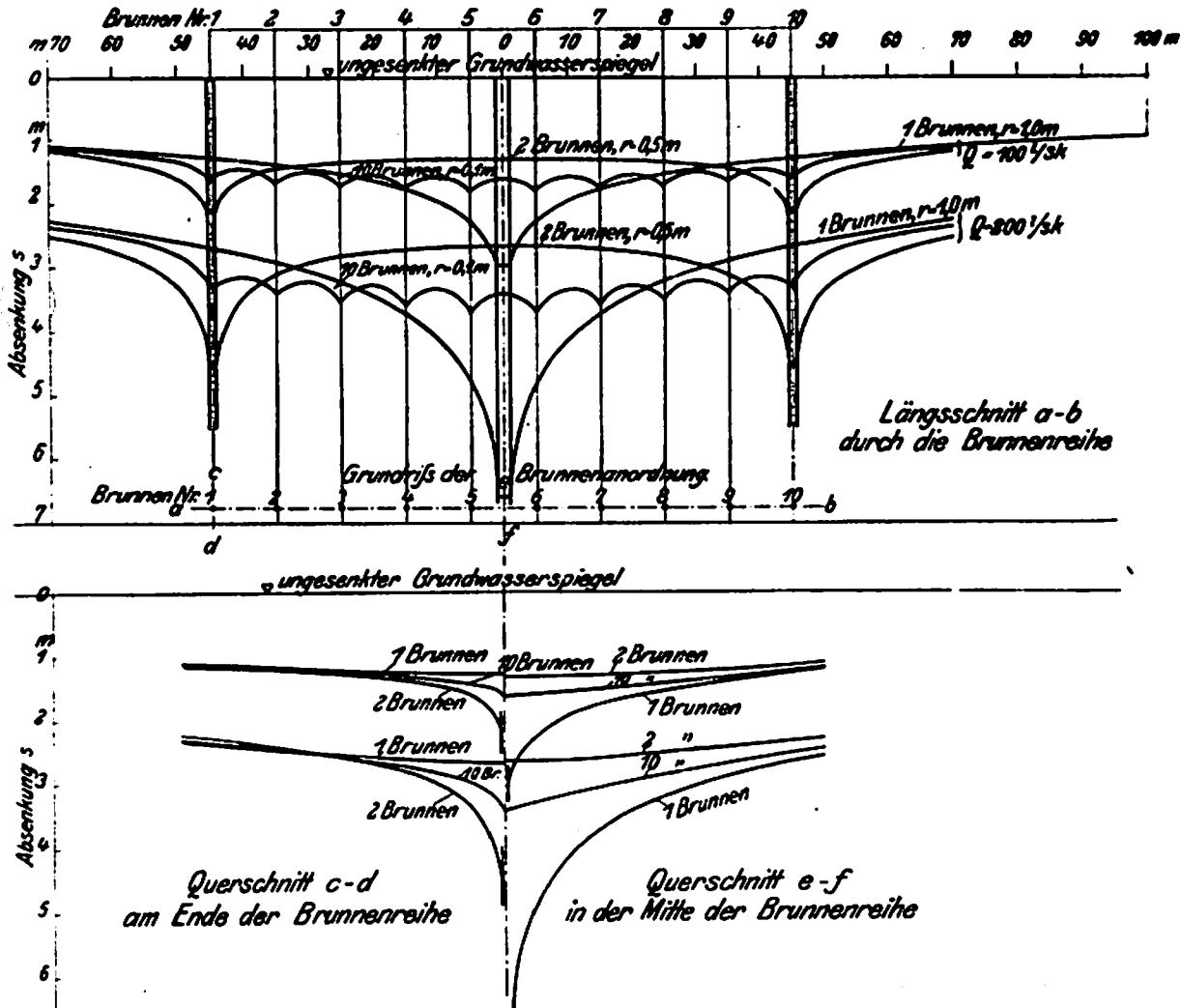


Abb. 28. Absenkungskurven bei Anordnung von 1, 2 und 10 Brunnen bei einer 90 m langen Baugrube für $Q = 100$ und 200 l/sek.

inen Radius von 0,5 m zu geben. In der Mitte zwischen den beiden Brunnen beträgt dann die Absenkung nach Gl. (49)

$$z^2 = h^2 + \frac{Q}{\pi k} \left(\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 - \ln r \right),$$

$$z^2 = 290 + \frac{0,100}{\pi 0,002} \left(\frac{1}{2} \ln 45 \cdot 45 \right) = 340,5,$$

$$z = 18,72 \text{ m} \quad \text{und} \quad s = 1,28 \text{ m}.$$

Für die Brunnen selbst ist, da für den Brunnenumfang $x_1 = 0,5$ m und genau genug $x_2 = 90$ m gesetzt werden kann,

$$z^2 = 290 + \frac{0,100}{\pi 0,002} \left(\frac{1}{2} \ln 0,5 \cdot 90 \right) = 320,3,$$

$$z = 17,90 \text{ m} \quad \text{und} \quad s_{br} = 2,10 \text{ m}.$$

Stellt man nun 10 Brunnen mit Abständen von je 10 m auf und entnimmt aus jedem Brunnen eine Wassermenge von 10 l/sek bei einem Brunnenradius von 0,1 m, so wird in der Mitte der Baustrecke, wenn für sie in Gl. (49)

$$x_1 x_2 \cdots x_n = (5 \cdot 15 \cdot 25 \cdot 35 \cdot 45)^2 = 8,70 \cdot 10^{12}$$

gesetzt wird, eine Absenkung $s = 1,62$ m erzielt. Entsprechend ist auch nach Gl. (49) für jede andere Stelle der Baustrecke und auch für die Brunnen selbst die Absenkung zu berechnen.

Der Verlauf der Absenkungskurve bei Anordnung der beiden Brunnen und auch bei Anordnung der 10 Brunnen ist ebenfalls in Abb. 28 eingezeichnet. Man ersieht aus der Figur, daß die Anordnung der beiden Brunnen gegenüber einem einzigen Brunnen keine großen Vorteile aufweist. In beiden Fällen ist der Grundwasserstand auf der ganzen Länge der Baustrecke um ungefähr 1,25 bis 1,30 m abgesenkt, bei den beiden Brunnen allerdings noch um eine gewisse Strecke über die Baustrecke hinaus. Bei Aufstellung der 10 Brunnen ist die ganze Baustrecke bis auf eine Tiefe von ungefähr 1,45 m (in der Mitte 1,65 m) wasserfrei. Man sieht, daß die Anordnung der 10 Brunnen den anderen Anordnungen, was die erreichte Absenkungstiefe anbetrifft, schon überlegen ist. Vor allem aber ergeben sich folgende Vorteile.

Während aus dem einen großen Brunnen die Wassermenge von 100 l/sek aus einer Tiefe von 2,96 m gefördert werden muß, braucht bei Anordnung der beiden Brunnen am Ende der Baustrecke das Wasser nur aus einer Tiefe von 2,10 m gehoben werden und bei Aufstellung von 10 Brunnen nur aus einer mittleren Tiefe von 1,70 m. Aus dem einen Brunnen von $r = 1,0$ m allein würde daher die gesamte Wassermenge aus einer $1\frac{3}{4}$ mal so großen Tiefe zu heben sein, wie bei Anlegung von 10 Brunnen. Die Erreichung der Absenkung mit dem einen großen Brunnen ist also gegenüber der mit 10 Brunnen unwirtschaftlich im Betriebe. In welchem Maße die Arbeitsleistung zunimmt, ist an einer späteren Stelle besprochen*.

Würde man in der Unterteilung noch weiter gehen und etwa 20 Brunnen mit einem gegenseitigen Abstand von 5 m niederbringen, und aus jedem 5 l/sek entnehmen, so würde die Absenkung in der Mitte der Baustrecke zwischen den beiden mittleren Brunnen 1,65 m betragen, also nur einen Gewinn von 3 cm gegenüber der Anordnung von 10 Brunnen bedeuten. Die mittlere Förderhöhe würde praktisch auch gleich der bei den 10 Brunnen sein.

Die Unterteilung zu weit zu treiben, hat also mit Rücksicht auf die erreichbare Absenkung keinen Zweck, während andererseits dadurch nur die Anlagekosten erhöht werden und auch die Rohrleitungsverluste

* Vgl. S. 84.

zunehmen. Man wird in der Unterteilung soweit zu gehen haben, daß die Differenz zwischen dem Wasserspiegel im Brunnen selbst und dem höchsten Punkt des Spiegels zwischen je 2 Brunnen nicht zu groß wird, daß ferner jeder Brunnen den von der Gesamtwassermenge auf ihn entfallenden Teil noch liefern kann, und gebräuchliche mittlere Brunnendurchmesser zur Anwendung kommen.

Die Anordnung eines oder mehrerer großer Brunnen ist für Absenkungszwecke wohl nur selten ausgeführt worden*.

Ebenso würde auch ein Konzentrieren einer größeren Anzahl kleinerer Brunnen auf einer Stelle, um durch besonders tiefe Absenkung an dieser Stelle ein größeres umliegendes Gebiet zu entwässern und um

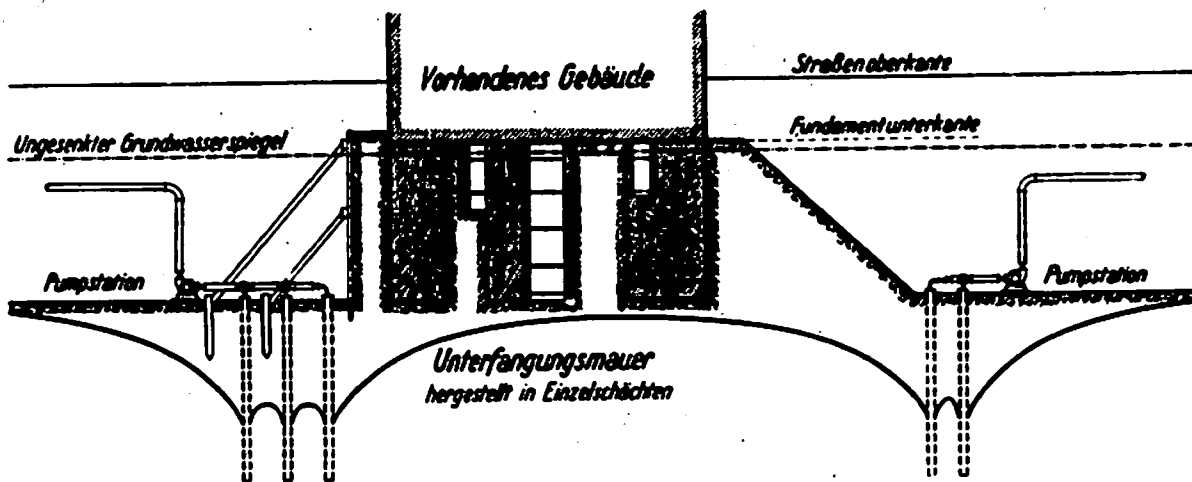


Abb. 29. Absenkungsanlage für die Unterfahrung des Halleschen Torgebäudes in Berlin durch die Nord-Südbahn. Zusammenfassung der Brunnen in zwei Gruppen.

etwa gleichzeitig infolge kürzerer Rohrleitungen die Anlagekosten und auch die Bedienungskosten zu verringern, nach den vorstehenden Überlegungen im allgemeinen unzweckmäßig und höchst unwirtschaftlich sein, mit Rücksicht auf die bedeutende Zunahme der Arbeitsleistung.

Eine solche Maßnahme kommt praktisch nur als Ausnahme in Betracht, wenn nämlich die Anlage der Absenkungsbrunnen nur auf einem Teil der trockenliegenden Grundrißfläche möglich ist. Als Anwendungsbeispiel sei hier die Absenkungsanlage für die Unterfahrung und Untertunnelung des Halleschen Torgebäudes in Berlin durch die Nord-Süd-Bahn erwähnt. Abb. 29 zeigt diese Anlage im Längenschnitt. Unter dem Gebäude selbst machte der Einbau der Absenkungsanlage Schwierigkeiten. Durch Anordnung verstärkter Brunnengruppen auf beiden Seiten der Unterfahrungsstrecke wurde an diesen Stellen die Absenkung so tief getrieben, daß die Absenkungskurve unter dem Gebäude selbst, ohne daß hier Brunnen wirkten, tief genug verlief.

* Vgl. S. 5.

3. Kreisform der Brunnenanlage.

Ordnet man um eine kreisförmig angenommene Baugrube eine Anzahl von n Brunnen in einem Kreise vom Radius A an, so geht die allgemeine Gl. (49) für den Mittelpunkt des Kreises, da für diesen

ist, in $x_1 = x_2 = x_3 = \dots = x_n = A$

$$z^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} (\ln A - \ln r); \quad (53)$$

über.

Es war aber nach der Erklärung von h :

$$h^2 = H^2 - \frac{Q}{\pi k} (\ln R - \ln r); \quad (50)$$

setzt man den Wert für h^2 in Gl. (53) ein, so erhält man:

$$H^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi k} (\ln R - \ln A). \quad (54)$$

Läßt man in dieser Gleichung A sich ändern, verkleinert oder vergrößert man also den Radius der Brunnenstellung, so würde mit $A = r$ Gl. (54) mit Gl. (50) identisch sein für $z = h$. Auch nach Gl. (53) würde für $A = r$, $z = h$ werden. Man hätte dann wieder dieselbe Absenkung wie bei einem einzigen Brunnen vom Radius r , oder anders ausgesprochen: Bei einer kreisförmigen Brunnenanordnung vom Radius A wird in der Mitte des Brunnenkreises immer dieselbe Absenkung h erzielt, die in einem einzigen großen Brunnen von demselben Radius A bei gleicher Gesamtwasserentnahme herrschen würde.

Für $A = R$ würde nach Gl. (54) $z = H$ werden, was ja auch selbstverständlich ist; denn wenn die Brunnen bis zu ihrer gemeinsamen Reichgrenze hinausgerückt werden, kann umgekehrt im Mittelpunkt des Kreises keine Absenkung mehr erzielt werden.

Aus Gl. (54) folgt ferner:

$$Q = (H^2 - z^2) \frac{\pi k}{\ln R - \ln A}. \quad (55)$$

Mit Hilfe dieser Gleichung kann man für eine bestimmte beabsichtigte Absenkung in der Mitte des Kreises $s = H - z$ die verschiedenen zu entnehmenden Wassermengen bei verschiedenen Radien A ausrechnen. Die Gleichung kann auch geschrieben werden:

$$Q = \frac{C}{\log R - \log A}, \quad (56)$$

wenn

$$C = (H^2 - z^2) \frac{\pi k}{2,3}$$

gesetzt wird.

Für $A = R$ würde hier $Q = \infty$ werden. Dies stimmt mit der Definition von R , nach der die Grundgleichung (9) aufgestellt wurde, überein. Da streng genommen bei einem Grundwasserbecken mit horizontaler Spiegelfläche erst in unendlich großer Entfernung vom Brunnen der gesenkte Grundwasserspiegel den ungesenkten erreicht, so würde man bei n im Unendlichen kreisförmig um die Baugrube aufgestellten Brunnen erst bei unendlich großer Wasserentnahme eine Absenkung in der Mitte der Kreisstellung erzielen können; aber auch für die Annahme eines endlichen Wertes von R kann nach den für Gl. (54) angestellten Überlegungen in der Mitte der Baugrube bei Entnahme einer endlichen Wassermenge eine Senkung des Wasserspiegels nicht erreicht werden.

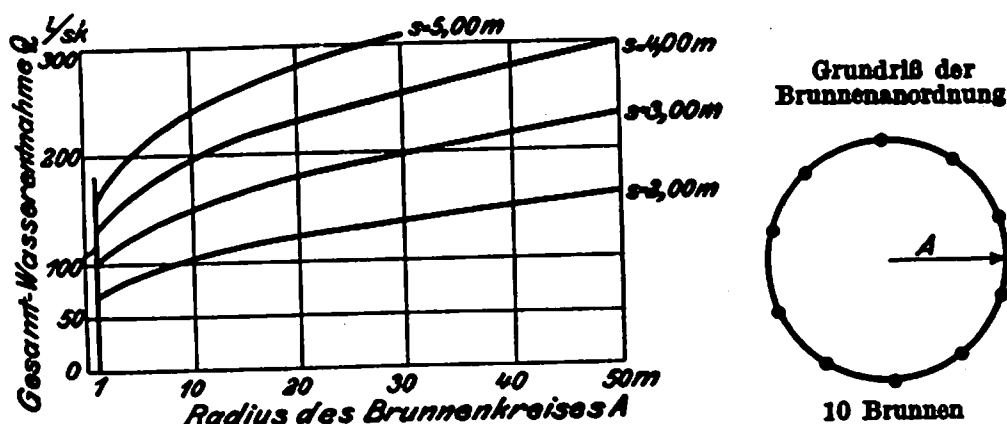


Abb. 30. Gesamtwasserentnahme Q in Abhängigkeit vom Radius des Brunnenkreises A bei konstanter Absenkung s in der Mitte des Brunnenkreises.

Beispiel.

Für die in den früheren Beispielen angenommenen Verhältnisse $H = 20$ m; $k = 0,002$; $R = 1000$ m, sind für 10 kreisförmig angeordnete Brunnen in Abb. 30 die Wasserentnahmen nach Gl. (56) bei Änderung des Radius A des Brunnenkreises von 1 bis 50 m aufgetragen, und zwar für verschiedene Absenkungen s im Kreismittelpunkt, bzw. in der Mitte der Baugrube, von 2 bis 5 m. Man sieht, daß der Verlauf der Kurven ein ähnlicher ist, wie der der Kurven in Abb. 25 für einen einzelnen Brunnen bei Änderung des Brunnenradius r .

In Abb. 31 ist die Absenkung in der Mitte des Brunnenkreises bei konstanter Wasserentnahme $Q = 100, 200, 300$ l/sek in Abhängigkeit vom Radius A dargestellt; auch diese Kurven haben den gleichen Charakter, wie die entsprechenden für einen einzelnen Brunnen in Abb. 23.

Die Gleichung für die Absenkung in der Mitte der Kreisordnung ist:

$$s = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} (\ln R - \ln A)}, \quad (57)$$

und zwar wieder mit dem Minus-Zeichen vor der Wurzel, das bei Wasserentnahme aus den Brunnen gilt, während, wie auch beim einzelnen Brunnen [vgl. Gl. (43)], das Plus-Zeichen für Wasserzuführung gilt.

Für $A = R$, ist $s = 0$, und für $A = r$, wird $s = h$.

Bei einer kreisförmigen Baugrube mit einer bestimmten Brunnenanordnung, d. h. bei einem bestimmten konstanten A , würde nach Gl. (55)

sein, wenn

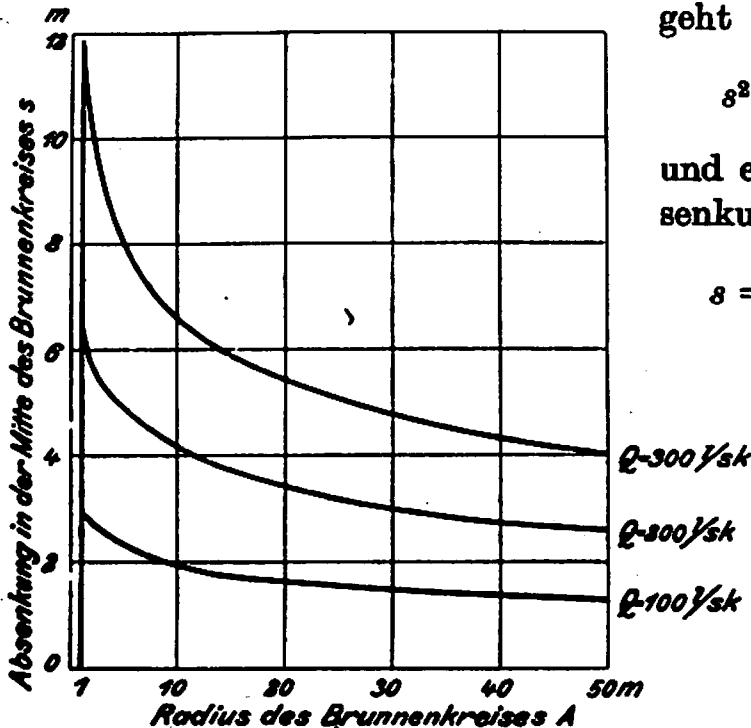
$$\left. \begin{aligned} Q &= \frac{H^2 - z^2}{M} \\ M &= \frac{1}{\pi k} (\ln R - \ln A) \end{aligned} \right\} \quad (58)$$

gesetzt wird. Da ferner $z = H - s$ und $z^2 = H^2 - 2 H s + s^2$ ist, so geht Gl. (58) über in

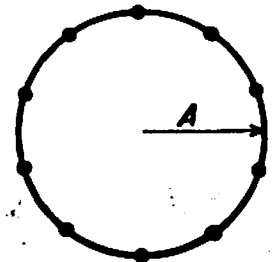
$$s^2 - 2 H s = - Q M, \quad (59)$$

und es wird schließlich die Absenkung

$$s = H - \sqrt{H^2 - Q M}. \quad (60)$$



Grundriß der Brunnenanordnung.



10 Brunnen

Abb. 31. Absenkung s in der Mitte des Brunnenkreises in Abhängigkeit vom Radius A des Brunnenkreises bei konstanter Wasserentnahme Q .

Die Form der Kurve, die die Absenkung s in Funktion der Wassermenge Q darstellt, ist eine Parabel ähnlich der für Wasserentnahme aus einem einzelnen Brunnen.

Für das gewählte Beispiel sind in Abb. 32 die Absenkungen in der Mitte des Kreises in Abhängigkeit von der Wasserentnahme Q aufgetragen, und zwar für verschiedene Radien des Brunnenkreises A von 5 bis 50 m. Zum Vergleich ist auch die Absenkung eingetragen, die in einem einzelnen Brunnen vom Radius $r = 1$ m bei denselben Wasserentnahmen eintreten würde. Die Kurven der Abb. 30, 31 und 32 entsprechen einander und sind auseinander abzuleiten.

Bei der Entwicklung der besonderen Gleichungen für die kreisförmige Anordnung der Brunnen und auch bei ihrer Anwendung auf das Beispiel, aus dem die Abb. 30 bis 32 entstanden sind, wurde bisher immer die Absenkung im Mittelpunkt des Brunnenkreises, also in der Mitte der Baugrube betrachtet. Für jeden anderen Punkt würde die in Gl. (53) herbeigeführte Vereinfachung der Formeln durch Einführung

des Radius A des Brunnenkreises nicht zutreffen, vielmehr ist für alle anderen Punkte an Stelle von $\ln A$ in sämtlichen Gleichungen der jeweilige Wert $\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n$ zu setzen.

Damit übersehen werden kann, wie auf der ganzen Kreisfläche sich der Grundwasserspiegel einstellt, mögen folgende Zahlen angegeben werden, die mit Hilfe von Gl. (51) berechnet sind.

Bei einem Radius des Brunnenkreises $A = 10$ m und einer Wasserentnahme $Q = 100$ l/sek wurde

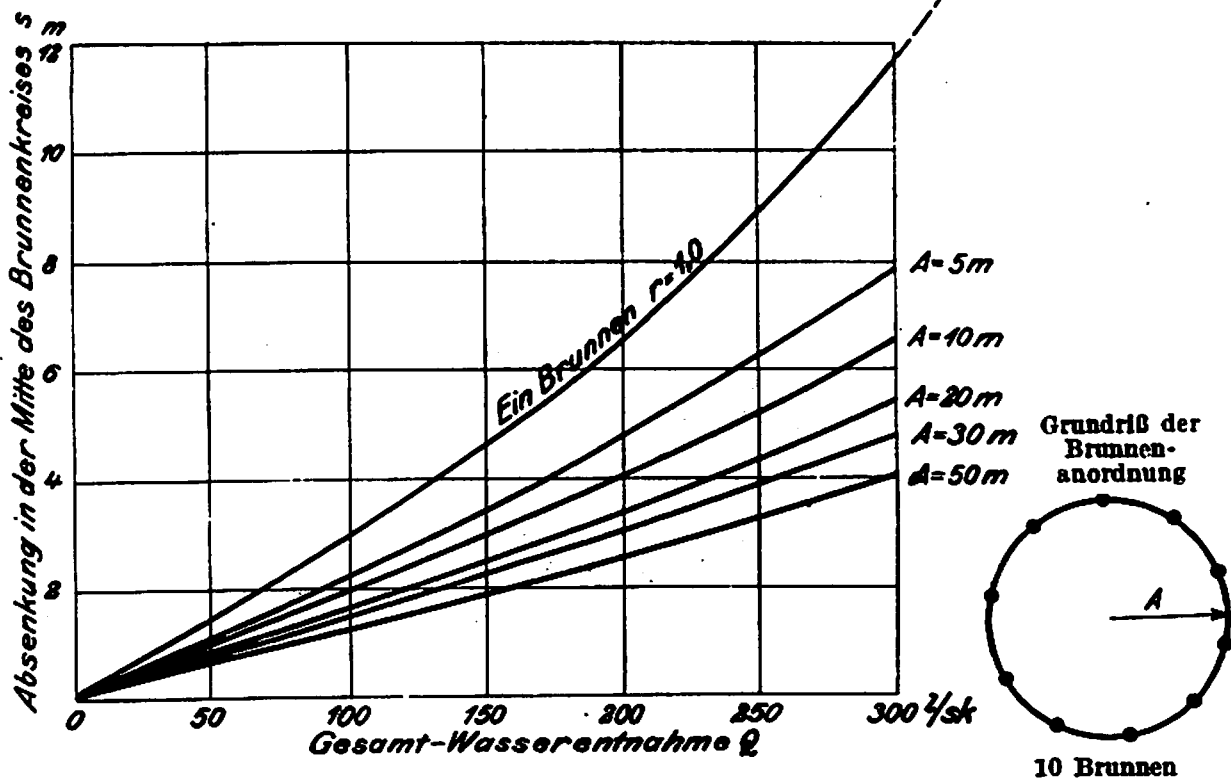


Abb. 32. Absenkung s in der Mitte des Brunnenkreises in Abhängigkeit von der Gesamt-Wasserentnahme Q bei einem bestimmten Radius A des Brunnenkreises.

nach den Abb. 30 bis 32 in der Mitte des Kreises eine Absenkung von 1,94 m erreicht. In jedem der Brunnen selbst vom Radius $r = 0,1$ m würde die Absenkung 2,01 m betragen, auf dem Kreisumfang in der Mitte zwischen zwei Brunnen 1,89 m. Man sieht, daß auf der ganzen von den Brunnen umschlossenen Fläche der Grundwasserspiegel nahezu eben ist, nur zwischen den Brunnen und nach der Mitte zu befindet sich eine leichte Wölbung. Naturgemäß wird diese Wölbung um so größer, je größer der Radius der Brunnenanordnung und je größer die Entfernung der Brunnen untereinander ist.

Man hat sich die Entnahme aus einer solchen Wasserfassungsanlage wie die Entnahme aus einem einzelnen Brunnen zu denken, bei dem die durchlässige Wandung nicht völlig rund geschlossen, sondern in einzelne kleine Brunnen aufgelöst ist, die aber nicht in so großer Zahl

vorhanden sind, daß die Zwischenräume unendlich klein werden, wie dem Vergleich entsprechen würde.

Während aber innerhalb eines Brunnens die freie Spiegelfläche eine Ebene bildet, deren Höhe über der undurchlässigen Schicht gleich der Spiegelhöhe des Grundwassers an der Brunnenwandung ist, wird bei der kreisförmigen Brunnenanordnung die einem Wasserstande im Brunnen vom Radius $r = A$ entsprechende Spiegelhöhe nur im Mittelpunkt des Brunnenkreises erreicht, denn nur hier ist Gl. (54) identisch mit Gl. (9). An allen anderen Punkten innerhalb der Baugrube herrscht, mit Ausnahme des Standes in unmittelbarer Nähe der Brunnen, ein höherer Wasserstand.

Gl. (59) läßt sich auch folgendermaßen schreiben:

$$Q = \frac{s(2H - s)}{M}.$$

Man kann daher, wenn man die Absenkung s_1 kennt, die bei einer bestimmten Wasserentnahme Q_1 erreicht wird, ohne weiteres die Wasserentnahme bestimmen, die zur Erzielung einer Absenkung s_2 nötig ist, nach folgender Gleichung:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{s_1(2H - s_1)}{s_2(2H - s_2)}. \quad (61)$$

Diese Gleichung ist ebenfalls mit der für einen Brunnen gefundenen Gl. (46) identisch. Sie gilt, da das Produkt der Brunnenentfernungen für irgend einen Punkt $x_1 x_2 x_3 \cdots x_n$ nicht vorkommt, für jeden beliebigen Punkt der Baugrube, auch für die Brunnen selbst. Der Wasserstand, den man in einem Beobachtungsbrunnen an einer beliebigen Stelle der Baugrube oder in deren Nähe festgestellt hat, kann zum Vergleich herangezogen werden.

4. Reihe und Rechteck als Grundrißanordnungen der Brunnen.

Die allgemeinen Gleichungen für irgendeine beliebige Anordnung mehrerer Brunnen:

$$z^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n - \ln r \right), \quad (49)$$

$$H^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n \right) \quad (51)$$

und

$$z_1^2 - z_2^2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\frac{1}{n} \ln x'_1 x'_2 \cdots x'_n - \frac{1}{n} \ln x''_1 x''_2 \cdots x''_n \right), \quad (52)$$

aus denen dann die besonderen Gleichungen für kreisförmige Anordnung abgeleitet wurden, sind in gleicher Weise anwendbar auch auf andere zu Grundwasserabsenkungszwecken vorkommende Brunnenanordnungen; sie gelten auch für Brunnenreihen und für Brunnen in

rechteckiger Anordnung. Ebenso gilt bei solchen Anordnungen entsprechend Gl. (55) für die Wassermenge:

$$Q = (H^2 - z^2) \frac{\pi k}{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n} \quad (62)$$

und für die Absenkung an irgend einer Stelle nach Gl. (57):

$$s = H - \sqrt{H^2 - \frac{Q}{\pi k} \left(\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n \right)}. \quad (63)$$

Für eine bestimmte Anlage, wenn also für irgend einen Punkt der Ausdruck $\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n$ einen konstanten Wert hat, würden wieder die Gleichungen

$$Q = \frac{H^2 - z^2}{M}, \quad \text{mit } M = \frac{1}{\pi k} (\ln R - \ln x_1 x_2 \cdots x_n) \quad (58)$$

und

$$s = H - \sqrt{H^2 - QM} \quad (60)$$

gelten.

Ebenso ergibt sich für eine bestimmte Anlage das Verhältnis der Wasserentnahmen zur Absenkung:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{s_1 (2H - s_1)}{s_2 (2H - s_2)}, \quad (61)$$

das mit Benutzung von Gl. (62) auch

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{H^2 - z_1^2}{H^2 - z_2^2} \quad (64)$$

geschrieben werden kann.

Man kann hiernach wieder, wenn an einer beliebigen Stelle die Absenkung s_1 bei der Wasserentnahme Q_1 bekannt ist, für eine andere Wasserentnahme Q_2 die zugehörige Absenkung s_2 errechnen. Mit Annäherung wird, wie auch beim einzelnen Brunnen, die Absenkung s proportional der Wassermenge Q sein, da bei einigermaßen großer Mächtigkeit der wasserführenden Schicht H die beiden Klammern in Gl. (61) angenähert gleich sind.

In der bereits früher erwähnten Abb. 28 ist für eine doppelt so große Gesamtwasserentnahme, $Q = 200$ l/sek, aus den 10 Brunnen mit je 10 m Entfernung ebenfalls die Absenkungskurve aufgezeichnet. Auch ist wieder zum Vergleich der Verlauf der Absenkungskurve bei Entnahme derselben Wassermenge aus zwei bzw. einem einzigen Brunnen eingetragen.

a) Vergleich „ähnlicher“ Baugruben.

Für die kreisförmige Anordnung wurde ferner für die Zunahme der Wassermenge bei wachsendem Radius des Brunnenkreises A ,

aber gleichbleibender Absenkung in der Mitte, Gl. (56) aufgestellt. Kreise verschiedenen Durchmessers sind ähnliche Figuren.

Betrachtet man nun zwei beliebige andere, ähnliche Grundrißformen einer Absenkungsanlage, bei denen also die Seitenlängen des einen Grundrisses ein vielfaches des anderen sind, so ist ersichtlich, daß auch alle ähnlich gelegenen Strecken in dem einen Grundriß in demselben Verhältnis zu denen des anderen stehen.

Sind in einem Grundriß alle Strecken b -mal so groß, wie die des anderen, so geht in Gl. (51) das Produkt $x_1 x_2 \dots x_n$ für den b -mal größeren ähnlichen Grundriß in $(x_1 x_2 \dots x_n) b^n$ über, oder für einen b -mal kleineren Grundriß in $\frac{x_1 x_2 \dots x_n}{b^n}$, und es verhalten sich bei gleich tiefer Absenkung die Wassermengen wie

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n \pm \ln b}{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n}, \quad (65)$$

oder

$$\left. \begin{aligned} \frac{Q_1}{Q_2} &= \frac{M \pm \ln b}{M} \\ \text{wenn } M &= \ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n \text{ gesetzt wird.} \end{aligned} \right\} \quad (66)$$

In beiden Gleichungen gilt, wenn man die Wassermenge Q_2 einer Anlage mit der schon bekannten Q_1 einer anderen Anlage vergleichen will, das Minuszeichen, wenn die Anlage mit Q_2 die größere, das Pluszeichen, wenn die Anlage mit Q_2 die kleinere der beiden Anlagen ist. Die Gl. (65) und (66) gelten natürlich auch für die kreisförmige Anordnung der Brunnen.

Voraussetzung für die Aufstellung der beiden Gleichungen war, daß bei beiden Anlagen die gleiche Anzahl von n -Brunnen vorhanden ist. Wählt man aber, weil der Umfang b -mal größer ist, für die größere Anlage $b n$ Brunnen, so daß also derselbe Brunnenabstand, wie bei der kleineren Anlage eingehalten wird, so ergeben sich folgende Beziehungen.

In Gl. (55) für kreisförmige Anordnung $Q = (H^2 - z^2) \frac{\pi k}{\ln R - \ln A}$, kommt die Brunnenanzahl nicht vor, sie ist also ohne Einfluß auf die Absenkung in der Mitte des Brunnenkreises. In der Tat wird, auch wenn nur ein Brunnen auf dem Kreise mit dem Radius A aufgestellt würde, d. h. ein Brunnen im Abstand A vom Mittelpunkt, hier noch immer dieselbe Absenkung erreicht werden; für $A = 10$ m, also für einen Punkt im Abstände von 10 m von der Brunnenachse würde nach Abb. 28 bei $Q = 100$ l/sek dieselbe Senkung von 1,94 m erzielt, die

auch bei Aufstellung von 10 Brunnen im Kreise nach den Abb. 31 und 32 in der Mitte erreicht wird.

Mit Annäherung wird daher bei einer anderen Baugrube auch für verschiedene Brunnenanzahl dieselbe Absenkung bei derselben Wasserentnahme erreicht werden.

Dies war ja auch schon in dem angeführten Beispiel für die Reihenanzahl der Brunnen der Fall; für 10 oder 20 Brunnen wurde fast dieselbe Absenkung erreicht; natürlich nicht für die Extreme, also bei Aufstellung eines oder zweier Brunnen.

Die Anwendung von Gl. (66) erscheint daher für den Vergleich der Wassermengen bei ähnlichen Baugruben gerechtfertigt. Auch folgende Überlegung führt dazu.

Nimmt man an, daß bei verschiedener Brunnenanzahl der beiden Baugruben die jedesmal zwischen zwei Brunnen der größeren Anlage eingeschalteten b -Brunnen für irgend einen Punkt annähernd dieselbe Entfernung x haben, wie der daneben liegende Brunnen, so wird in diesem Falle das Produkt der Entfernungen gleich $(x_1 x_2 \cdots x_n)^b$; da nun die Anzahl der Brunnen auch vor dem \ln zum Ausdruck kommt, durch $\frac{1}{b n} \ln (x_1 x_2 \cdots x_n)^b$, so hebt sich b heraus. Es erscheint daher gleichgültig, ob die Brunnenanzahl n oder $b n$ zum Vergleich der ähnlichen Baugruben herangezogen wird.

Die genaue Gleichung, für verschiedene Brunnenanzahl m und n bei den beiden Anlagen, würde lauten:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\ln R - \frac{1}{m} \ln x_1 x_2 \cdots x_m}{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n}, \quad (67)$$

und zwar sind Q_1 und n zusammengehörig für eine Anlage, und Q_2 und m .

Werden die beiden Baugruben nicht bis zu derselben Tiefe abgesehen, sondern die eine Grube um s_1 , die zweite um s_2 , so daß die Spiegelhöhe für einen ähnlich gelegenen Punkt in der einen Grube z_1 , in der anderen Grube z_2 ist, so würde nach Gl. (51) folgende Gleichung gelten:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{(H^2 - z_1^2) \left(\ln R - \frac{1}{m} \ln x_1 x_2 \cdots x_m \right)}{(H^2 - z_2^2) \left(\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n \right)} \quad (68)$$

und angenähert

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{(H^2 - z_1^2)}{(H^2 - z_2^2)} \cdot \frac{M \pm \ln b}{M}. \quad (69)$$

Die für ähnliche Baugruben entwickelten Gleichungen gelten auch für Reihenanzahlungen der Brunnen. Eine Reihe kann als eine recht-

eckige Baugrube mit der Breite Null angesehen werden; verschieden lange Reihen sind sich ähnlich.

b) Beispiel für Reihenanordnung.

Als Beispiel möge Abb. 33 gelten. Es ist darin zunächst, aus Abb. 28 entnommen, die eine Hälfte der Absenkungskurve für 10 in einer Reihe aufgestellte Brunnen mit gegenseitigem Abstände von 10 m bei einer Gesamtentnahme von $Q = 100$ l/sek aufgetragen. Die 90 m lange Reihe ist nun auf einer Seite um weitere 10 in Abständen von 10 m angeordnete Brunnen verlängert gedacht; aus der 190 m langen Reihe der 20 Brunnen sollen nun 200 l/sek entnommen werden. Die entstehende Absenkungskurve ist in der Figur eingezeichnet. Schließlich ist auch die Absenkungskurve für die auf der anderen Seite um 10 Brunnen verlängerte nunmehr 290 m lange Reihe bei Entnahme von 300 l/sek dargestellt. Die Kurven sind aufgezeichnet mit Hilfe von Gl. (51).

Die in der Mitte der jedesmaligen Reihe erzielte Absenkung beträgt

bei Reihe 1: $s_1 = 1,62$ m,

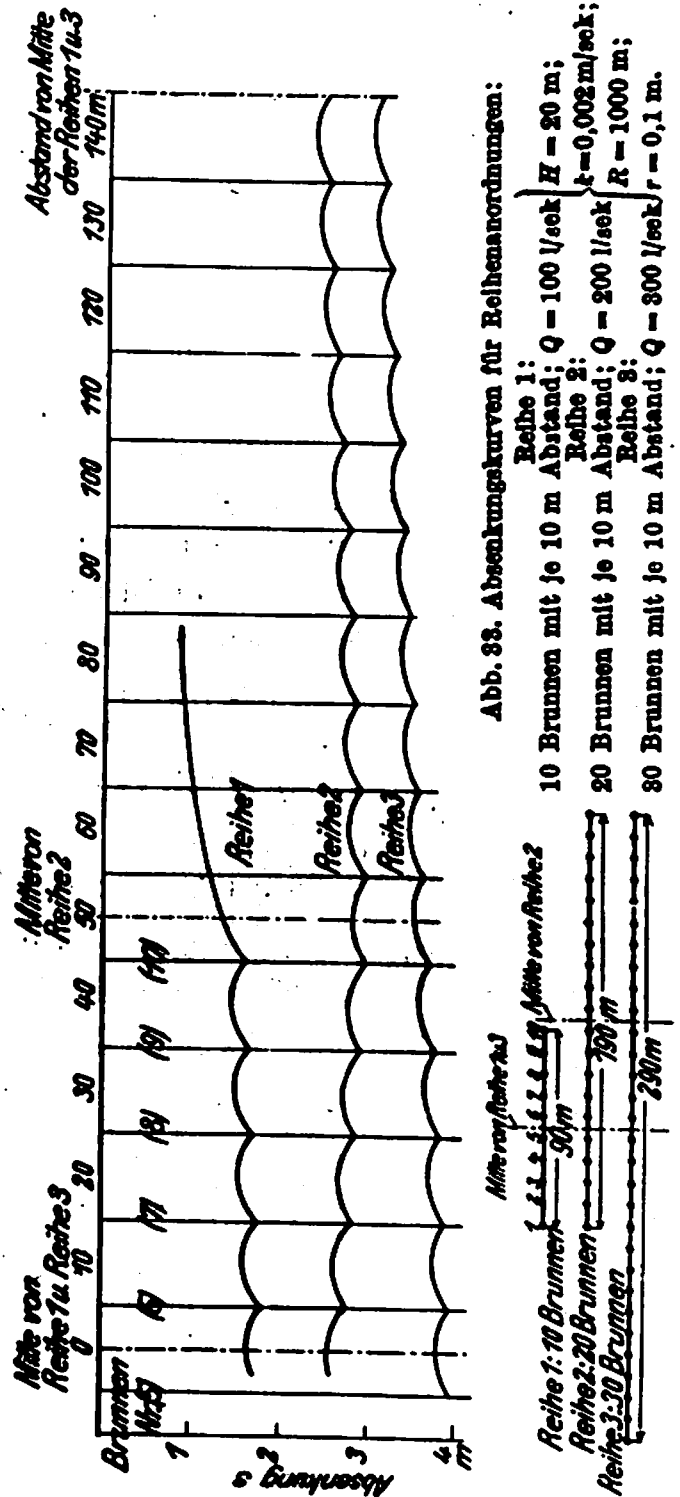
bei Reihe 2: $s_2 = 2,80$ m,

bei Reihe 3: $s_3 = 3,79$ m.

Die drei Werte können mit Hilfe von Gl. (68) kontrolliert und deren Gültigkeit dadurch bestätigt werden. Setzt man

$Q_1 = 100$ l/sek, $R = 1000$ m,

$H = 20$ m, $z_1 = 18,38$ m, $z_2 = 17,20$ m,



$$x_1 x_2 \cdots x_n = 8,70 \cdot 10^{12}, \text{ wie oben*},$$

$$x_1 x_2 \cdots x_m = (5 \cdot 15 \cdot 25 \cdots 95)^2 = 4,07 \cdot 10^{31},$$

so ist unter Einsetzung der Briggschen Logarithmen:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{(400 - 337,4) \left(3,0 - \frac{1}{20} \cdot 31,610\right)}{(400 - 295,8) \left(3,0 - \frac{1}{10} \cdot 12,940\right)} = \frac{1}{2},$$

also $Q_2 = 200$ l/sek.

Mit der Annäherungsformel Gl. (69) würde man erhalten, wenn

$$M = \ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n = 3,0 - 1,294 = 1,706$$

und

$$b = \frac{190}{20} = 2,11$$

gesetzt wird:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{(400 - 337,4) \cdot 1,706 - 0,324}{(400 - 295,8) \cdot 1,706} = \frac{1}{2,05},$$

also $Q_2 = 205$ l/sek.

Die Abweichung beträgt nur 2½%, und zwar errechnet man eine etwas zu große Wassermenge, so daß die Anwendbarkeit auch dieser Gleichung durchaus bestätigt wird.

Soll die Absenkung in der Mitte der Reihe der 20 Brunnen auch nur 1,62 m betragen, so würde nach Gl. (66)

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{1,706 - 0,324}{1,703} = \frac{1}{1,235}, \quad Q_2 = 123,5 \text{ l/sek sein,}$$

nach der genauen Gl. (67) ergibt sich:

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{3,0 - 1,419}{3,0 - 1,294} = \frac{1}{1,203}, \text{ also } Q_2 = 120,3 \text{ l/sek.}$$

Rechnet man die Wassermenge Q_3 für die 290 m lange Reihe unter Zugrundelegung der Wassermenge $Q_1 = 100$ l/sek der 90 m langen Reihe aus, so ist mit

$$s_3 = 3,79 \text{ m, } z_3 = 16,21 \text{ m, } b = \frac{290}{90} = 3,22,$$

$$x_1 x_2 \cdots x_m = (5 \cdot 15 \cdot 25 \cdots 145)^2 = 3,52 \cdot 10^{52}:$$

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{(400 - 337,4) \left(3,0 - \frac{1}{30} \cdot 52,547\right)}{(400 - 262,5) \left(3,0 - \frac{1}{10} \cdot 12,940\right)} = \frac{1}{3},$$

also genau $Q_3 = 300$ l/sek.

* Vgl. S. 53.

Mit der Näherungsformel Gl. (69) ist:

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{(400 - 337,4) \cdot 1,706 - 0,508}{(400 - 262,5) \cdot 1,706} = \frac{1}{3,13}$$

also $Q_3 = 313$ l/sek.

Der nach der Annäherungsformel Gl. (69) gemachte Fehler nimmt also mit dem Größenunterschied der Anlagen zu.

c) Beispiel für rechteckige Anordnung.

Als Beispiel für rechteckige Baugruben mögen die Abb. 34 bis 36 dienen. Ausgegangen ist von einer etwa $90 \cdot 10$ m² großen Baugrube, an deren beiden Längsseiten in einem Abstand von je 10 m je 10 Brunnen

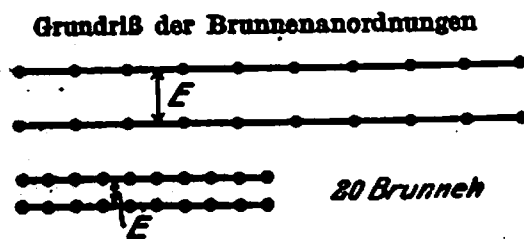
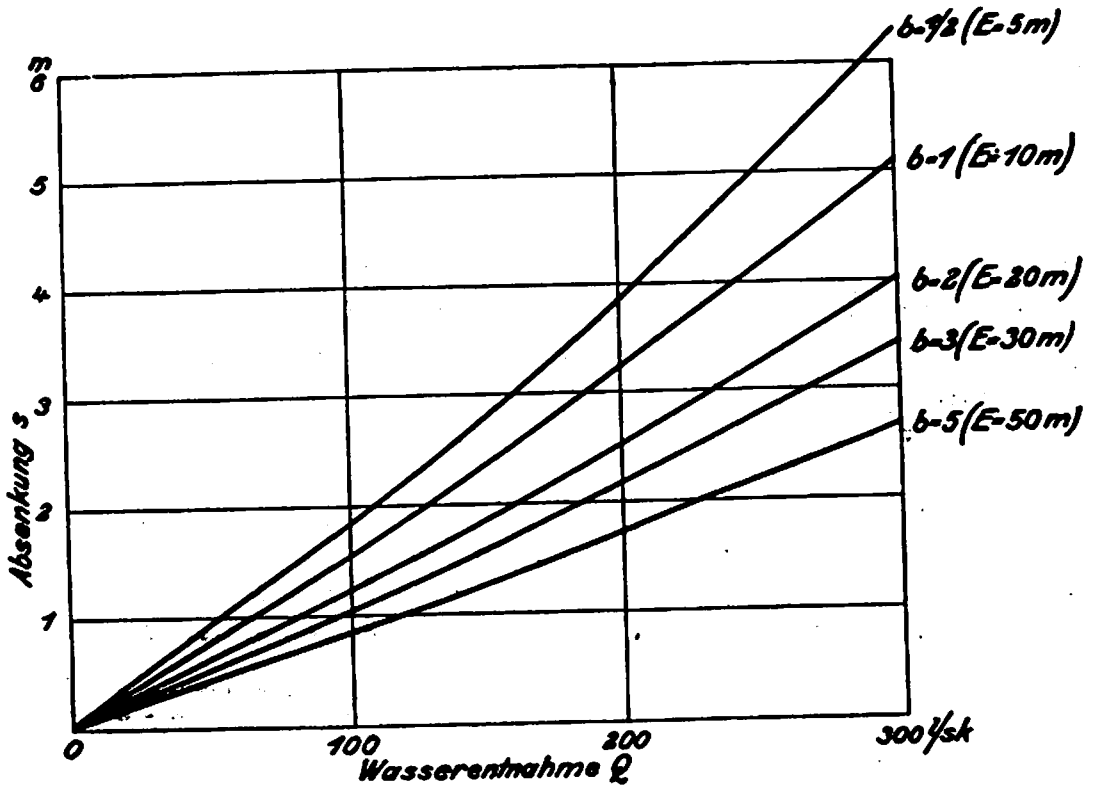


Abb. 34. Ähnliche Baugruben. Absenkung s bei rechteckiger Brunnenanordnung in Abhängigkeit von der Wasserentnahme Q bei verschiedener Größe der Anlage.

angeordnet sind; der Abstand beider Reihen ist $E = 10$ m. Unter Annahme der gleichen Verhältnisse wie in den früheren Beispielen: $H = 20$ m; $k = 0,002$; $R = 1000$ m, ist die Absenkung s in der Mitte der Brunnenanordnung nach Gl. (51) in Abhängigkeit von der Wasserentnahme Q in Abb. 34 aufgetragen. Dann wurden ähnliche Baugruben angenommen, und für $b = \frac{1}{2}$, 2, 3 und 5 nach Gl. (66) ebenfalls die Kurven der Absenkung s eingetragen.

Abb. 35 zeigt das Zunehmen der Wasserentnahme Q für dieselbe Absenkung in der Mitte bei wachsender Größe der ähnlichen Anlagen,

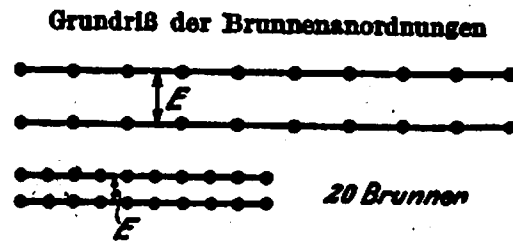
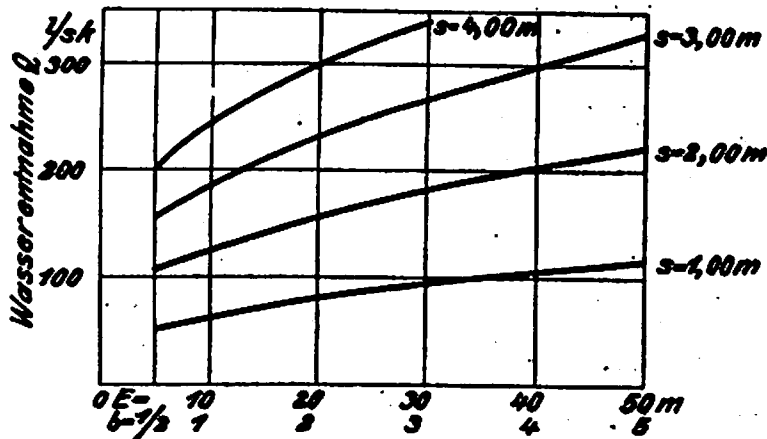
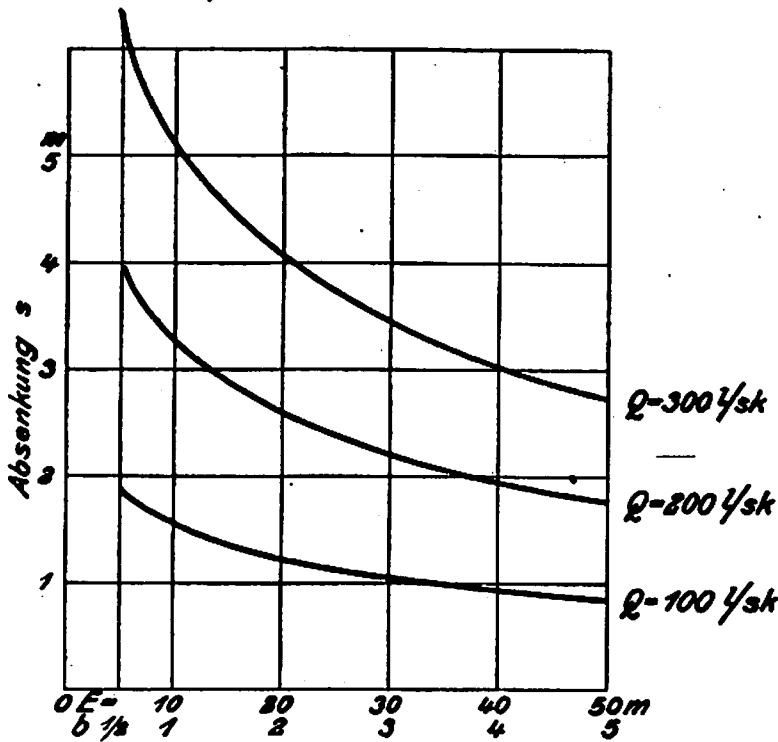


Abb. 35. Ähnliche Baugruben. Wasserentnahme Q in Abhängigkeit von der Größe der Anlage bei gleichbleibender Absenkung s .

und Abb. 36 die Absenkung s in der Mitte der Baugrube bei gleichbleibender Wasserentnahme Q in Abhängigkeit von der Größe der Baugrube.



Der Verlauf der Kurven ist der gleiche wie derjenige der für kreisförmige Anordnung der Brunnen aufgestellten in den Abb. 30 bis 32.

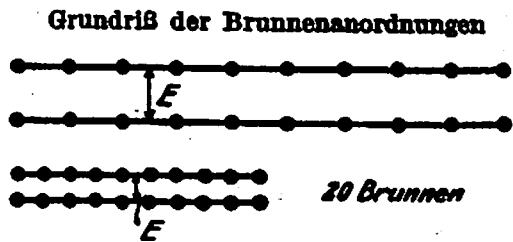


Abb. 36. Ähnliche Baugruben. Absenkung s in Abhängigkeit von der Größe der Anlage bei gleicher Wasserentnahme Q .

d) Vergleich von Baugruben gleicher Länge, aber verschiedener Breite.

Im folgenden soll dargestellt werden, wie die Absenkungsverhältnisse sich bei Baugruben von gleicher Länge, aber verschieden großer Breite gestalten. Für ein Beispiel möge die Baugrube wieder nur an den beiden Längsseiten mit Brunnen besetzt gedacht sein. Ausgegangen werde wieder von zwei Reihen von je 10 Brunnen in Abständen von je 10 m, die Entfernung der beiden Reihen betrage $E = 10$ m. Es ist dann in Abb. 37 wieder nach Gl. (51) die Absenkung in der Mitte der Baugrube

im Verhältnis der entnommenen Wassermenge aufgetragen; diese Kurve ist dieselbe wie die in Abb. 34 für $b = 1$, bzw. $E = 10$ m eingetragene.

Ferner sind die entsprechenden Kurven für einen Abstand E von 30 und 50 m der beiden immer 90 m langen Reihen eingezeichnet und ebenso für einen Abstand $E = 0$, wenn also alle 20 Brunnen in einer einzigen Reihe ständen. Der Verlauf der Kurven ist der bekannte. In der Kurve für $E = 0$ findet sich bei $Q = 100$ l/sek als Maß der Absenkung $s = 1,65$ m; dies ist derselbe Wert, der bereits auf S. 53 für die Mitte der Reihe von 20 Brunnen mit je 5 m Abstand angegeben wurde.

In Abb. 38 ist, ähnlich wie in Abb. 35, die Absenkung in der Mitte der Baugrube bei einer bestimmten Wasserentnahme $Q = 100, 200, 300$ l/sek für verschiedene Entfernungen E der beiden Reihen aufgetragen, und endlich in Abb. 39 die zu entnehmende Wassermenge Q in Abhängigkeit von E bei einer bestimmten zu erreichenden Absenkung s in der Mitte der Baugrube von 2 bis 5 m.

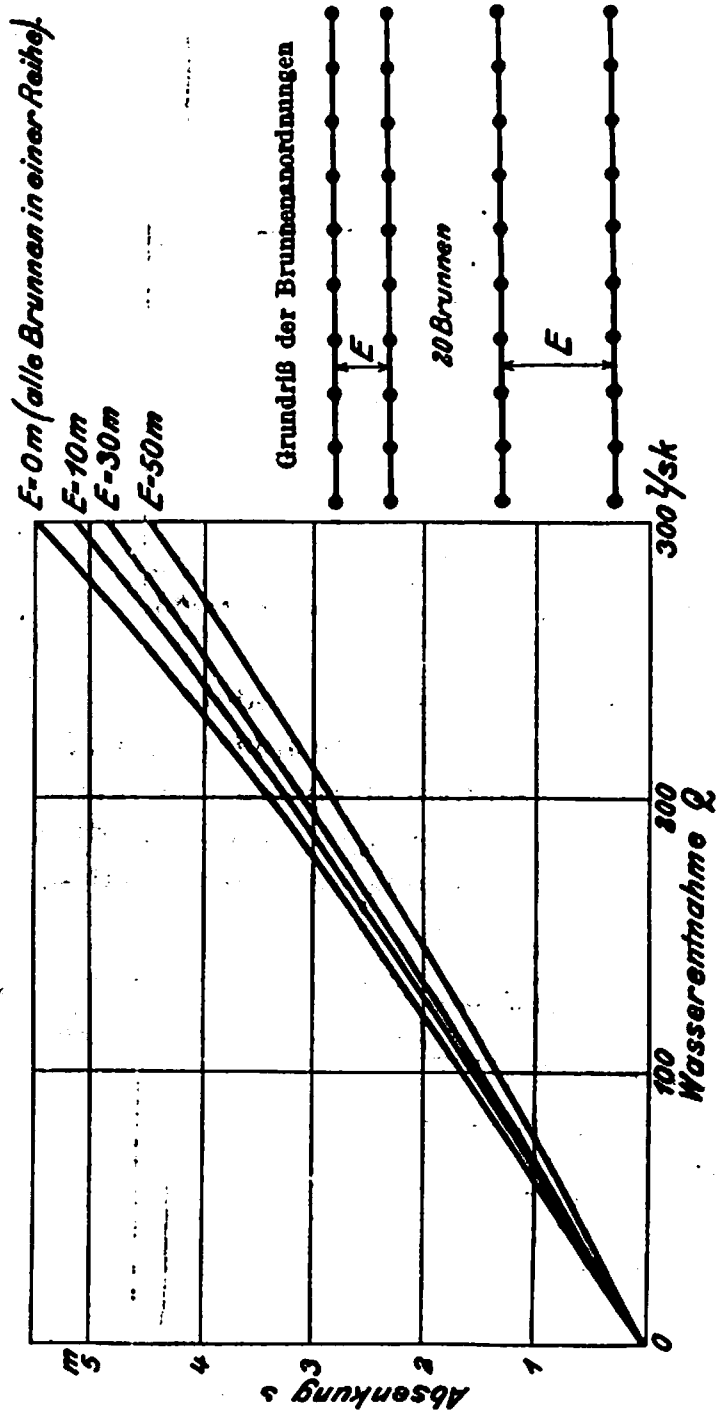


Abb. 37. Gleichlange Baugruben verschiedener Breite: Absenkung s in der Mitte der Brunnenanordnung in Abhängigkeit von der Wasserentnahme Q bei verschiedenem Abstand der Brunnenreihen E .

Man sieht, daß für größer werdende Entfernung E der Reihen also für Baugruben gleicher Länge mit wachsender Breite, die Absenkung in der Mitte der Baugrube nicht so schnell abnimmt wie bei ähnlichen Baugruben, wo also auch die Länge in demselben Verhältnis wie die Breite zunimmt. Andererseits aber wächst für eine bestimmte

Absenkung s in der Mitte der Baugrube die zu entnehmende Wassermenge nicht so schnell wie bei ähnlichen Gruben, was ja auch ohne weiteres erklärlich ist.

Für den Vergleich solcher Baugruben gelten natürlich auch die Gl. (67) und (68), während die Gl. (66) und (69) nur mit Annäherung

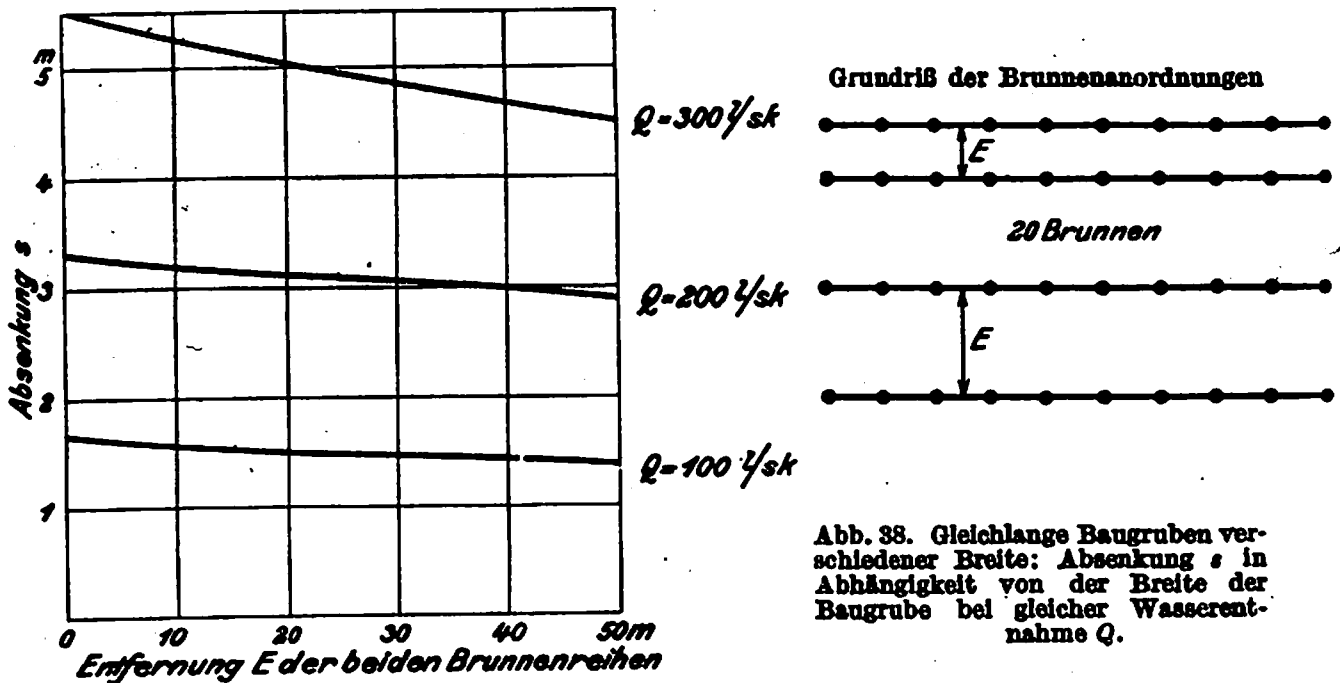


Abb. 38. Gleichlange Baugruben verschiedener Breite: Absenkung s in Abhängigkeit von der Breite der Baugrube bei gleicher Wassernahme Q .

gelten können, da die Produkte $x_1 x_2 \dots x_n$, selbst wenn in beiden Baugruben die gleiche Brunnenanzahl angenommen wird, nicht in dem Verhältnis zueinander stehen, wie bei ähnlichen Gruben.

Gilt nämlich bei zwei ähnlichen Baugruben $E_2 = b E_1$, so ist auch, wenn die Entfernung eines bestimmten Punktes von einem Brunnen

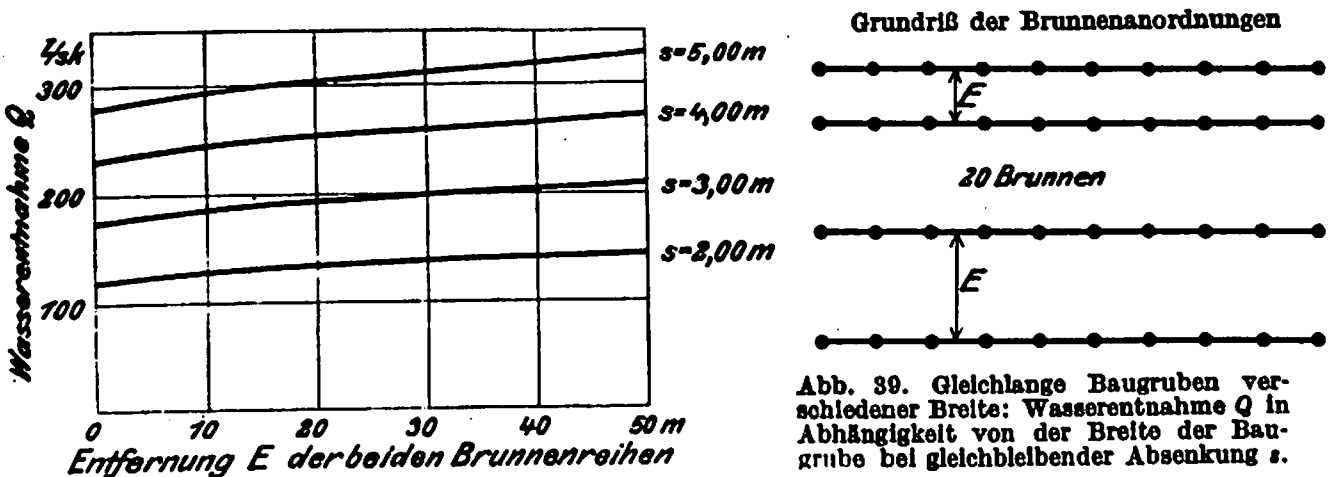


Abb. 39. Gleichlange Baugruben verschiedener Breite: Wassernahme Q in Abhängigkeit von der Breite der Baugrube bei gleichbleibender Absenkung s .

der einen Baugrube x'_1 und die Entfernung des gleichen Punktes von dem ähnlich gelegenen Brunnen der anderen b -mal größeren Baugrube x''_1 ist, wie früher bereits ausgeführt wurde, $x''_1 = b \cdot x'_1$. Bei gleich langen Baugruben aber würde bei verschiedener Breite nach

Abb. 40 im einen Falle der Abstand des betreffenden Punktes

$$x'_1 = \sqrt{a^2 + \left(\frac{E_1}{2}\right)^2}$$

sein, im anderen Falle

$$x''_1 = \sqrt{a^2 + \left(\frac{E_2}{2}\right)^2},$$

da ebenfalls $E_2 = b \cdot E_1$ ist, so wird

$$x''_1 = \sqrt{a^2 + \left(b \frac{E_1}{2}\right)^2}.$$

Nur für die Entfernung nach einem Brunnen an der Stelle P wäre $x'_1 = \frac{E_1}{2}$ und $x''_1 = \frac{E_2}{2} = b x'_1$, wie bei ähnlichen Baugruben. Die verschiedenen Entfernungen nehmen nicht wie bei ähnlichen Gruben im Verhältnis b zu, sondern jedes einzelne x in einem anderen Verhältnis als die übrigen. Da aber die großen Entfernungen weniger zunehmen als die kleinen, so wird also das Produkt $x''_1 x''_2 \dots x''_n$ für die b -mal breitere Grube bedeutend kleiner sein, als das entsprechende bei ähnlichen Gruben.

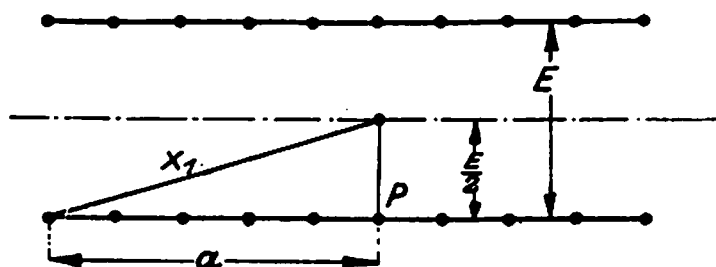


Abb. 40.

So wäre z. B. für $a = 50$ m; $E_1 = 20$ m; $E_2 = 40$ m; also $b = 2$:

$$\frac{x''_1}{x'_1} = \sqrt{\frac{2500 + 400}{2500 + 100}} = 1,056,$$

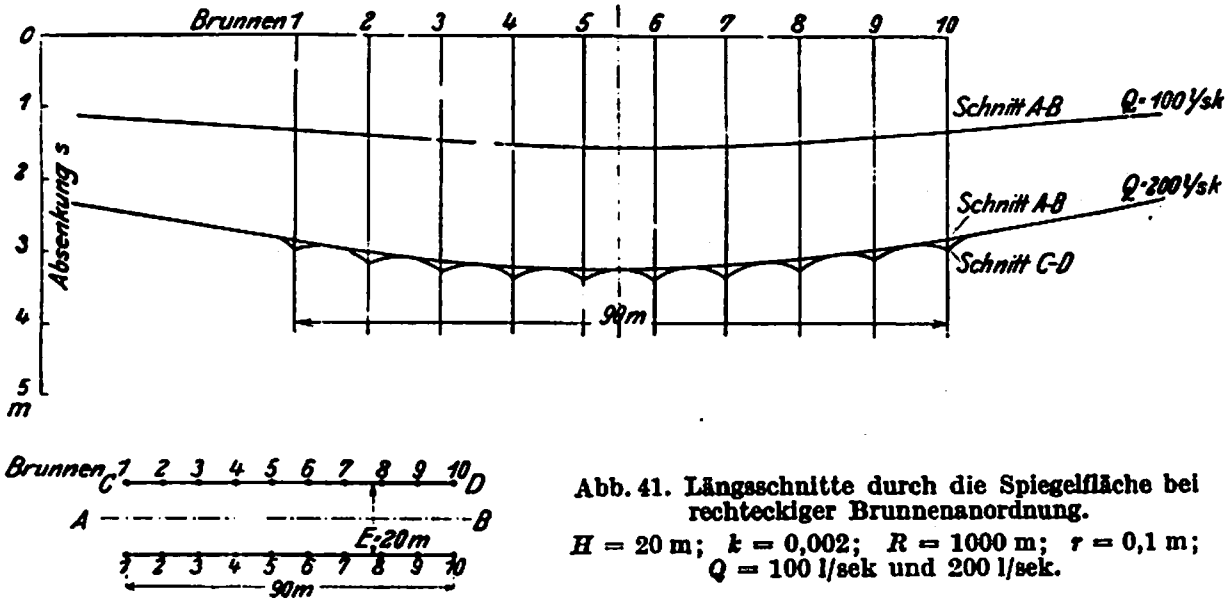
x''_1 wäre also nur wenig größer als x'_1 .

Um die Form der Absenkungsfläche auf dem ganzen von den Brunnen umstellten Gebiet zu erkennen, sind in Abb. 41 Längsschnitte durch eine rechteckige Brunnenanordnung gelegt. Angenommen sind, ganz entsprechend den früheren Beispielen, zwei Reihen von je 10 Brunnen mit Abständen von je 10 m in einer gegenseitigen Entfernung $E = 20$ m; $H = 20$ m; $k = 0,002$; $r = 0,1$ m. Dargestellt ist ein Schnitt der Spiegelfläche in der zu den Brunnenreihen parallelen Mittelachse, für $Q = 100$ und 200 l/sek, und ein Schnitt durch die eine Brunnenreihe selbst, bei $Q = 200$ l/sek.

Es ergibt sich, ähnlich wie bei kreisförmiger Anordnung, ein fast gleich hoher Wasserstand in Querschnitten, die senkrecht zur Längsachse zwischen je 2 Brunnen gelegt werden; der Wasserstand in unmittelbarer Nähe der Brunnen und in ihnen selbst steht tiefer. Bemerkenswert ist das Ansteigen des Wasserspiegels in den Längsschnitten nach den Enden der Anlage hin; die Absenkung ist z. B. in dem Mittel-

längsschnitt für $Q = 200$ l/sek an den Enden um 0,40 m weniger tief als in der Mitte.

Für den Vergleich zweier Anlagen, seien es ähnliche oder andere Anlagen, war bisher immer angenommen, daß die Höhe der wasserführenden Schicht H und die Durchlässigkeit k bei beiden Anlagen dieselbe sei, wie es also für den Ausbau von zwei verschieden großen



Anlagen an ein und derselben Stelle zutreffen würde. Ist dies nicht der Fall, so gilt ganz allgemein für die Vergleichung zweier Anlagen folgende Formel:

$$\frac{H_1^2 - z_1^2}{H_2^2 - z_2^2} = \frac{s_1(2H_1 - s_1)}{s_2(2H_2 - s_2)} = \frac{Q_1 k_2 \left(\ln R_1 - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n \right)}{Q_2 k_1 \left(\ln R_2 - \frac{1}{m} \ln x_1 x_2 \dots x_m \right)}, \quad (70)$$

aus der sich für gleiche Absenkungstiefen, oder für gleiche Brunnenzahl und -anordnung der beiden Anlagen Gleichungen ähnlich den Gl. (67) und (54) ableiten ließen.

C. Bestimmung der Durchlässigkeit.

Mit Hilfe der entwickelten Formeln kann auch die Durchlässigkeit k des Untergrundes bestimmt werden, wenn bei der betreffenden Anlage Messungen über die Grundwasserstände vorliegen. Ist bei einem einzelnen Brunnen für zwei verschiedene Wasserentnahmen, q_1 und q_2 , der Wasserstand im Brunnen selbst, h_1 und h_2 , beobachtet worden, so ergibt sich unter Anwendung von Gl. (9):

$$h_1^2 - h_2^2 = \frac{q_2 - q_1}{\pi k} (\ln R - \ln r)$$

und es wird

$$k = \frac{q_2 - q_1}{\pi} \cdot \frac{\ln R - \ln r}{h_1^2 - h_2^2}. \quad (71)$$

Liegen andererseits für eine Absenkung Beobachtungen aus zwei verschiedenen Beobachtungsbrunnen im Abstand x_1 und x_2 von der Brunnenachse vor, so folgt nach Gl. (8):

$$z_1^2 - z_2^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln x_1 - \ln x_2) \quad (72)$$

und es ist

$$k = \frac{q}{\pi} \cdot \frac{\ln x_1 - \ln x_2}{z_1^2 - z_2^2}. \quad (73)$$

Ferner kann, wenn der Wasserstand nur in einem Beobachtungsbrunnen und im Brunnen selbst bekannt ist, k berechnet werden nach Gl. (8) aus

$$k = \frac{q}{\pi} \cdot \frac{\ln x - \ln r}{z^2 - h^2}, \quad (74)$$

oder, wenn der Wasserstand nur in einem Beobachtungsbrunnen bekannt und die Reichweite R bekannt oder angenommen ist, kann k bestimmt werden durch Vereinigung von Gl. (8) und Gl. (9) zu

$$k = \frac{q}{\pi} \cdot \frac{\ln R - \ln x}{H^2 - z^2}. \quad (75)$$

Wenn nur der Wasserstand im Brunnen gemessen werden kann und R angenommen wird, ergibt sich k mit Hilfe von Gl. (9) zu

$$k = \frac{q}{\pi} \cdot \frac{\ln R - \ln r}{H^2 - h^2}. \quad (76)$$

In derselben Weise kann auch bei einer Anlage von mehreren Brunnen die Durchlässigkeit k ausgerechnet werden; wenn z. B. der Wasserstand an einer Stelle, etwa in der Mitte der Baugrube oder in irgendeinem Beobachtungsbrunnen bekannt ist, und die Reichgrenze R angenommen wird, so ergibt sich aus Gl. (51):

$$k = \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n}{H^2 - z^2}. \quad (77)$$

Bei Aufnahme des Wasserstandes in mehreren Beobachtungsbrunnen kann k ermittelt werden aus Gl. (52) zu:

$$k = \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{\frac{1}{n} \ln x'_1 x'_2 \cdots x'_n - \frac{1}{n} \ln x''_1 x''_2 \cdots x''_n}{z_1^2 - z_2^2}. \quad (78)$$

IV. Einflüsse besonderer Art, des Untergrundes und der Wasserverhältnisse.

A. Besondere Einflüsse.

1. Absenkung neben Gewässern.

a) Ein Brunnen neben einem Fluß.

Für einen neben einem Fluß im Abstände e vom Ufer befindlichen Brunnen, der beim Betrieb sein Wasser aus dem Fluß bezieht, gibt Forchheimer⁴⁶ die mathematische Darstellung wie folgt.

Denkt man sich den Fluß verschüttet und symmetrisch zum ehemaligen Flußbrande einen mit dem ersten gleich großen Brunnen, der alles Wasser liefert, das in den ersten einsickert (Abb. 42), und bezeichnet wieder wie früher z die Spiegelhöhe eines Punktes, x den Abstand dieses Punktes von der Achse des Brunnen, y den Abstand von der Achse des hinzugedachten Brunnen, so würde entsprechend Gl. (19) hier gelten:

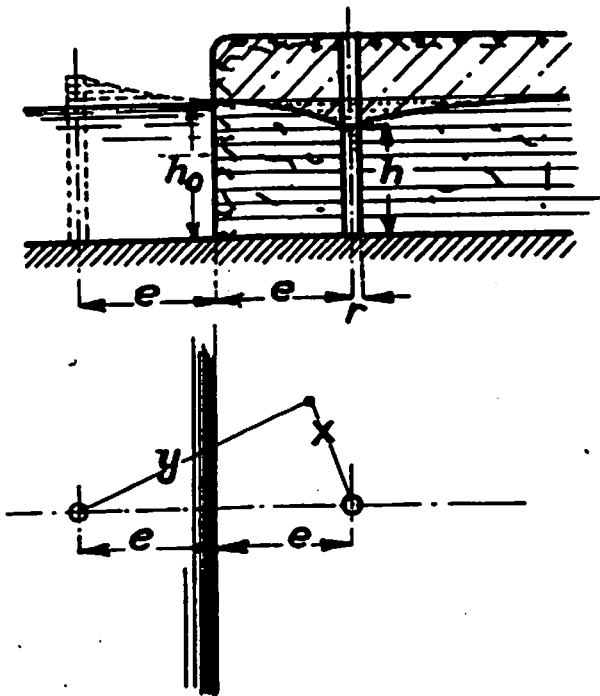


Abb. 42. Brunnen neben einem Fluß.

$$z^2 - h_0^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln x - \ln r) - \frac{q}{\pi k} (\ln y - \ln r), \quad (79)$$

also

$$h_0^2 - z^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln y - \ln x). \quad (80)$$

Die Entnahme aus dem hinzugedachten Brunnen ist mit $-q$ zu bezeichnen. Vorausgesetzt wird, daß die undurchlässige Sohle gleichzeitig die Flußsohle bildet. Die Konstante h_0 bedeutet hier die Höhe des Flußwasserspiegels über der undurchlässigen Schicht, denn für jeden Punkt des Flußbrandes wird $x = y$, also $z = h_0$. An diesen Punkten wird also keine Absenkung erreicht; ebenso würde die Absenkung gleich Null, bzw. $z = h_0$ werden, für $x = y = \infty$.

Bedeutet wieder h den Wasserstand im Brunnen selbst, so gilt, da für die Punkte des Brunnumfanges $x = r$ und ungefähr $y = 2e$ ist, für den Wasserstand im Brunnen selbst die Gleichung:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln 2e - \ln r). \quad (81)$$

Hierbei ist zu bemerken, daß bei wachsender Entfernung des Brun-

nens vom Flusse, also bei größer werdendem $2e$, der Wasserstand im Brunnen

$$h = \sqrt{h_0^2 - \frac{q}{\pi k} (\ln 2e - \ln r)} \quad (82)$$

immer kleiner, die Absenkung daher immer größer wird; in einer gewissen Entfernung e_0 vom Flusse, die sich aus

$$h_0^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln 2e_0 - \ln r), \quad (83)$$

bestimmt, würde schließlich der Wasserstand im Brunnen gleich Null und die Absenkung $s_{br} = h_0$ werden. Aus Gl. (83) findet sich für e_0 eine ziemlich große endliche Zahl.

In Wirklichkeit aber wird schon in einer gewissen Entfernung vom Flusse eine Einwirkung desselben auf den Brunnen nicht mehr stattfinden, also der Brunnen sich so verhalten, als ob kein Fluß in der Nähe vorhanden wäre. Dies wird dadurch bestätigt, daß Gl. (81) übereinstimmen würde mit Gl. (9) für $2e = R$; denn h_0 bedeutet gleichzeitig die Höhe der wasserführenden Schicht H , wenn der Grundwasserstand gleich dem Flußwasserstande ist.

Legte man also in der Entfernung $e = \frac{R}{2}$ vom Flusse einen Brunnen an (Abb. 46),

so würde eine Einwirkung des Flusses auf den Brunnen nicht mehr stattfinden, sondern in dem Brunnen dieselbe Absenkung herrschen, die er ohne Vorhandensein eines in der Nähe befindlichen Flusses hätte.

Für $2e = r$, wenn also der Brunnen bis an den Flußrand herandrückte, würde in Gl. (81) $h = h_0$ werden, d. h. bei Wasserentnahme eine Absenkung im Brunnen nicht eintreten, was ja natürlich ist.

In Abb. 43 ist für ein Beispiel die Absenkung $s_{br} = h_0 - h$ in einem Brunnen eingetragen bei wachsendem Abstand vom Flusse, und zwar einmal für eine Wasserentnahme $q = 100$ l/sek, das andere Mal für $q = 200$ l/sek. Gewählt ist ferner $H = h_0 = 20$ m; $r = 1$ m. Für $e = 0$, also für einen Brunnen unmittelbar am Flußrande, ist die Absenkung $s_{br} = 0$. Die Kurve steigt zuerst schneller, dann langsamer an; die Absenkung würde für eine Entfernung $e = 500$ m die Größe von 2,96 m

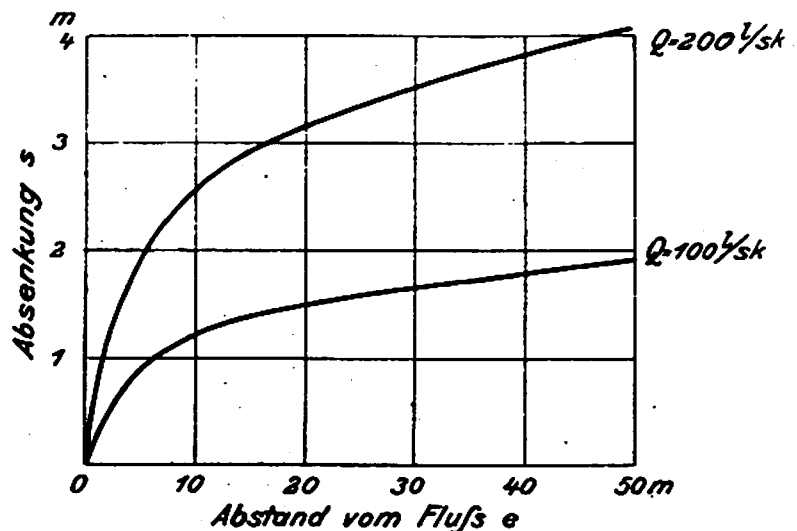


Abb. 43. Brunnen neben einem Fluß. Absenkung s_{br} im Brunnen bei wachsendem Abstand e vom Fluß. $H = 20,00$ m; $k = 0,002$ m/sek; $r = 1,0$ m.

erreichen, dieselbe Absenkung, die der Brunnen bei gleicher Wasserentnahme nach Abb. 28 unbeeinflusst durch einen Fluß hat.

b) Mehrere Brunnen neben einem Fluß.

Für eine Anzahl von n Brunnen in der Nähe eines Flusses lautet die Spiegelgleichung wie folgt:

$$h_0^2 - z^2 = \frac{q_1}{\pi k} (\ln y_1 - \ln x_1) + \frac{q_2}{\pi k} (\ln y_2 - \ln x_2) + \dots$$

$$\dots + \frac{q_n}{\pi k} (\ln y_n - \ln x_n). \quad (84)$$

Haben alle Brunnen die gleiche Leistung q , ist also $q_1 = q_2 = \dots = q_n = q$, so wird

$$h_0^2 - z^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln y_1 y_2 \dots y_n - \ln x_1 x_2 \dots x_n). \quad (85)$$

Für einen weiter von der Anlage entfernt liegenden Punkt kann mit Annäherung $x_1 = x_2 = \dots = x_n = x$ und $y_1 = y_2 = \dots = y_n = y$ gesetzt, und unter x der Abstand von der Mitte der Brunnenanlage, unter y der Abstand von der Mitte der hinzugedachten Anlage verstanden werden; es gilt dann, da ferner $nq = Q$ ist:

$$h_0^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi k} (\ln y - \ln x). \quad (86)$$

Wenn die Anlage selbst weiter vom Flusse entfernt liegt, kann für die nähere Umgebung der Anlage, da genau genug $y_1 = y_2 = \dots = y_n = y = 2e$ ist, gesetzt werden:

$$h_0^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\ln 2e - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \dots x_n \right), \quad (87)$$

unter $e = \frac{y}{2}$ den Abstand des Mittelpunktes der Brunnenanlage vom Flußufer verstanden.

Wählt man für ein Beispiel $H = h_0 = 20$ m; $k = 0,002$ und ordnet nach Abb. 44 für eine 20 m breite Baugrube, die 20 m vom Fluß entfernt liegt, an jeder Längsseite 10 Brunnen mit gegenseitigem Abstand von 10 m an und entnimmt eine Gesamtwassermenge von 400 l/sek, also aus jedem Brunnen 20 l/sek, so kann die Spiegelfläche des Grundwassers nach Gl. (85) berechnet werden.

Für einen Querschnitt durch die Mitte der Baugrube senkrecht zum Fluß ergibt sich für die Mitte zwischen den beiden Reihen eine Absenkung $s = 1,61$ m, in der Mitte der dem Fluß zugekehrten Reihe zwischen zwei Brunnen $s = 1,18$ m und in der Mitte der vom Fluß abgelegenen Reihe $s = 1,35$ m. Der Verlauf der Absenkungskurve ist in Abb. 44 eingetragen.

Um eine gleichmäßige Absenkung auf der ganzen Fläche der Baugrube zu erreichen, würde es hiernach nötig sein, auf der dem Fluß zugekehrten Seite eine größere Anzahl von Brunnen anzuordnen und hier eine größere Wassermenge zu entnehmen, als auf der anderen Seite. Die hierfür entstehende neue Spiegelfläche ist ebenfalls nach Gl. (85) zu berechnen.

Verlängert man die Baugrube auf 190 m, so daß an jeder Längsseite 20 Brunnen im gegenseitigen Abstand von 10 m anzuordnen sind, so würde mit derselben Gesamtwassermenge von 400 l/sek in der Mitte der Baugrube nur eine Absenkung $s = 0,99$ m erreicht werden, während für dieselbe Absenkung wie vorher von 1,61 m eine Gesamtwassermenge von 635 l/sek zu entnehmen wäre. Die Verhältnisse liegen hier also

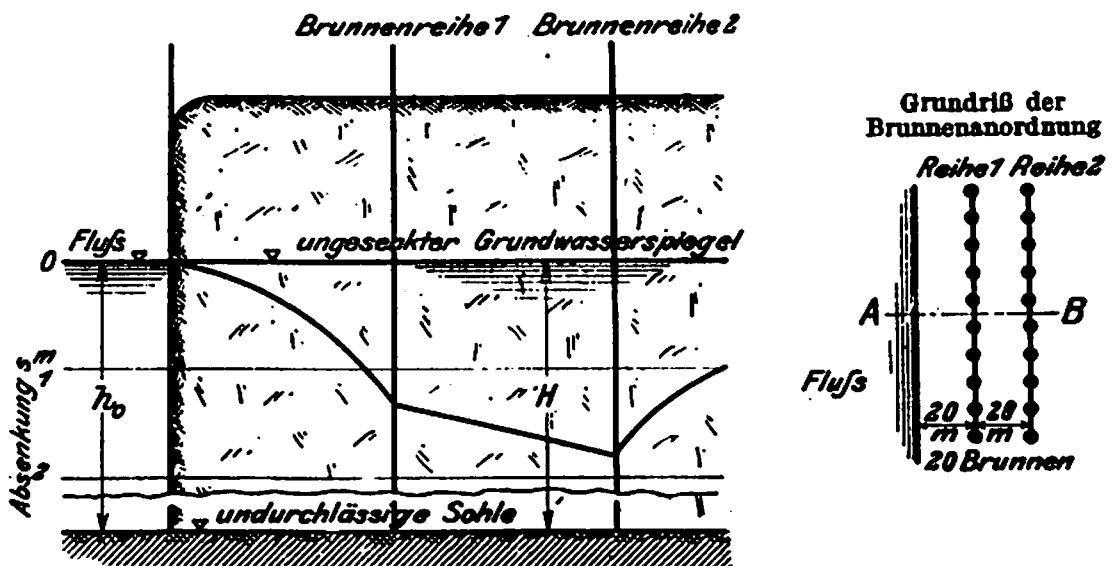


Abb. 44. Baugrube neben einem Fluß; 2 Reihen von je 10 Brunnen; $H = h_0 = 20$ m; $k = 0,002$ m/sek
 $Q = 400$ l/sek.

ungünstiger als bei einer Verlängerung der Baugrube in einem Gelände, wo sich kein Fluß in der Nähe befindet.

Die Aufstellung von Formeln, ähnlich den oben angegebenen, zum Vergleich „ähnlicher“ Anlagen oder zum Vergleich gleich langer, aber verschieden breiter Anlagen würde hier verhältnismäßig umständlich sein, da das Produkt $y_1 y_2 \cdots y_n$ von der Entfernung der Anlage vom Flusse abhängig ist. Die Aufstellung soll hier unterbleiben, die Grundlagen für die Berechnung sind gegeben.

Ferner ist zu berücksichtigen, daß die Formeln hier aufgestellt sind für völlige Durchlässigkeit der Flußwandung. Bekanntlich ist eine große Anzahl von Seen und Flüssen durch Absetzen feinsten Schlammteilchen auf ihrer Sohle derartig verschlickt, daß wohl ein Eintritt von Grundwasser in den Fluß möglich ist, dagegen ein Austritt von Flußwasser in den Untergrund außerordentlich erschwert wird.

Die Absenkungsverhältnisse gestalten sich dann, — abgesehen von

einer Sicherung der Baugrube gegen den Wasserdruck vom Flusse her, wenn der zwischen der Baugrube und dem Fluß stehende Boden als Schutzdamm nicht ausreicht, — genau so, als ob ein Fluß nicht vorhanden wäre. Dies zeigt sich am deutlichsten durch Aufnahme eines Vertikalschnittes durch den Grundwasserspiegel senkrecht zum Fluß mit Hilfe von Beobachtungsbrunnen, wo dann ein Verlauf der Absenkungskurve unter dem Fluß hindurch zu beobachten ist. Beispiele aus der Praxis hierfür werden später noch gegeben werden*.

c) Ein Brunnen zwischen zwei Flüssen.

Befindet sich ein Brunnen zwischen zwei offenen Gewässern oder Flüssen (Abb. 45), deren Ufer parallel laufen, und beträgt die Entfernung des Brunnens von jedem Ufer e , so hat man sich für die

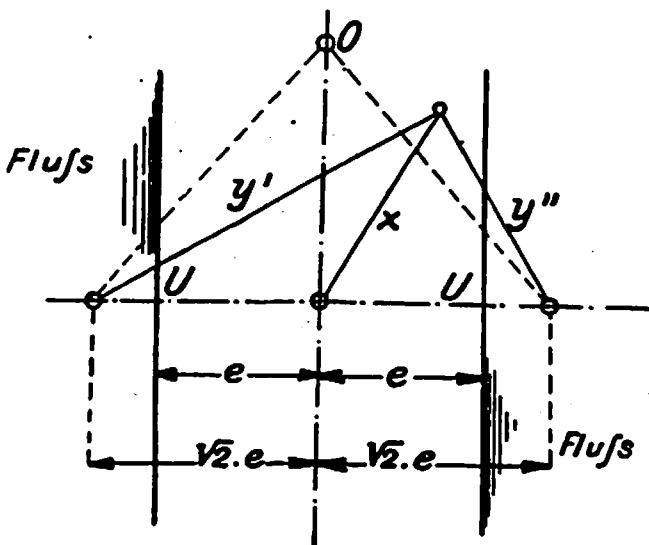


Abb. 45. Brunnen zwischen zwei Flüssen.

mathematische Darstellung wieder beide Gewässer verschüttet und gegenüber dem Brunnen im Abstände $2e$ von den ehemaligen Rändern der Gewässer je einen Brunnen von gleichem Radius zu denken, von denen jeder die Hälfte des Wassers liefert, das aus dem ersten Brunnen entnommen wird.

Es gilt dann allgemein, entsprechend Gl. (79):

$$z^2 - h_0^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln x - \ln r) - \frac{q_1}{\pi k} (\ln y' - \ln r) - \frac{q_2}{\pi k} (\ln y'' - \ln r). \quad (88)$$

Jeder hinzugedachte Brunnen liefert die Hälfte, also ist $q_1 = q_2 = \frac{q}{2}$ und daher:

$$h_0^2 - z^2 = \frac{q}{\pi k} \left(\frac{1}{2} \ln y' y'' - \ln x \right). \quad (89)$$

Für die Punkte U an den Ufern ist $x = e$ und

$$y' y'' = (\sqrt{2}e + e)(\sqrt{2}e - e) = e^2(\sqrt{2} + 1)(\sqrt{2} - 1) = e^2 \text{ und } x = e;$$

und es wird nach Gl. (89) $z = h_0$.

Für andere Uferpunkte würde Gl. (89) streng genommen nur gelten, wenn die Ufer leicht gekrümmt wären.

* Vgl. Abb. 66 u. 124.

Für den Brunnen selbst gilt, da $y' = y'' = \sqrt[4]{2} e$ und $x = r$ gesetzt werden kann:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln \sqrt[4]{2} e - \ln r). \quad (90)$$

Diese Gleichung würde wieder identisch mit Gl. (9) sein für $R = \sqrt[4]{2} e$. Der Brunnen zwischen den beiden Flüssen hat also bei derselben Wasserentnahme dieselbe Absenkung, die ein gleicher Brunnen ohne Nähe der Flüsse bei einer Reichweite der Absenkung $R = \sqrt[4]{2} \cdot e$ haben würde (Abb. 47).

Dies wird noch klarer, wenn man sich auf vier Seiten des Brunnen offenes Wasser in Abständen e vom Brunnen denkt (Abb. 48). Die Gleichung der Spiegelfläche würde dann lauten:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\sqrt[4]{2} e - \ln r). \quad (91)$$

Im Grenzfalle, wenn auf n -Seiten offenes Wasser sich befinden (Abb. 49) und dafür die Gleichung:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln \sqrt[n]{2} e - \ln r) \quad (92)$$

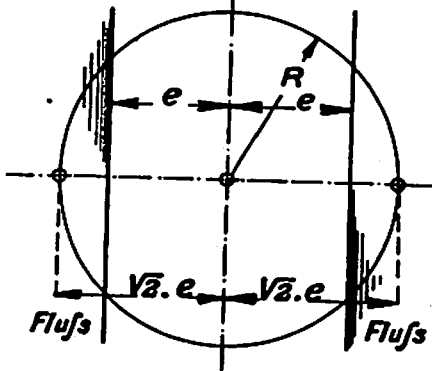
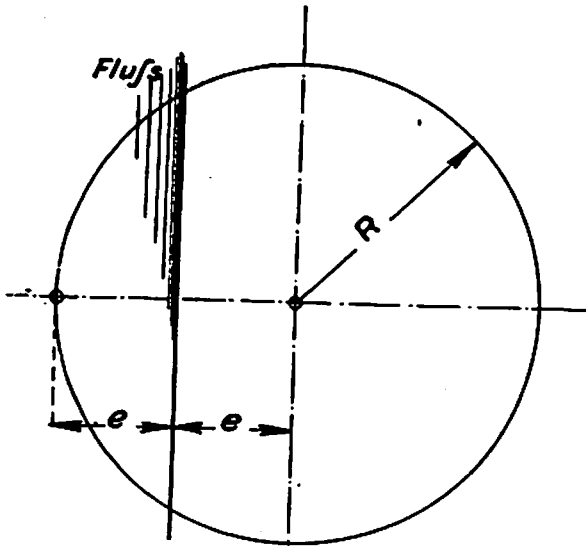


Abb. 46 und 47.

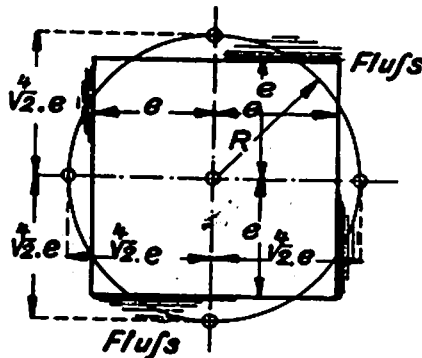


Abb. 48.

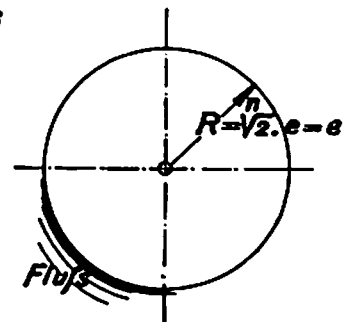


Abb. 49.

gelten würde, in der sich die $\sqrt[n]{2}$ der Eins unbegrenzt nähert, würde schließlich die Absenkung gleich der eines Brunnen sein, der inmitten einer Insel liegen und die Reichweite $R = e$ haben würde. Dies entspricht der früher gegebenen Definition von R .

Bei dem zwischen zwei Flüssen liegenden Brunnen ist für einen Punkt 0 (s. Abb. 45) auf der durch den Brunnen gehenden Mittellinie parallel zu den beiden Flüssen $y' = y'' = y$, so daß Gl. (89) übergeht in:

$$h_0^2 - z^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln y - \ln x). \quad (93)$$

Diese Gleichung stimmt mit Gl. (80) überein, jedoch ist der Wert für y

ein anderer, kleinerer, infolge des kleineren Abstandes $\sqrt{2}e$ der hinzugegedachten Brunnen, so daß der Wasserstand am Punkt 0 ein höherer ist als bei Vorhandensein nur eines Flusses im Abstand e auf einer Seite des Brunnens.

d) Absenkungsanlage zwischen zwei Flüssen.

Befinden sich mehrere Brunnen zwischen zwei Flüssen im Betrieb, so gilt, wenn aus jedem die Wassermenge q entnommen wird, für die Spiegelfläche entsprechend den Gl. (85) und (89):

$$h_0^2 - z^2 = \frac{q}{\pi k} \left(\frac{1}{2} \ln y'_1 y'_2 \cdots y'_n y''_1 y''_2 \cdots y''_n - \ln x_1 x_2 \cdots x_n \right). \quad (94)$$

Ebenso ist wieder für einen von der Anlage weiter entfernt liegenden Punkt, für den

$$y'_1 = y'_2 = \cdots = y'_n = y', \text{ ferner } y''_1 = y''_2 = \cdots = y''_n = y''$$

und $x_1 = x_2 = \cdots = x_n = x$

gesetzt werden kann, unter y' , y'' und x wieder die Abstände des Punktes von den Mitten der Anordnungen verstanden, und $nq = Q$ gesetzt:

$$h_0^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\frac{1}{2} \ln y' y'' - \ln x \right) \quad (95)$$

entsprechend Gl. (86).

Für Punkte in der Nähe der Anlage, wenn der Abstand der Anlage von den Flüssen groß genug ist, gilt entsprechend Gl. (87):

$$h_0^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi k} \left(\ln \sqrt{2}e - \frac{1}{n} \ln x_1 \cdot x_2 \cdots x_n \right), \quad (96)$$

und für Punkte auf der Mittellinie zwischen den beiden Flüssen in weiterer Entfernung von der Anlage entsprechend Gl. (93):

$$h_0^2 - z^2 = \frac{Q}{\pi k} (\ln y - \ln x). \quad (97)$$

Diese Gleichung stimmt wiederum mit Gl. (86) überein, doch hat der Wert von y in beiden nicht dieselbe Größe, wie bei Gl. (93) erläutert wurde.

Diese Gleichungen für eine derartige zwischen zwei offenen Gewässern befindliche Brunnenanlage sind hier entwickelt worden, weil bei einem der später erwähnten Beispiele aus der Praxis ähnliche Verhältnisse vorliegen.

2. Einfluß des Gefälles.

Bei der Aufstellung der Formeln wurde bisher angenommen, daß der Grundwasserspiegel vor der Entnahme aus den Brunnen eine horizontale Ebene bilde. Es soll nun im folgenden betrachtet werden, wie

die Verhältnisse sich ändern, wenn das Grundwasser sich etwa über einer geneigten, undurchlässigen Schicht in Bewegung befindet, d. h. ein gewisses Gefälle besitzt.

Thiem^{44, 50, 57, 58} hat bereits nachgewiesen, daß bei einem einzelnen Brunnen sowohl die Ergiebigkeit als auch die im Brunnen selbst erreichte Absenkung durch das Gefälle nicht beeinflußt wird, sondern daß beide denselben Wert haben, als ob der Brunnen sich in einer ruhenden Grundwassermenge befände. Die mathematische Ableitung soll hier nicht wiederholt werden. Auch Lueger⁵⁵ kommt auf einem anderen Wege zu demselben Resultat.

Die Lage der gesamten Spiegelfäche allerdings ist bei Vorhandensein von Gefälle eine andere; jedoch ist es nicht schwer, sie zu zeichnen (Abb. 50), wenn man

die für einen horizontalen, ungesenkten Wasserspiegel errechneten Spiegelhöhen z nicht wie früher von einer durch den Fußpunkt des Brunnens gelegten Horizontal-ebene, sondern von einer zu dem geneigten,

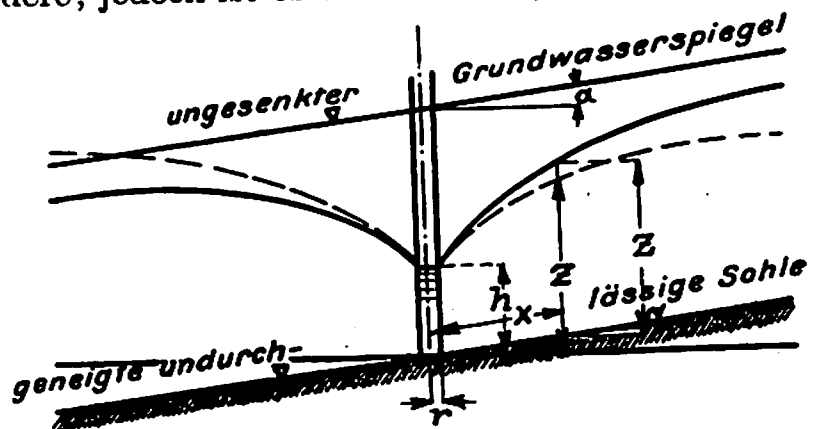


Abb. 50.

unbeeinflussten Grundwasserspiegel parallelen Ebene durch den Fußpunkt des Brunnens aus aufträgt, also von der geneigten, undurchlässigen Schicht aus, wenn diese mit dem Grundwasserspiegel parallel läuft; dabei sind die Abstände x von der Brunnenachse auf dieser geneigten Ebene zu messen.

Demnach liegt die Absenkungskurve des Brunnens im fließenden Grundwasser der Stromrichtung entgegen höher, als die Kurve desselben Brunnens unter gleicher Wasserentnahme in stehendem Grundwasser derselben Mächtigkeit. Vom Brunnen aus stromabwärts liegt die Kurve tiefer; der hier vorhandene Wendepunkt bezeichnet die Einwirkungsgrenze stromabwärts. Nur in einem Schnitt durch die Brunnenachse senkrecht zur Stromrichtung sind die Absenkungskurven für beide Fälle die gleichen.

Was von einem einzelnen Brunnen gilt, gilt auch bei einer Anordnung mehrerer Brunnen um eine Baugrube für die Mitte der Brunnenanordnung. Hier wird bei der gleichen Wasserentnahme auch die entnommene Absenkung dieselbe sein, wie bei Nichtvorhandensein von Gefälle. Entsprechend der höheren oder tieferen Lage des Wasserspiegels beim einzelnen Brunnen wird aber auch hier die Absenkung an dem stromaufwärts gelegenen Teil der Anlage eine nicht so tiefe

sein wie in der Mitte, beim stromabwärts gelegenen Teil aber eine tiefere als in der Mitte. Doch ist auch hier die Spiegelfläche leicht zu bestimmen, wenn man die für horizontalen Spiegel ermittelten Ordinaten von der geneigten Ebene aus aufträgt, welche durch die Mitte einer durch die Filterunterkanten gelegten Ebene hindurchgeht.

Um eine gleichmäßige Absenkung auf der ganzen Baugrubenfläche zu erzielen, muß auf der stromaufwärts gelegenen Seite der Baugrube eine größere Anzahl von Brunnen angeordnet werden als auf der stromabwärts gelegenen Seite, ähnlich wie bei einer Anlage neben einem Fluß auf der dem Fluß zugekehrten Seite.

Die früher entwickelten Formeln sind ohne weiteres anwendbar. Bei einem einzelnen Brunnen wird bei Vorhandensein von Gefälle dieselbe Absenkung im Brunnen selbst erreicht, als wenn das Gefälle nicht vorhanden wäre; entsprechend muß nach den früher angestellten Betrachtungen auch bei einer Brunnenanlage dieselbe Absenkung für die ganze Baugrube erzielt werden können für die gleiche Anzahl von Brunnen und die gleiche Gesamtwasserentnahme, wenn nur die Aufstellung und Verteilung der Brunnen entsprechend ausgeführt wird.

Ganz ähnlich liegen die Verhältnisse in der Nähe eines Flusses, wenn sich der Grundwasserstrom mit Gefälle in diesen ergießt. Die Gleichung für die hierbei sich einstellende Spiegelfläche ergibt sich aus den Gl. (7) und (15):

$$z^2 - h_0^2 = \frac{2q_0}{k} y_0. \quad (98)$$

Bei Wasserentnahme eines Brunnens im Abstand e vom Fluß würde die Gleichung der Spiegelfläche folgendermaßen lauten:

$$z^2 - h_0^2 = \frac{2q_0}{k} y_0 - \frac{q}{\pi k} (\ln y - \ln x). \quad (99)$$

Für den Brunnen selbst ist dann:

$$h^2 - h_0^2 = \frac{2q_0}{k} e - \frac{q}{\pi k} (\ln 2e - \ln r). \quad (100)$$

Bezeichnet H den Wasserstand im Brunnen vor Betriebsanfang, so ergibt sich nach Gl. (98):

$$H^2 - h_0^2 = \frac{2q_0}{k} e \quad (101)$$

und es gilt dann für den Brunnen, wenn Gl. (101) in Gl. (100) eingesetzt wird, ähnlich Gl. (81):

$$H^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k} (\ln 2e - \ln r). \quad (102)$$

Bei Vorhandensein mehrerer Brunnen lautet die Gleichung der Spiegelfläche allgemein:

$$\left. \begin{aligned} z^2 - h_0^2 &= \frac{2q_0}{k} y_0 - \frac{q_1}{\pi k} (\ln y_1 - \ln x_1) \\ &- \frac{q_2}{\pi k} (\ln y_2 - \ln x_2) - \dots - \frac{q_n}{\pi k} (\ln y_n - \ln x_n) \end{aligned} \right\} \quad (103)$$

und bei gleich großer Entnahme q aus allen Brunnen:

$$z^2 - h_0^2 = \frac{2q_0}{k} y_0 - \frac{q}{\pi k} (\ln y_1 y_2 \cdots y_n - \ln x_1 x_2 \cdots x_n), \quad (104)$$

y_0 bedeutet immer den senkrechten Abstand des jeweiligen Punktes mit der Spiegelhöhe z vom Flußbrande.

Die Darstellung der gesamten Verhältnisse ist nach dem Beispiel der soeben abgeleiteten Formeln mit Hilfe weiterer entsprechend den früheren Gleichungen gebildeter Formeln leicht möglich.

Auch kann hier wieder die Auftragung der für horizontalen Wasserspiegel errechneten Koordinaten von einer geneigten Sohle aus stattfinden, wobei ein, allerdings nur kleiner, Fehler durch Vernachlässigung der Parabelform des unbeeinflussten Wasserspiegels eintreten aber ohne Belang sein würde, was an irgendeinem Beispiel ohne weiteres sich bestätigen läßt.

3. Artesische Brunnen.

Steht das Wasser in der durchlässigen Schicht unter einer darüber befindlichen, undurchlässigen unter Druck, wirkt es artesisch, so ist bekanntlich die Absenkung eines Brunnens genau proportional der entnommenen Wassermenge.

Werden die früheren Bezeichnungen beibehalten, jedoch nach Abb. 51 unter

H die Höhe des natürlichen Wasserspiegels über der undurchlässigen Sohle und unter

m die Mächtigkeit der wasserführenden Schicht verstanden, so erfolgt die Entwicklung der Gleichung für die gesenkte Spiegelfläche bei

Wasserentnahme aus einem bis zur undurchlässigen Sohle reichenden Brunnen mit auf der Höhe m durchlässiger Seitenwand ähnlich wie früher bei Wasserentnahme aus einem Grundwasserbecken mit freiem Spiegel.

Die beim Zuströmen zum Brunnen zu durchfließenden konzentrischen, zylindrischen Querschnitte haben im Unterschied gegen früher hier stets dieselbe Höhe m . Die durch einen Querschnitt $2\pi x m$ hindurchfließende Wassermenge ist

$$q = 2\pi x m k \frac{dz}{dx},$$

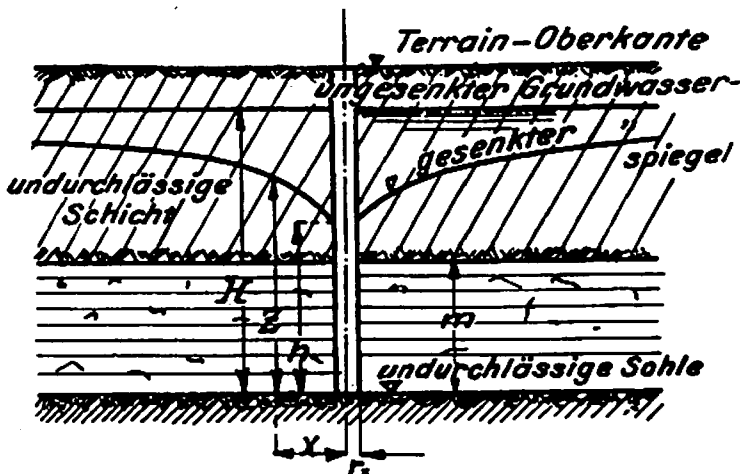


Abb. 51. Brunnen im gespannten (artesischen) Grundwasser.

und es ergibt sich durch Integration:

$$\int dz = \frac{q}{2\pi mk} \int \frac{dx}{x},$$

$$z = \frac{q}{2\pi mk} \ln x + C.$$

Für den Brunnenumfang ist $x = r$ und $z = h$, woraus sich C ermittelt; und es wird:

$$z - h = \frac{q}{2\pi mk} (\ln x - \ln r). \quad (105)$$

Entsprechend Gl. (9) ist ferner

$$s_{br} = H - h = \frac{q}{2\pi mk} (\ln R - \ln r) \quad (106)$$

und ebenso:

$$s = H - z = \frac{q}{2\pi mk} (\ln R - \ln x). \quad (107)$$

Die Aufstellung einer Gleichung, die die Proportionalität zwischen Absenkung und Wassermenge ausdrückt, geschah zuerst von Dupuit. Voraussetzung für diese Proportionalität ist, daß einerseits die Geschwindigkeit beim Eintritt in den Brunnen die zulässige Grenze nicht überschreitet, und daß andererseits der Spiegel nicht so weit gesenkt wird, daß beim Fallen desselben ein Teil des wasserführenden Querschnitts wasserfrei wird. Gleichungen für diesen Sonderfall hat J. Schulze²² aufgestellt.

Bei Vorhandensein mehrerer Brunnen gelten entsprechend den Gl. (51) und (52) die folgenden Gleichungen:

$$z - h = \frac{Q}{2\pi mk} \left(\frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n - \ln r \right), \quad (108)$$

$$H - z = \frac{Q}{2\pi mk} \left(\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n \right), \quad (109)$$

$$z_1 - z_2 = \frac{Q}{2\pi mk} \left(\frac{1}{n} \ln x'_1 x'_2 \cdots x'_n - \frac{1}{n} \ln x''_1 x''_2 \cdots x''_n \right). \quad (110)$$

Sinngemäß sind für artesische Spiegel auch die übrigen Gleichungen für die Spiegelfläche bei Anordnung mehrerer Brunnen aufzustellen. Wie bei einem einzelnen Brunnen gilt auch für die gesamte Absenkungsanlage die Proportionalität zwischen Absenkungstiefe und Wassermenge.

Auch die Formeln für artesische Brunnen haben ihre Bedeutung für die Grundwassersenkung, da im Untergrund recht häufig mit dem Auftreten undurchlässiger Schichten zu rechnen ist und in deren Folge mit gespanntem Grundwasser*.

* Vgl. die weiter unten folgenden Beispiele (Abschnitt V B 3 u. 6) und die Ausführungen von K. E. Schönopp²³.

Das Fassungsvermögen artesischer Brunnen ist wahrscheinlich abhängig von der Druckhöhe $h - m = d$ (Abb. 51) am Brunnenaußenmantel (vgl. W. Siehardt³⁵). Legt man die für freies Grundwasser gültige Formel für die Berechnung des Fassungsvermögens artesischer Brunnen zugrunde, so erhält man gegenüber der Wirklichkeit zu geringe Brunnenleistungen und bewegt sich demgemäß — sofern es sich um die Ermittlung der Brunnenzahl handelt — auf der sicheren Seite. Es sei hier auch auf die Ausführungen Webers³⁶ über die Reichweite bei artesischen Brunnen verwiesen. Er zeigt das schnelle Anwachsen der Reichweite bei Absenkungen mit artesischen Brunnen. Praktisch wird indessen meist sehr bald ein Beharrungszustand mit konstanter Reichweite erreicht, da ja in den meisten Fällen die Ausdehnung gespannten Grundwasser erzeugender Schichten eine beschränkte ist.

B. Einfluß der Durchlässigkeit des Untergrundes und der Schichtenbildung auf die Ausbildung der Wasserfassungseinrichtung.

1. Anzahl und Durchmesser der Brunnen (Verringerung der Förderhöhe).

Es wurde bereits früher gezeigt, daß zur Erreichung einer bestimmten Absenkung an einer bestimmten Stelle, zur Trockenlegung einer Baugrube, eine ganz bestimmte, von der Größe der zu erreichenden Absenkung abhängige Wassermenge aus dem Boden entnommen werden muß. Die Entnahme erfolgt durch eine Anzahl von Brunnen. Gesichtspunkte für die Anzahl der aufzustellenden Brunnen in Hinsicht auf die vorteilhafteste Erreichung der Gesamtabenkung sind bereits gegeben worden; für eine möglichst gleichmäßige Absenkung auf der ganzen Fläche der Baugrube ist die Anordnung nicht einiger weniger, sondern einer größeren Anzahl von Brunnen zweckmäßig. Es war ferner darauf hingewiesen worden, daß hierbei auch die Kostenfrage eine Rolle spielt; bei Ausführung nur weniger Brunnen müssen diese, entsprechend den großen zu liefernden Wassermengen, in sehr großen Abmessungen hergestellt werden, und es werden meist die Anlagekosten der großen Brunnen diejenigen für eine Anzahl von kleinen Brunnen überschreiten.

Die Anzahl und die lichte Weite der Brunnen kann unter Berücksichtigung des Brunnenfassungsvermögens so bestimmt werden, daß entsprechend dem auf den einzelnen Brunnen entfallenden Teil der Gesamtwassermenge Brunnen von normaler und gebräuchlicher Weite zur Anwendung kommen können.

Es war bereits in einem der früheren Beispiele erläutert und gezeigt worden, welche Vorteile sich durch die Anordnung einer Anzahl von

Brunnen gegenüber der Anordnung eines einzelnen großen Brunnens in Hinsicht auf die Verringerung der Förderhöhe ergeben. Durch die Verkleinerung des Höhenunterschiedes zwischen der Absenkung in den Brunnen und der Gesamtabenkung wird weiterhin günstig auf die Verringerung der Förderhöhe hingewirkt. Die Bedeutung dieses Punktes soll die folgende kurze Überlegung noch weiter dartun.

Es möge angenommen werden, daß die Absenkung in den Brunnen proportional der entnommenen Wassermenge wächst, was ja mit Annäherung bei einer nicht zu kleinen Mächtigkeit der wasserführenden Schicht H zutrifft, so daß die Beziehung besteht

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{s_1}{s_2}.$$

Unter der weiteren Annahme, daß die Pumpen unmittelbar über der Höhe des ungesenkten Grundwasserspiegels aufgestellt werden, ist ungefähr die Saughöhe S gleich der Absenkung im Brunnen s , also

$$\frac{S_1}{S_2} = \frac{s_1}{s_2}.$$

Es möge ferner die Druckhöhe, oder genauer der Höhenunterschied zwischen dem ungesenkten Wasserspiegel und dem höchsten Punkt der Druckleitung, mit D bezeichnet werden. Dann ist für eine bestimmte Absenkung s_1 die gesamte, zur Förderung der Wassermenge Q_1 auf die Gesamtförderhöhe $D + S_1$ zu leistende Arbeit ohne Berücksichtigung der Widerstände, gleich

$$A_1 = \frac{Q_1(D + S_1)}{75} \text{ in } P S.$$

Für eine a -mal so große Absenkung in den Brunnen $s_2 = a s_1$ ist auch $S_2 = a S_1$ und $Q_2 = a Q_1$; und es ist die zur Hebung der Wassermenge Q_2 auf die Höhe $D + S_2$ zu leistende Arbeit:

$$A_2 = \frac{Q_2(D + S_2)}{75} = \frac{a Q_1(D + a S_1)}{75} = a \frac{Q_1 D}{75} + a^2 \frac{Q_1 S_1}{75} \text{ in } P S.$$

Es nimmt also der zur Hebung der Wassermenge aus der Brunnen-tiefe bis zur Höhe des ungesenkten Wasserspiegels nötige Teil der Gesamtarbeit im Quadrat der Absenkungstiefe zu, und hierin zeigt sich die besondere Wichtigkeit der zur Verringerung der Förderhöhe bezeichneten Maßnahmen. Ganz besonders bei Vorhandensein feinen Sandes ist wegen des verhältnismäßig größer werdenden Spiegelunterschiedes in den Brunnen und zwischen denselben eine Vergrößerung der Brunnenanzahl von Vorteil.

2. Tiefe der Brunnen; Stellung der Filter.

Für die Tiefe der Brunnen und die Stellung des Filters ist in erster Linie die Tiefe des Bauwerkes maßgebend. Im allgemeinen ist die Ab-

senkung des Grundwasserspiegels um ein gewisses, nicht zu geringes Maß unter den tiefsten Teil des Bauwerkes, die Fundamentsohle, wünschenswert. In den Brunnen selbst und an der Brunnenwandung ist der Wasserstand ein tieferer je nach dem durch die Durchlässigkeit des Untergrundes bestimmten Spiegelgefälle; die Tiefe der Brunnen bzw. die Filterlänge ist dann so zu bemessen, daß bei dem dem Spiegelgefälle entsprechenden, tiefsten Wasserstande am Brunnen noch eine genügend große Filterfläche zur Verfügung steht, also noch unter Wasser sich befindet, um die dem Brunnen zu entnehmende Wassermenge mit einer zulässigen Geschwindigkeit in diesen eintreten zu lassen. Hierdurch bestimmt sich gleichzeitig die Filterlänge. Die Brunnen müssen also tief genug gebohrt werden, die Filter dürfen nicht zu hoch stehen bzw. nicht zu kurz sein. Unangenehme Erfahrungen sind häufig bei Vernachlässigung dieses Grundsatzes gemacht worden.

Andererseits jedoch ist auch ein übermäßiges Tiefstellen der Filter unzuweckmäßig, die Absenkung wird unter sonst gleichen Verhältnissen um so kleiner, je tiefer die Brunnen sind, d. h. je größer — unter der früher gemachten Annahme, daß die durch die Fußpunkte der Brunnen, also die Filterunterkanten gelegte Ebene die undurchlässige Sohle bildet, — die Mächtigkeit H der wasserführenden Schicht ist.

Bei den bisherigen Betrachtungen war angenommen, daß die Beschaffenheit des Untergrundes an der Stelle der Absenkungsanlage eine gleichmäßige sei von bestimmter Durchlässigkeit k . Derartige Verhältnisse finden sich jedoch in der Wirklichkeit außerordentlich selten; selbst auf einem kleineren Gebiet wechselt die Bodenbeschaffenheit oft sehr schnell. Meist sind Schichten verschiedener Durchlässigkeit übereinander gelagert. Bei den in der Norddeutschen Tiefebene fast allgemein vorkommenden Ablagerungen fluviatilen Charakters finden sich über den die durchlässigen und wasserführenden Schichten nach unten abschließenden, undurchlässigen Schichten gewöhnlich zunächst gröbere Kiesschichten und darüber Sandschichten mit nach oben hin abnehmender Korngröße.

Da bei solchen Verhältnissen mit größer werdender Tiefe ein Wachsen der Durchlässigkeit k stattfindet, so würde aus diesem Grunde ein übermäßiges Tiefsetzen der Filter unzuweckmäßig sein, weil für die gleiche zu erreichende Absenkung dann eine größere Wassermenge aus den Brunnen entnommen werden muß. Maßgebend für die für eine bestimmte Absenkung zu entnehmende Gesamtwassermenge ist im allgemeinen die Durchlässigkeit der Bodenart, in der die Filter stehen.

Diese Überlegungen gelten nach Sichert³⁵ nicht für größere Absenkungstiefen. Bei solchen ist die Eintauchtiefe der Brunnen von erheblichem Einfluß auf den Wasserandrang, andererseits aber auch auf das Fassungsvermögen, die Brunnenzahl und die Gesamtbohrtiefe

der Brunnen. An einem Beispiel zeigt Sichardt, daß der geringste Wasserandrang nicht der kleinsten Eintauchtiefe entspricht. Die Brunnenanzahl und die Gesamtbohrtiefe nehmen ab mit größerer Eintauchtiefe der Brunnen. Die wirtschaftlichsten Werte für die Eintauchtiefe und die Brunnenzahl können durch Vergleichsrechnungen gefunden werden.

Es ist ferner bei sehr wenig durchlässigem Untergrund mitunter zweckmäßig, tiefere Bodenschichten, die aus gröberen Sanden bestehen, mit den Filtern aufzusuchen. Bei der Grundwasserabsenkung für die 3. Schleuse in Wemeldinge (Holland) wurde nur durch solche Maßnahmen das restlose Gelingen der Absenkung und die völlige Trockenlegung des sehr tonigen Untergrundes erreicht.

3. Korngröße, k -Wert und Filterkonstruktion.

Mit Hilfe der Formeln (36), (37) und (38) für das Fassungsvermögen der Brunnen kann die Zahl der notwendigen Brunnen unter Zugrundeliegung eines bestimmten Brunnendurchmessers leicht ermittelt werden. Die Wahl des Brunnendurchmessers richtet sich vor allem nach der Zusammensetzung des Untergrundes und der erwarteten oder bekannten Bodendurchlässigkeit. Bei mittlerer Durchlässigkeit $k = 0,0008 - 0,0025$, hat es sich als zweckmäßig erwiesen, als Filterdurchmesser 150 mm zu wählen. Die hier in Frage kommenden Sande und feinen Kiese machen im allgemeinen die Anwendung der Kies-schüttung entbehrlich und es genügt eine Bohrrohrweite von 200 mm. Derartige Bohrrohrdurchmesser gestatten ein schnelles Bohren auch mit Handbetrieb, so daß die Bohrkosten gering bleiben. Die übliche Weite des Einhängers oder Saugers von 95 mm ermöglicht die Förderung des bei den genannten mittleren k -Werten auftretenden Wasserandranges anstandslos, d. h. ohne daß unwirtschaftlich große Geschwindigkeiten, die Druckhöhenverlust verursachen, auftreten. Bei kleineren, unter 0,0008 liegenden k -Werten hat es sich als notwendig erwiesen, daß die Filterrohre mit einem künstlichen Kiesmantel, dem Kiesfilter, umgeben werden. Solche Kiesfilterbrunnen werden mit größerem Bohrrohrdurchmesser hergestellt, so daß zwischen Filterrohr und Bohrrohr genügend Platz für den Kiesmantel, dem eine Mindestdicke von 7,5 cm gegeben werden sollte, verbleibt. Wird bei wenig durchlässigem Boden kein Kiesfilter angewandt, so berührt der natürliche Untergrund das Filterrohr. Das Fassungsvermögen des Brunnens hängt demnach vom Halbmesser des Filterrohres ab und dem Höchstgefälle der betreffenden Bodenart. Enthält der Untergrund tonige Beimengungen, so besteht, die Gefahr des Verstopfens der Filtertresse, des Zuwachsens des Filters. Bei Anwendung des Kiesfilters kann das Filterrohr mit größerem Metallgewebe (Tresse, Köpergewebe) bespannt werden. Das Fassungs-

vermögen des Brunnens hängt jetzt vom Halbmesser der äußeren Zylinderfläche des Kiesfilters ab. Werden feine Teilchen des Untergrundes bei Betriebsbeginn mit durch den Kiesmantel gerissen, so können sie sich durch die gröberen Maschen des Filterrohres hindurch bewegen und ein Verstopfen des Filterrohres tritt nicht ein. Der Kiesmantel hat den dreifachen Zweck, einmal das Fassungsvermögen des Brunnens (Filterrohres) zu erhöhen, ferner der nach dem Filterrohr zu anwachsenden Wassergeschwindigkeit die Korngröße des durchströmten Bodenmaterials anzupassen und schließlich das Festsetzen anfänglich etwa mitgerissener Bodenteilchen zu verhindern. Bei sehr feinem und wenig durchlässigem Untergrund wird die Stärke des Kiesfilters vergrößert und der Kiesmantel unter Verwendung besonderer Schüttrohre in mehrere konzentrische Abschnitte abgestuft, wobei die einzelnen Abschnitte von außen nach innen hin anwachsende Korngrößen erhalten. Außen bei der Berührung mit dem gewachsenen Untergrund muß die Korngröße so gewählt werden, daß keine gefährlichen Bodenbewegungen eintreten können; auf der Innenseite soll sich die Korngröße der erhöhten Wassergeschwindigkeit und der Konstruktion des Filterrohres anpassen.

Weist der Untergrund große Durchlässigkeit ($k > 0,0025$) auf, so wächst das Fassungsvermögen des Brunnens so an, daß bei einem Filterrohr mit $\varnothing = 150$ mm und einem Einhänger mit $\varnothing = 95$ mm der Einhänger zur Förderung der zuströmenden Wassermenge zu klein wird. Es ist in solchen Fällen notwendig, um ein Einhängerrohr von genügender Weite einbauen zu können, den Filterrohrdurchmesser zu vergrößern, und zwar so, daß das Fassungsvermögen des Brunnens und die Leistung des Einhängers gleich wird. Die hierbei notwendige Vergrößerung des Bohrerrohrdurchmessers hat zugleich den Vorteil, daß die Bohrschwierigkeiten, die durch das Auftreten größerer Gerölle im sehr durchlässigen Boden entstehen können, vermieden oder doch sehr eingeschränkt werden.

Vorstehende Ausführungen zeigen, daß die Brunnenkonstruktion, insbesondere der Brunnendurchmesser in erster Linie vom Untergrund abhängt, so daß es falsch ist, alle Absenkungen mit einem Normalgerät zu versuchen (vgl. auch Abschnitt VIII A 1).

4. Mißerfolge und deren Ursachen bei ungenügender, nicht rechtzeitiger Klärung der Eigenschaften des Untergrundes.

Die Mißerfolge und Schwierigkeiten, die mitunter bei Vorhandensein feiner Bodenarten bei Grundwasserabsenkungsanlagen eingetreten sind, haben ihren Grund nur darin, daß die Anlage selbst den besonderen eigenartigen Verhältnissen nicht angepaßt war. Dies gilt von der Wasserfassungsanlage, mehr noch aber von der Wasserförderungsanlage. Es

wurden die zur Förderung von großen Wassermengen geeigneten Kreiselpumpen benutzt; sie pumpten das in der Rohrleitung und in den Brunnen befindliche Wasser sehr schnell aus. Der Wasserzufluß geschah im feinen Sande nur langsam; das in der Nähe der Brunnen befindliche Wasser konnte noch verhältnismäßig schnell nachströmen, doch war der Inhalt des sich um die Brunnen bildenden, sehr steilen Trichters ebenfalls bald erschöpft, oder die Saughöhe der Pumpen erreicht und es fand Abreißen des Wasserfadens statt. Die Pumpen wurden dann mehr oder weniger stark gedrosselt, wodurch es gelang, die Entnahme dem allmählichen Zufluß anzupassen, oder es wurde durch Kunstgriffe — Zurücklaufenlassen von Wasser aus der Druckleitung in die Saugleitung, oder Saugenlassen der Pumpen aus offenem Wasser —, ein ungestörter Betrieb der Pumpen ermöglicht, allerdings in durchaus unwirtschaftlicher Weise.

Ganz besonders haben sich diese Erscheinungen bemerkbar gemacht bei Probeversuchen mit nur wenigen Brunnen; sie waren im Verein mit der Beobachtung, daß zwar in den Brunnen selbst der Wasserstand sehr tief abgesenkt war, aber schon in der näheren Umgebung der Brunnen keine nennenswerte Absenkung mehr wahrgenommen wurde, mitunter der Grund dafür, daß in solchen Fällen von der Anwendung der Grundwasserabsenkung Abstand genommen wurde.

Verhältnismäßig leichter gestaltete sich in dieser Hinsicht die Ausführung der Grundwasserabsenkungsanlagen bei Vorhandensein größeren, kiesigen Sandes, also bei großer Durchlässigkeit. Für die zu entnehmenden großen Wassermengen mußten sowohl genügend weite Rohrleitungen verlegt werden, um die Wassermengen mit zulässigen Geschwindigkeiten hindurchzuleiten und die Reibungsverluste in zulässigen Grenzen zu halten, als auch gleichzeitig genügend große Pumpen oder eine genügend große Anzahl angeschlossen werden. Schwierigkeiten sind hier nur aufgetreten, wenn die ganze Anlage von Anfang an unter Annahme zu geringer Wassermengen zu klein dimensioniert war. Sehr bald jedoch wurde dann eingesehen, daß es nur auf das Vorhandensein der nötigen Kraft ankomme, und man schritt dann zum Einbau größerer Maschinen, um größere Wassermengen entnehmen zu können.

Bei Anlagen im feinen Untergrunde nützte, wenn es hier nicht möglich war, die nötige Absenkungstiefe zu erreichen, ein stärkeres Auspumpen nichts, denn sehr bald wurde die für die Pumpen zulässige Saughöhe erreicht, und diese liefen Gefahr abzureißen.

In beiden Fällen griff man häufig zu dem Mittel, den Wasserstand in der Baugrube durch Oberflächenpumpen weiter zu senken. Es wurden hierzu entweder besondere Pumpen aufgestellt, oder es wurden, und dies besonders bei Anlagen im feinen Sande, wenn die Pumpen nicht

ausgenutzt waren, Anschlüsse von der Saugleitung der Grundwasserabsenkungsanlage zu offenen Pumpensümpfen hergestellt, und es gelang, durch derartige Notbehelfe die Bauausführung zu ermöglichen.

Vielfach wurde daher auch schon auf die Möglichkeit eines derartigen Anschlusses bei Verlegung der Saugleitung der Grundwasserabsenkungsanlage Rücksicht genommen. Jedenfalls bedeutet dieser Vorgang eine Verquickung der alten mit einer neueren und besseren Methode der Trockenlegung von Baugruben, und es ist zweckmäßiger, in der Art der Ausführung der Grundwasserabsenkungsanlage selbst die Möglichkeit eines später nötig werdenden Ausbaues oder einer Verstärkung vorzusehen.

5. Die Absenkungszeit.

Beachtenswert ist ferner der Einfluß der Durchlässigkeit des Untergrundes auf die Zeit, die nötig ist, um eine bestimmte Absenkungstiefe zu erreichen. Für die endgültige Absenkung muß aus einem gewissen Rauminhalt des Untergrundes das Wasser völlig entleert werden. Die Entleerung geht so vor sich, daß das Wasser zuerst aus der nächsten Umgebung der Anlage entnommen, und dadurch zunächst ein geringes Spiegelgefälle erzeugt wird, und ein geringer Zufluß aus der weiteren Umgebung stattfindet. Mit der allmählich größer werdenden Absenkung und dem größer werdenden Spiegelgefälle nimmt jedoch der Zufluß zur Entnahmestelle von außen her immer mehr zu, bis schließlich Entnahme und Zufluß gleich werden, und so bei einer bestimmten Absenkungstiefe ein Beharrungszustand eintritt. Die Zeit bis zum Eintreten dieses Beharrungszustandes, bzw. bis zur völligen Entleerung des Untergrundes für eine bestimmte Absenkungstiefe wird eine um so längere sein, aus je feinerem Material der Untergrund besteht; denn aus feineren Sanden können in der Zeiteinheit nur geringere Wassermengen entnommen werden als aus gröberen.

Mit der Einleitung der Grundwasserabsenkung muß daher bei feinem Untergrunde schon an einem früheren Termin begonnen werden, um den nötigen Vorsprung vor den Bauarbeiten zu haben, als bei gröberem Untergrunde.

Die Zeit kann für eine Grundwasserabsenkungsanlage auch noch in anderer Weise eine Rolle spielen. Findet die Wasserentnahme aus einem größeren Grundwasserbecken statt und übersteigt sie dessen von irgendwoher stammende Zuflüsse, so wird durch allmähliche Ausleerung dieses gewissermaßen ein geschlossenes Becken bildenden Grundwasserinhalts, und die damit zusammenhängende allgemeine Senkung der Spiegelfläche auch eine allmählich größer werdende Absenkung an der Baustelle selbst hervorgerufen werden; diese Erscheinung würde sich besonders in einem Grundwasserbecken bemerkbar machen, dessen Ergänzung lediglich durch die Niederschläge erfolgt.

Eine allmählich sich immer weiter ausbreitende und außerordentlich weit reichende Beeinflussung des natürlichen Grundwasserspiegels ist bei Grundwasserabsenkungsanlagen, ebenso wie bei Wassergewinnungsanlagen, häufig beobachtet worden, und hat sich hier sowohl in der Beeinflussung sehr weit entfernt liegender Brunnen, als auch darin gezeigt, daß das Wiederansteigen des gesenkten Grundwasserspiegels bis zu der alten Höhe oft viele Monate in Anspruch genommen hat.

6. Undurchlässige Schichten und solche von geringer Durchlässigkeit.

Besondere Beachtung verdienen undurchlässige Schichten, sei es nun, daß sie in dem Bereich des Untergrundes liegen, der schließlich entwässert werden soll, oder tiefer als die Fundamentsohle des Bauwerkes. Sie machen Abweichungen in der Aufstellung der Filter oder auch in der Ausgestaltung der ganzen Anlage nötig und sollen daher im folgenden besprochen werden. Das Gleiche gilt von den sehr feinen Sandschichten, die das Wasser nur sehr schwer abgeben und die besonders in der Form des „Schwimmsandes“ die Trockenlegung von Baugruben außerordentlich erschweren.

a) Undurchlässige Schicht über der Sohle des Bauwerkes.

Finden sich eingelagerte, undurchlässige Schichten, die höher liegen als die Fundamentsohle, so daß zwar die Filter in der dem Bauwerk

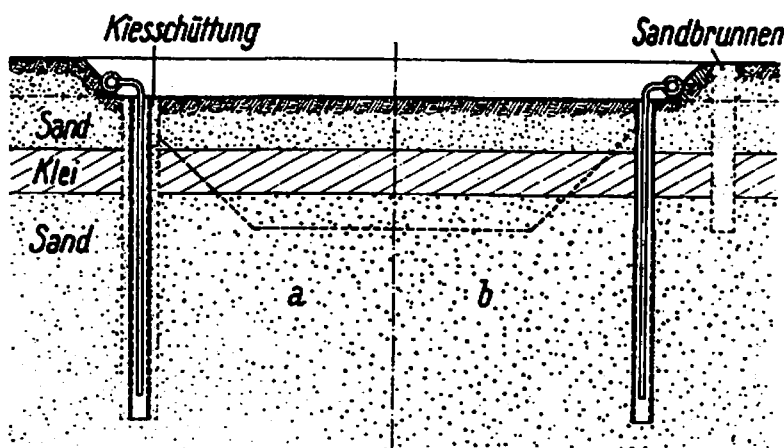


Abb. 52. Undurchlässige Schicht über der Baugrubensohle.
a = Verbindung der wasserführenden Schichten durch Kiesumbrunnen; b = Verbindung der wasserführenden Schichten durch „Sandbrunnen“.

angemessenen Stellung wieder im Sande stehen, so sind doch besondere Vorkehrungen nötig, um die über der undurchlässigen Schicht liegenden Sandschichten ebenfalls zu entwässern. Es ist entweder Kiesumbrunnen zur Anwendung gekommen, um die oberen Schichten mit den unteren in

Verbindung zu bringen, oder aber besser wurden außerdem derartig lange Filter gewählt, daß sie sowohl die oberen als auch die unteren Schichten gleichzeitig entwässern konnten (Abb. 52, a). Wenn solche eingelagerten undurchlässigen Schichten beim Bohren selbst der Aufmerksamkeit entgangen waren — sie können manchmal auch schon

bei nur äußerst geringer Stärke eine völlige Trennung von zwei verschiedenen Wasserschichten hervorrufen —, so hat man sich, da beim Bohren der Brunnen und Einsetzen der Filter nicht darauf Rücksicht genommen war, dadurch geholfen, daß man die obere mit der unteren Schicht durch mit Kies ausgefüllte Bohrungen — Sandbrunnen — in eine durchlässige Verbindung brachte (Abb. 52, b).

Diese Maßnahme hat auch dann getroffen werden müssen, wenn nach zeitweiliger Außerbetriebnahme einer Anlage und Überschwemmung der Baugrube eine Absenkung nach Wiederinbetriebnahme nicht erreicht werden konnte, weil sich bei lehmhaltigem Wasser eine zwar sehr dünne, aber doch vollkommen undurchlässige Lehmschicht auf dem Boden der Baugrube abgesetzt hatte. Man beobachtete dann in den Beobachtungsbrunnen ein allmähliches Sinken des Grundwasserspiegels, während in der Baugrube das Wasser auf derselben Höhe stehen blieb.

Bei Vorhandensein derartiger eingelagerter Schichten ist ein Verlängern der Filter aus der unteren in die obere Sandschicht hinein auch deswegen zweckmäßig, weil vielleicht über der undurchlässigen Schicht ein dauernder Zufluß stattfindet, der unabhängig von dem unteren ist. Dies kann leicht eintreten, wenn die undurchlässige Schicht sich weit hin erstreckt.

Eine hierauf beruhende, unangenehme Erscheinung wurde bei der Grundwasserabsenkungsanlage für den Neubau der Schleuse bei Grütz in der Nähe von Rathenow bei der Havelregulierung beobachtet; nach Eintreten von Hochwasser wurden die oberhalb gelegenen Wiesen überschwemmt, und von dort aus fand auf der undurchlässigen Schicht ein starker Zufluß statt, der durch den aufgeschütteten Schutzdamm hindurchdrang.

Ganz ähnliche Erscheinungen können auch dann eintreten, wenn keine undurchlässigen Schichten vorhanden sind, jedoch zwischen feineren Sanden eine Schicht gröberer Sandes oder Kieses eingelagert ist, in der ein leichter Zufluß möglich ist. Auch hier ist die Verlängerung der Filter nach oben hin vorteilhaft oder nötig.

Bei Einlagerung undurchlässiger Schichten hat das unter der undurchlässigen Schicht befindliche Grundwasser häufig artesischen Eigenschaften. Besonders ist dies der Fall, wenn undurchlässige Schichten schon von der Geländeoberkante aus beginnen und größere Mächtigkeit haben. Bei den Berechnungen ist darauf Rücksicht zu nehmen. Besonders in unmittelbarer Nähe der Ostsee und Nordsee finden sich derartige Schichten von außerordentlich großer Mächtigkeit. So reicht z. B. an den Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals in Brunsbüttelkoog eine Lettenschicht von der auf etwa + 20,50 über Kanal-Null liegenden Terrainoberfläche bis zu einer Tiefe von + 2,00 hinab. Die Wirkung

der Grundwasserabsenkungsanlage besteht dann zunächst nur in einer Druckverminderung des gespannten Wassers, und es besteht ferner der Vorteil, daß bis zu einer gewissen Tiefe der Aushub ohne Grundwasserabsenkung stattfinden kann, und erst von einer Tiefe aus, wo etwa ein Durchbruch des Wassers durch den unter der ausgehobenen Sohle noch stehen gebliebenen Teil der undurchlässigen Schicht befürchtet werden muß, der Einbau der Grundwasserabsenkungsanlage nötig wird.

Abb. 53 soll diese Verhältnisse verdeutlichen. Innerhalb der Kleischicht kann zunächst ohne Brunnenanlage bis zur Tiefe t unter der Spiegelfläche des gespannten Grundwasserträgers ausgeschachtet werden.

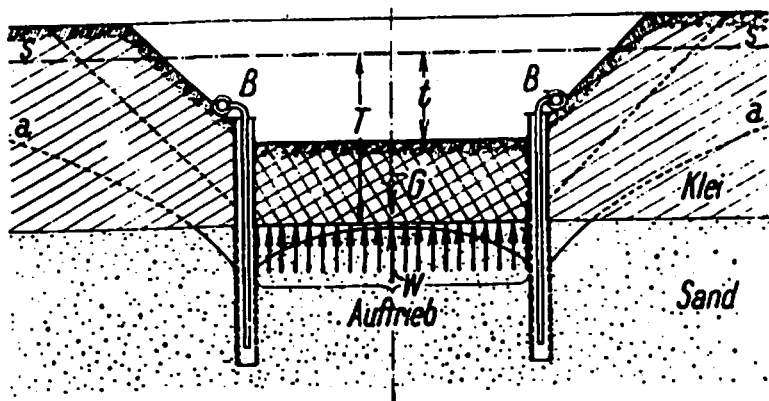


Abb. 53. Beseitigung einer Kleischicht unter dem Schutze einer Grundwasserabsenkungsanlage. Darstellung der Baugrubentiefet, bei deren Erreichung die Brunnen in Betrieb genommen werden müssen.

Ein Durchbrechen der unter der bis dahin erreichten Bausohle noch anstehenden Kleilage von der Dicke $T - t$ findet nicht statt, sofern das Gewicht dieser Kleilage $G \geq$ dem Auftrieb W ist. Mit Hilfe der Brunnen B kann eine Entspannung der ursprünglichen Steig-

höhe $s - s$ des gespannten Grundwassers durchgeführt werden und es ist sodann möglich, die Kleischicht gänzlich zu entfernen und beispielsweise die Baugrube endgültig bis zur Tiefe T auszuheben. Als Beispiele von Bauausführungen unter Anwendung derartiger Grundwasserabsenkungen seien genannt:

- Die neue Schleuse in Brunsbüttelkoog,
- die neue Schleuse in Ostende,
- die Nordschleuse in Bremerhaven,
- die Gründung des neuen Bühnenhauses für das Stadttheater Hamburg,
- die neue Zwillingsschleuse in Fürstenberg a. Oder,
- das große Trockendock der Neederlandsche Dockmatschappij bei Amsterdam.

b) Undurchlässige Schicht unter der Bauwerksohle.

Ein Sonderfall liegt auch dann vor, wenn die undurchlässige Schicht verhältnismäßig dicht unter der Höhe der späteren Fundamentsohle ansteht, und die zu treffenden Maßregeln hängen davon ab, ob die Schicht sehr stark oder nicht sehr stark ist. Ist die Stärke der undurchlässigen

Schicht groß genug, um den Druck des sich darunter etwa in Spannung befindlichen Wassers aushalten zu können, so werden die Brunnen nur bis zur undurchlässigen Sohle gebohrt, und die Filter bleiben oberhalb der undurchlässigen Schicht. Anderenfalls müssen die Filter auch in die unter der undurchlässigen Schicht sich befindenden Sandschichten hinabgeführt werden, um dort die nötige Druckverminderung herbeizuführen. Um eine derartige Verlängerung der Brunnen zu ersparen, und auch das Fördern von vielleicht großen Wassermengen aus größeren Schichten, das durch die eigentliche Trockenlegung der Baugrube nicht bedingt ist, zu vermeiden, ist man auch zu folgender Ausführung geschritten. Man ließ in der Mitte der Baugrube einen Erdkern zur Belastung der undurchlässigen Schicht stehen und trug ihn erst entsprechend dem allmählichen Ausbau der Fundamentsohle ab. Ein derartiger Bauvorgang, der dem früher verschiedentlich angewendeten Stehenlassen einer Wasserlast über der undurchlässigen Schicht in der Grube gleichkommt, wurde beim Bau der neuen Schleuse am Lehnitzsee bei Oranienburg des Großschiffahrtsweges Berlin-Stettin angewendet.

Die seitliche Erstreckung der undurchlässigen Schicht über die Baustelle hinaus spielt natürlich eine große Rolle. Ist die Erstreckung keine sehr große, befindet sich die Baustelle gewissermaßen auf einer Scholle, so kann unter Umständen durch die oben stattfindende Absenkung schon eine genügende Druckverminderung unter der undurchlässigen Schicht erreicht werden. Es soll hier nicht näher auf derartige, bei praktischen Fällen mannigfach wechselnde Verhältnisse eingegangen werden. Zu ihrer Klärung sind im Gebiet der Baustelle eingehende Vorarbeiten in Gestalt von Probebohrungen und Probeabsenkungen zu empfehlen (vgl. auch V B 3 u. 6).

Wenn sich eine starke undurchlässige Schicht unmittelbar oder sehr dicht unter der späteren Fundamentsohle befindet, so daß die Filter nur oberhalb aufgestellt werden, so ergeben sich besondere Schwierigkeiten für die eigentliche Absenkung, d. h. die Trockenlegung der Baugrube. Die Höhe der wasserführenden Schicht H ist dann sehr klein; bei Absenkung des Grundwasserspiegels werden die Brunnen immer seichter, es fehlt die nötige Druckhöhe, um die Geschwindigkeiten zu erzeugen, die zum Eintritt des Wassers in die immer niedriger werdende Zylinderfläche des Filters nötig ist. Um bis zur Fundamentsohle bzw. bis zur undurchlässigen Schicht abzusenken, müßte, wie früher erwähnt, die Geschwindigkeit unendlich groß werden, um die Wassermenge durch den dann gleich Null gewordenen Querschnitt hindurchzutreiben.

In Wirklichkeit tritt infolge der geringen Höhe der wasserführenden Schicht H ein verhältnismäßig schnelles Sinken des Wasserspiegels in den Brunnen und in der näheren Umgebung ein, aber, da nur ein langsamer Zufluß stattfindet, tritt die Gefahr des Abreißen für die Pumpen

ein; sie müssen durch Drosselung so geregelt werden, daß die Entnahme dem noch möglichen Zufluß entspricht. Die bei solchen Fällen angewendeten Hilfsmittel sind folgende.

Man bringt zunächst weitere Brunnen nieder, um die Eintrittsfläche zu vergrößern; die Abhilfe ist jedoch nur gering. Wirksamer ist

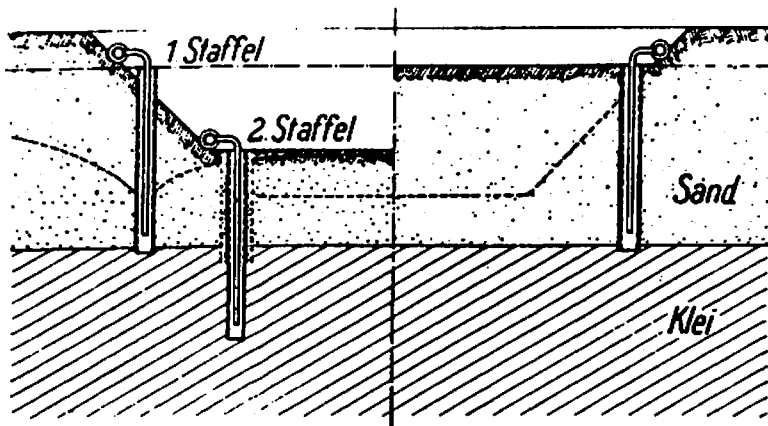


Abb. 54. Undurchlässige Schicht dicht unter der Baugrubensohle.

ein Tieferbohren der Brunnen in die undurchlässige Schicht hinein und Einsetzen eines von der Filterunterkante aus nach unten hin angesetzten Rohrstückes. Dieses wirkt dann als Bassin und erleichtert so die Regulierung der Pumpen. Außerdem werden

die Brunnen in möglichst großem Umfange mit einer bis zur Unterseite der Brunnen reichenden Kiesumschüttung versehen (Abb. 54). Dadurch werden die Höhenunterschiede vergrößert und eine größere Wasserentnahme ermöglicht.

Eine vollständige Trockenlegung der Baugrube ist mitunter nur mit Hilfe einer die Brunnenanlage ergänzenden offenen Wasserhaltung möglich.

c) Sehr feiner Schlif- oder Schwemmsand und Schwimmsand.

Ganz besondere Schwierigkeiten treten auf bei Vorhandensein des sehr feinen Schlif- oder Schwemmsandes. Es müssen außerordentlich feine Filtergewebe gewählt werden, und aus den Brunnen können nur sehr geringe Wassermengen entnommen werden, da die Durchflugeschwindigkeit des Wassers bei normalen Druckhöhen eine äußerst geringe ist. Die Absenkung selbst wird nur ganz allmählich vorschreiten. Die Ausgestaltung der gesamten Anlage hat unter sorgfältiger Berücksichtigung der für feine Sande gegebenen Gesichtspunkte zu erfolgen. Insbesondere sind zur Vergrößerung des Fassungsvermögens sehr große Brunnendurchmesser (Bohrrohrdurchmesser) zu wählen und Kiesschüttungen großer Dicke und in mehreren Abstufungen in Erwägung zu ziehen.

Unter Umständen kann bei sehr feinkörniger Beschaffenheit dieses Sandes eine Absenkung unmöglich werden. Eine irgendwie nennenswerte Entnahme kann nicht stattfinden, da der Sand das Wasser wie ein Schwamm festhält. Hier überwiegen die Molekularkräfte, besonders

die Adhäsion, so daß die zur Verfügung stehende Druckhöhe nicht ausreicht, um eine Bewegung hervorzurufen. Es möge verwiesen werden auf die schon erwähnten Ausführungen Luegers⁵⁵. Derartige Bodenarten bilden in hydrologischer Beziehung gewissermaßen einen Übergang zu den undurchlässigen Bodenarten. Eingelagerte Schichten zeigen in ihrem Verhalten bei der Absenkung ähnliche Erscheinungen wie sie bei Vorhandensein eingelagerter undurchlässiger Schichten besprochen wurden. Eine Erleichterung der Absenkung ist dann möglich, wenn unterhalb der feinen Schwemmsandschicht (Schwimmsand) eine Schicht größerer Durchlässigkeit auftritt. Dann ist es empfehlenswert, die Brunnen bis in diese Schicht zu verlängern. Es ist anzustreben, wenigstens die obere Lage dieser Schicht trockenulegen bzw. den Grundwasserspiegel bis unter die obere Begrenzungsfläche der Schicht herabzuziehen. Die darüber befindliche schwer zu entwässernde Schicht wird dann auch von unten her belüftet und trocknet so allmählich aus. Ein Beispiel hierfür ist, wie schon erwähnt wurde, die Absenkung bei der dritten Schleuse in Wemeldinge (Holland), wo die Verlängerung eines Teiles der Brunnen in tiefere durchlässige Schichten wesentlich zur Trockenlegung des sehr tonhaltigen Untergrundes beitrug.

C. Fremde Beimengungen im Wasser (Eisen, Gase, Säuren).

1. Ältere Erfahrungen.

Unter den im Wasser enthaltenen Beimengungen ist in Hinsicht auf Grundwasserabsenkungen besonders dem Vorkommen von Eisen Beachtung zu schenken. Die schädliche Wirkung desselben zeigt sich in einem Versetzen der feinen Filtergewebe, das je nach dem Gehalt an Eisen langsamer oder schneller eintreten kann und ein allmähliches Nachlassen der Wasserentnahme aus dem Brunnen zur Folge hat.

Im Wasser enthaltene und mit ihm zusammen geförderte Gase verringern das Vakuum der Pumpen, was bei größeren Mengen durch die verringerte Saugwirkung der Pumpen auch eine bedeutend geringere Absenkung zur Folge haben kann. Nächst dem wirken sie zerstörend auf die Rohrleitungen und auf die Pumpen; vor allem ist es die Kohlensäure, die besonders Schmiedeeisen angreift, jedoch auch Gußeisen und Rotguß.

Ebenso wirkt Schwefelwasserstoff außerordentlich zerstörend. Das Vorkommen in großen Mengen wurde zum Beispiel bei der im folgenden noch ausführlich zu besprechenden Grundwasserabsenkungsanlage für den Bau der neuen Seeschleuse in Emden beobachtet. Die Rohrleitungen wurden durch einen Asphaltanstrich geschützt, der in gewissen Zwischenräumen erneuert werden mußte; ebenso wurden die Pumpen mit

einem Schutzanstrich versehen. Besonders angegriffen wurden die Lauf-
räder der Kreiselpumpen; sie mußten sehr bald ausgewechselt werden,
und es wurden solche aus Bronze eingesetzt, die sich besser bewährten.
Auch die Wellen wurden sehr bald an den innerhalb der mit Wasser-
abdichtung versehenen Stopfbüchsen liegenden Stellen zerfressen; bei
Verwendung von Wellen aus Deltametall wurden keine besseren Re-
sultate erzielt. Bewährt hat sich das Überziehen von Bronzebüchsen
über die Wellen innerhalb der Stopfbüchsen.

2. Erfahrungen bei der Grundwasserabsenkung beim Bau der Doppelschleuse Wesermünde.

Von Wichtigkeit sind die Beobachtungen und Versuche, die vom
Neubauamt für die Erweiterung des Fischereihafens Wesermünde-
Geestemünde anlässlich der Grundwasserabsenkung beim Bau der
Doppelschleuse in Wesermünde-Geestemünde⁶⁹ hinsichtlich des Ver-
haltens der Grundwasserabsenkungsanlage und insbesondere verschie-
dener Brunnenkonstruktionen bei dem dortigen stark eisen- und schwefel-
säurehaltigen Grundwasser angestellt wurden.

Die Untersuchung einer Grundwasserprobe hatte folgendes Ergebnis:

Abdampfrückstand bei 110° C	= 7100,0	mg	im	Liter
Glührückstand	6440,0	„	„	„
Glühverlust	660,0	„	„	„
Organische Substanz	294,5	„	„	„
Kaliumpermanganatverbrauch	58,9	„	„	„
Kieselerde (SiO ₂)	3,2	„	„	„
Schwefelsäure (H ₂ SO ₃)	360,1	„	„	„
Chlor (Cl)	3521,6	„	„	„
Salpetersäure	—			
Salpetrige Säure	—			
Ammoniak (NH ₃)	0,08	„	„	„
Eisenoxyd (Fe ₂ O ₃)	29,0	„	„	„
Tonerde (Al ₂ O ₃)	3,1	„	„	„
Kalk (CaO)	311,2	„	„	„
Magnesia (MgO)	305,2	„	„	„

Das Wasser ist also stark eisen- und säurehaltig. Es enthält mithin
Stoffe, die auf eine Grundwasserabsenkungsanlage nachteilig einwirken
und insbesondere Eisenteile angreifen können.

Bei der Versuchsanlage, bei welcher 14 Stück Tressebrunnen nor-
maler Bauart zur Verwendung kamen, konnten nach rd. 8½ Monaten
Betriebsdauer (13. November 1920 bis 22. Juli 1921) die Brunnen zum
überwiegenden Teil einschließlich der Tresse in brauchbarem Zustand
wiedergewonnen werden. An der Tresse zeigte sich beginnende schwarze
Verkrustung mit Schwefeleisen, die wahrscheinlich die Durchlässigkeit
der Tresse beeinträchtigt hat. In den Druckrohren zeigten sich ringsum

Schlammablagerungen von hellbrauner Farbe und von sehr wechselnder Stärke (im Mittel 1 cm). Da Sandablagerungen nirgends beobachtet wurden, kann angenommen werden, daß während der genannten Betriebszeit (8½ Monate) gefährliche Zerstörungen an den Brunnen nicht eingetreten sind.

Wesentlich ungünstiger gestalteten sich die Verhältnisse bei der eigentlichen Grundwasserabsenkungsanlage. Hier zeigte sich nach etwa einjähriger Betriebszeit der unteren Staffel eine Abnahme der Absenkungstiefe von — 14,20 auf — 11,00, trotz ständig steigendem Vakuum der Pumpen (zeitweise 8,6 m). Diese Erscheinung ließ erkennen, daß eine Störung der Wasseraufnahmefähigkeit der Brunnen die Hauptursache sein müsse.

Anfänglich unternommene mechanische (Spülung mit Hilfe einer kolbenartigen Vorrichtung) und chemische (Behandlung mit Salzsäure, bis 50 l je Brunnen) Reinigungsversuche brachten keine Abhilfe, so daß sich die Bauverwaltung entschließen mußte, die als schadhaft erkannten Brunnen zu ziehen und nach Reinigung der noch brauchbaren Teile neuzusetzen. Da wegen des Fortschritts der Bauarbeiten die Brunnenzahl verkleinert werden konnte, so kam man, abgesehen von der Neubeschaffung einer gewissen Menge von Filtertresse, mit dem vorhandenen Gerät aus. Im Laufe der Betriebszeit mußten sämtliche Brunnen der Staffel auf — 8,80 gezogen und, wie beschrieben, neu gesetzt werden. Die Schäden an den Brunnen bestanden in Zerstörungen der Filtertresse, die verschiedentlich durchlocht war und in noch höherem Maße in Anfressungen der Filterrohre und ferner in einer sehr weit vorgeschrittenen Verkrustung des Zwischenraumes zwischen Tresse und Filterrohr. Außen an der Tresse und innen am Filterrohr waren derartige Ablagerungen nicht zu finden. Die Verkrustung setzte sich aus einem schwarzem Schlamme, der durch chemische Analyse als Schwefeleisen und Schwefelkupfer festgestellt wurde, und darüber aus einem braunen Schlamm zusammen, der auf Grund der Analyse als Eisenhydroxyd ermittelt wurde.

Das Vorkommen von Schwefeleisen und die Art der Zerstörungen zeigen an, daß elektrolytische Vorgänge die Ursache der Schäden sind. Daneben spielt noch die Verockerung infolge Ausscheidens von Eisenhydroxyd eine verschlimmernde Rolle.

Die elektrolytischen Vorgänge beruhen auf der Verwendung zweier Metalle (Eisen und Kupfer) bei den Brunnen und in dem starken Säuregehalt des Wassers. Die Ausscheidung von Eisenhydroxyd erfolgt bei eisenhaltigem Wasser stets in starkem Maße bei dem Durchströmen der Filterwand, da hier lebhafter Luftzutritt stattfindet. Gegen diese Verockerung kommt als abschwächendes Mittel nur ein möglichst gleichmäßiger Betrieb der Brunnen in Frage, unter möglichster Ver-

meidung des Abreißen der Wassersäule durch Luftansaugen. Ein scharfes Abpumpen, das zeitweise in Geestemünde eingetreten ist, wie das sehr hohe Vakuum erkennen läßt, hat sicherlich eine schädliche Wirkung

Zahlentafel 3. Zusammenstellung der Versuchsbrunnen

1	2	3	4	5	6	7	8
Lfd. Nr.	Abbildung	Art des Filters	Material	Lichte	äußerer	Tag der	
				Weite des Filters	Ø der Kiesel-schüt-tung	Her-stel-lung	Be-obach-tung
				mm	mm		
1	a	Behelfsmäßiger Holzbrunnen der Bauverwaltung mit Kiesfilter	Tannenholz auch b. d. Aufsatzrohr und Nägel aus Eisen	150	400	22. 3. 23	25. 3. 24
2	b	Wißmannsche Holzstabfilter v. Büge u. Heilmann (Berlin) ohne Tresse ohne Kiesfilter	Eiche, Verbindungsringe aus Eisen, Aufsatzrohr Eisen	150	—	20. 4. 23	20. 3. 24
3	c	Wißmannsche Holzstabfilter v. Büge u. Heilmann (Berlin) mit Tresse mit Kiesfilter	Eiche, Verbindungsringe aus Kupfer, Kupfertresse, Aufsatzrohr Holz (wahrscheinlich Eiche)	150	300	28. 4. 23	19. 3. 24
4	d	Bohlmann-Filter (Fa. Bohlmann Oldenburg) mit Kiesfilter	Holz (Art unbekannt) Messingdrahtgewebe	150	400	6. 7. 23	8. 2. 24
5	e	Baßmann-Rohr ohne Kiesfilter	Betondrainage-rohrausporösem Bimsbeton, Aufsatzrohr Holz	150	—	19. 4. 23	30. 1. 24
6	f	Gurocelfilter d. Hansawerke (Haiger, Dillkr.) ohne Kiesfilter	Kieselgur-Rohr, Aufsatz-Rohr aus Holz	150	—	—	—
7	g	Gewöhnlicher Rohrbrunnen lackiert mit Kiesfilter	Eisen, lackiert f. Filter- u. Aufsatzrohr, Kupfertresse	150	300	—	—
8	h	Gewöhnlicher Rohrbrunnen mit elektr. Gegenstrom	wie vor, unlackiert, Gegenpol: gelochtes Eisenrohr	150	300	—	—

durch Verstärkung der Verockerung. Bemerkenswert sind die Versuche der Bauverwaltung, eine geeignete Brunnenkonstruktion zu finden, bei der die elektrolytische Wirkung vermieden wird.

in Wesermünde-Geestemünde.

9	10	11	12	13	14	15	
Alter am Tage der Be- obach- tung Monate	Lei- stung bei der Be- obach- tung 1/sek	Wider- stands- höhe m	Fassung- vermögen des Brunnens	$f = 2x_0 \pi y_0 \frac{\sqrt{k}}{15}$		Überbe- anspruch- ung gegen- über Spalte 12 %	Zustand am Schluß des Versuchs
			unter Berück- sichtigung des Kiesfilters 1/sek	ohne Berück- sichtigung des Kiesfilters 1/sek			
12	9,7	3,9	7,7	2,88	+ 26	n. 1 Jahr zu- sammen- gestürzt wegen Zer- störung der Eisenteile	
11	2,9	4,1	2,88	2,88	± 0	einwandfrei gezogen, eiserne Bänder angefressen	
11	6,1	2,8	5,76	2,88	+ 5,9	nicht gezogen aber keine wesentlichen Zerstörungen	
7	3,5	4,5	7,7	2,88	- 54,5	do.	
9	3,3	5,4	2,88	2,88	+ 14,6	do.	
keine brauchbaren Ergeb- nisse			2,88	2,88	—	einwandfrei gezogen	
wegen zu kurzer Betriebs- zeit keine brauchbaren Ergebnisse			5,76	2,88	—	—	
do.			5,76	2,88	—	—	

Bei den Versuchen wurden 8 verschiedene Filterkonstruktionen verwendet, die in vorstehender Zahlentafel 3 unter Angabe der Leistung und Widerstandshöhen* der Filter nach einer bestimmten Beobachtungszeit zusammengestellt sind.

Zu den laufenden Nummern 7 und 8 ist zu bemerken, daß die Leistung eines eisernen normalen Rohrbrunnens etwa 3 l/sek betrug. In Abb. 55 sind die Versuchsbrunnen in Ansicht und im Schnitt durch den Filter dargestellt.

Bei dem Ergebnis der Versuche fällt die geringe Leistung der Bohlmannfilter auf, die im wesentlichen ähnlich dem Behelfsbrunnen der Bauverwaltung konstruiert sind. Ob die Ursache in einer unzureichenden Zusammensetzung des Kiesfilters liegt, ist nicht ersichtlich. Wahrscheinlicher ist die Annahme, daß wegen Anschluß der Brunnen an eine gemeinsame Saugleitung die Brunnen durch die Pumpe nicht gleichmäßig beansprucht worden sind, ferner können Störungen in der gleichmäßigen Zusammensetzung des Untergrundes vorliegen. Wird dieser Brunnen bei der Beurteilung des Ergebnisses ausgeschieden, so zeigt sich im übrigen, daß alle beobachteten Brunnen Leistungen aufweisen, die im allgemeinen etwas über denjenigen liegen, die sich nach der Formel für das Fassungsvermögen ergeben, wenn das Kiesfilter mitberücksichtigt wird. Hierbei ist aber zu beachten, daß bei diesen Leistungen sehr große Widerstandshöhen aufgetreten sind. Dies besagt, daß die Brunnen sehr stark beansprucht worden sind, dadurch daß die vermutlich im Vergleich zur angeschlossenen Brunnenzahl zu starke Betriebspumpe mit sehr hohem Vakuum arbeitete und den Wasserstand im Brunnen verhältnismäßig sehr tief absenkte. Im Dauerbetriebe hat es sich bei Grundwasserabsenkungsanlagen als zweckmäßig erwiesen, so hohe Widerstandshöhen zu vermeiden und möglichst nicht über 1 bis 2 m hinauszugehen. Der Wirkungsgrad der Anlage ist in solchem Fall ein besserer und die Gefahr, daß feine Teilchen des Untergrundes durch zu hohe Wassergeschwindigkeiten selbst durch das Kiesfilter hindurch mitgerissen werden und den Filterkorb zusetzen, wird vermieden. Daß mit gewöhnlichen Eisenfiltern mit Tresse Anfangsleistungen bis zu 13 l/sek erzielt worden sind, hat daher praktisch keine Bedeutung, da diese Leistung nur mit einer für den Dauerbetrieb viel zu großen Widerstandshöhe von 3,75 m erkauft werden konnte. Es kam also keineswegs in Frage, die für die tiefste Absenkung notwendige Gesamtförderleistung etwa auf $\frac{209}{13} = 16$ Brunnen zu verteilen und die für die tiefste Staffel eingebauten 94 Stück Brunnen waren notwendig, um einen ordnungsmäßigen Betrieb mit angemessenen Filtereintritts-

* Als Widerstandshöhe wurde der Unterschied der Spiegelhöhe am Außenrande des Kiesfilters und im Innern des Brunnens gemessen.

geschwindigkeiten und mäßigen Widerstandshöhen zu gewährleisten. Bei dieser Brunnenzahl von 94 Stück ergibt sich eine Brunnenbean-

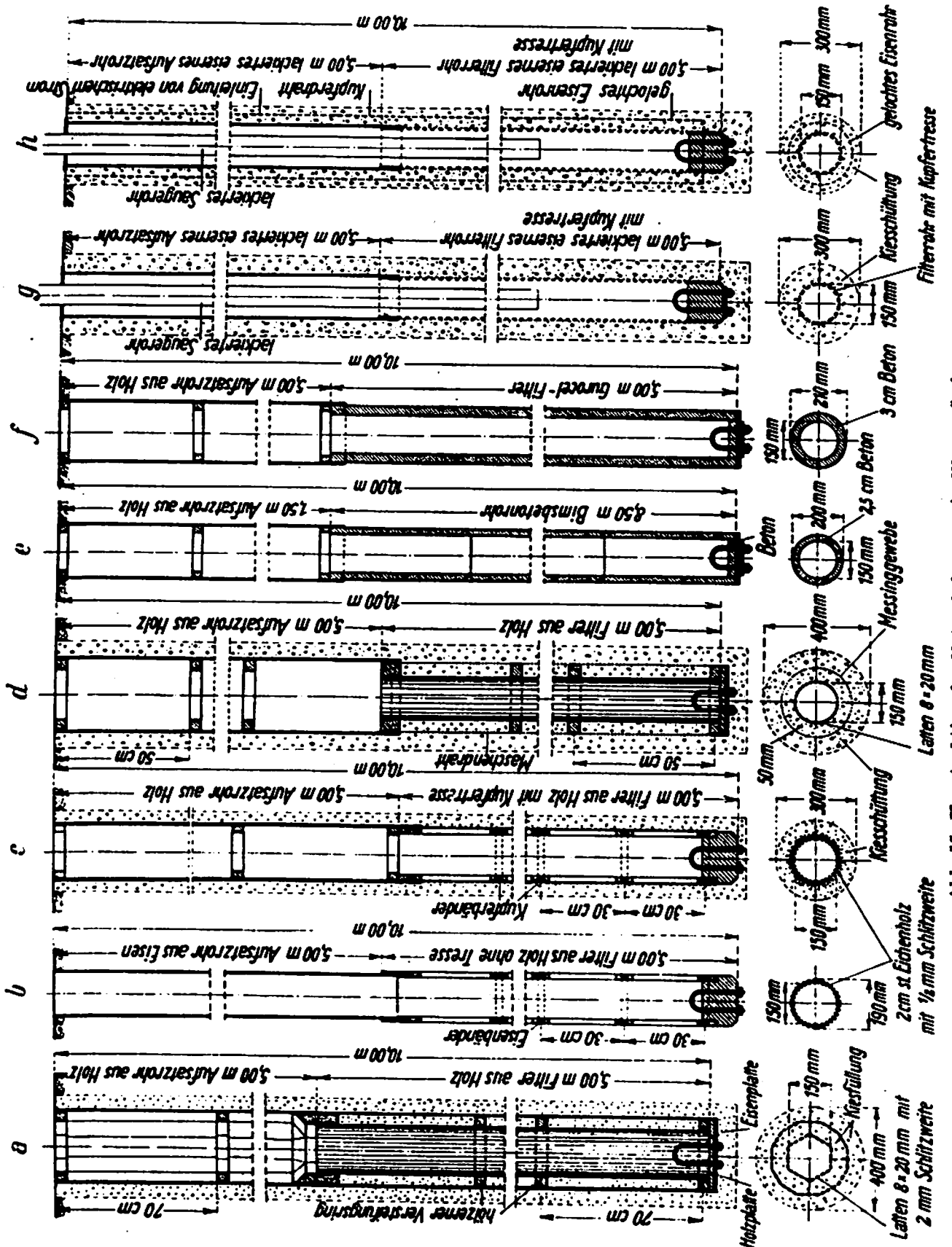


Abb. 55. Konstruktion der Vetschsbrunnen in Weserümden.

spruchung von 2,22 l/sek oder von 2,5 l/sek als Durchschnitt, wenn mit einer kleinen Reserve für Ausfälle durch Umbauten, Ausbesserungen

und für die Mehrbelastung bei Anfang des Betriebes gerechnet wird. Diese Leistung liegt etwas unter dem Wert, der sich nach der Formel $f = 2 \pi r_0 y_0 \frac{1}{15} k$ zu 2,88 l/sek ergibt. Die Leistung von 2,5 l/sek stimmt übrigens gut mit dem Ergebnis der Probeabsenkung überein, wo 5 l/sek erreicht wurden bei einem Wert $y_0 = \text{rd. } 10 \text{ m}$. Die Holzbrunnen zeigen, verglichen mit den Eisenbrunnen mit Tresse, bei Betriebsbeginn erheblich kleinere Widerstandshöhen (vgl. Abb. 56), ihre große Überlegenheit gegenüber den eisernen Tressebrunnen im angreifenden Grund-

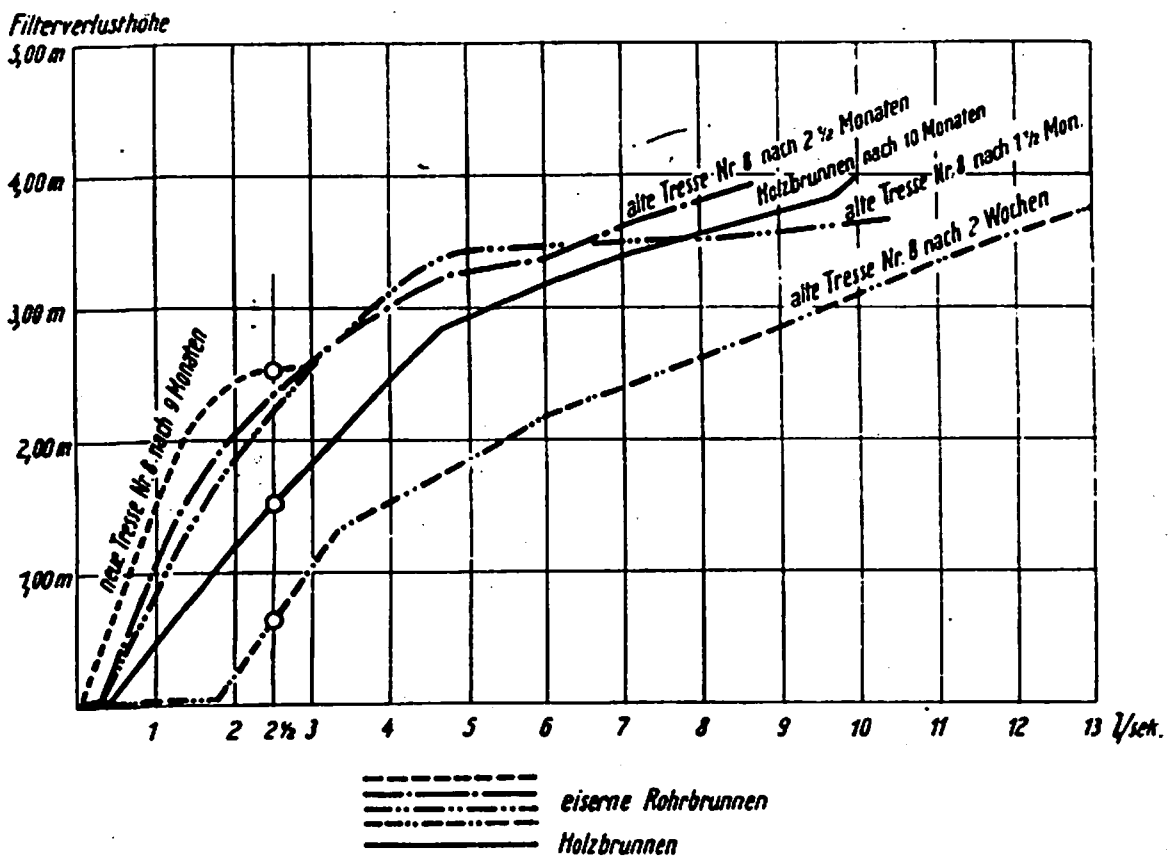


Abb. 56. Zusammenhang zwischen Filterverlusthöhen und Brunnenleistungen bei verschiedenen Filterkonstruktionen und zu verschiedenen Betriebszeiten (Wesermünde).

wasser liegt aber darin, daß sie nicht entfernt im gleichen Maße der Gefahr des „Zuwachsens“ ausgesetzt sind.

Aus den Versuchen in Wesermünde lassen sich folgende wichtige Ergebnisse herleiten:

1. Wird für die Konstruktion des Brunnens nur Kupfer verwendet (Versuchsbrunnen c), so findet keine elektrolytische Wirkung statt und daher kein hierauf zurückzuführendes Zuwachsen des Filters. Kupfer wird nicht angegriffen.

2. Eisen ist auch für Verbindungsteile von Holzbrunnen wenig geeignet, da Anfressungen der Eisenteile stattfinden.

3. Brunnen, die unter Verwendung zweier Metalle, welche eine galvanische Kette bilden, konstruiert werden, sind im angreifenden Grund-

wasser infolge der entstehenden elektrolytischen Vorgänge der Verstopfung ausgesetzt.

4. Frisches und leicht faulendes Holz ist zu vermeiden. Sehr geeignet ist Eiche.

5. Zu empfehlen sind Kiesschüttungsbrunnen mit einem Filterkorb aus Eichenholz unter Verwendung kupferner Verbindungsteile (z. B. Wissmannsche Holzstabfilter von Büge & Heilmann mit nicht zu kleinen Schlitzten und Kiesschüttung).

Die Einwirkung der Verkrustung auf die Absenkungstiefe wird durch Abb. 57 verdeutlicht. Die ursprüngliche Widerstandshöhe der Brunnen w vergrößert sich allmählich auf den Wert w_1 , wobei durch Vergrößerung

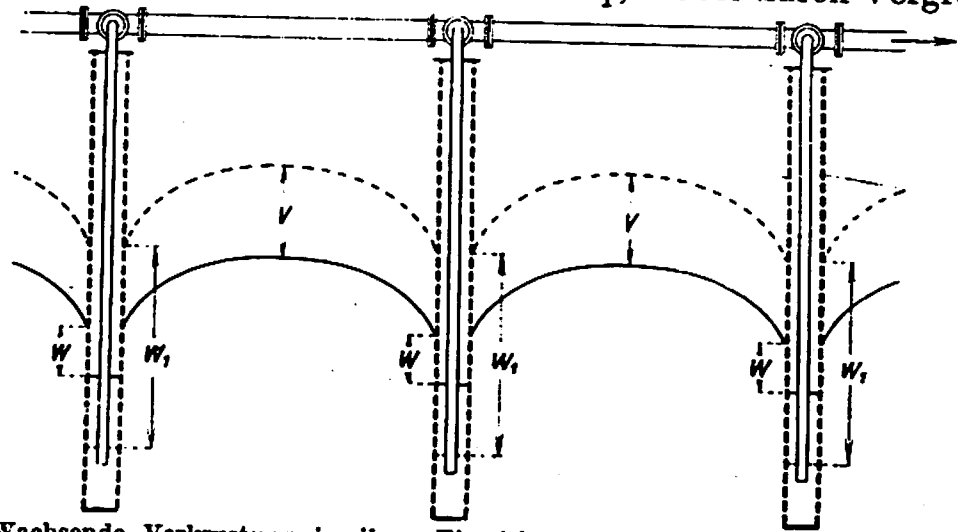


Abb. 57. Wachsende Verkrustung in ihrer Einwirkung auf wachsende Widerstandshöhen der Brunnen und Verlust an Absenkungstiefe.

des Vakuums der Wasserspiegel in den Brunnen womöglich noch tiefer abgesenkt und mehr Kraft verbraucht wird. Der Wasserspiegel am äußeren Brunnenmantel steigt entsprechend der Vergrößerung von w auf w_1 und es tritt ein Verlust an Absenkungstiefe um das Maß V ein.

An den Rohrleitungen zeigten sich Beschädigungen nur an den Saugrohren, die durch Säureeinwirkung mehrfach durchfressen wurden. Ein innerer Schutzanstrich mit reinem Goudron, der mit der Lötlampe eingebrannt wurde, brachte Abhilfe. Die Druckleitungen wurden durch Ablagerung von Eisenhydroxyd sehr bald mit einem rd. 1 cm dicken Schutzbelag überzogen und es zeigten sich auch nach dreijähriger Betriebszeit keine wesentlichen Beschädigungen.

3. Erfahrungen bei der Grundwasserabsenkung beim Bau der Dritten Schleuse in Wemeldinge*.

Ähnliche Erfahrungen wie in Wesermünde wurden ungefähr zur selben Zeit bei dem Betriebe der Grundwasserabsenkungsanlage für den Bau der Dritten Schleuse in Wemeldinge in Holland gemacht.

* Mitgeteilt von der Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Kom.-Ges., Berlin-Siemensstadt.

Untersuchungen von Wasserproben zeigten folgendes Ergebnis:

	Probe 1 aus einer Pumpe entnommen	Probe 2 aus einem Absenkungsbrunnen entnommen
Farbe	farblos	farblos
Durchsichtigkeit	sehr trübe	sehr trübe
Geschmack	salzig	salzig
Analyse:		
Aufgelöste feste Stoffe	33230 mg je Liter	25100 mg je Liter
unaufgelöste Stoffe	viel	viel
Chlor	7250 " " "	5600 " " "
Kohlensäure	59,4 " " "	46,2 " " "
Bikarbonat	390,4 " " "	697,8 " " "
Beurteilung:	Das Wasser ist von noch größerem Salzgehalt als das des Brunnens und sowohl durch seinen Gehalt an Kochsalz als an anderen Salzen ungeeignet für Rohrleitungen, die dadurch angegriffen werden.	Das Wasser ist durch seinen hohen Salzgehalt usw. ungeeignet für Rohrleitungen und wird dieselben bestimmt angreifen.

Das Grundwasser in Wemeldinge enthält, wie die Analysen zeigen, als schädliche Bestandteile erhebliche Mengen von Chlor und Bikarbonat, während Eisen- und Schwefelverbindungen, im Gegensatz zu dem Grundwasser in Wesermünde, fehlen.

Nach 16monatlicher Betriebszeit war Anfang August 1923 über Anfressungen und Zerstörungen an der Absenkungsanlage folgendes festzustellen:

Genau wie in Wesermünde wies die ständig im ganzen Querschnitt voll mit Wasser angefüllte Druckleitung keine Anfressungen auf. Es ist offensichtlich, daß die sich über die ganze Innenfläche vollständig gefüllter Rohrleitungen bildenden Krusten die Rohrwandungen vor Zerstörungen schützen. Dagegen traten starke Anfressungen in den Saugleitungen auf, und zwar in Höhe des Wasserspiegels der nicht vollständig gefüllten Leitungen. Der Angriff erfolgte nicht gleichmäßig, sondern nur hier und da an kleinen Stellen von 1/2 bis 2 cm² Fläche. Selbst Rohre von 5 mm Wandstärke wurden ganz durchgefressen. Die Zerstörungen waren besonders stark in den Krümmern und T-Stücken, wo die stärkste Aufwirbelung des Wassers und infolgedessen der stärkste Luftzutritt erfolgt.

Die Anfressungen an den Einhängern fanden sowohl von innen als auch von außen statt, an der Außenseite aber hauptsächlich oberhalb des Brunnenwasserspiegels, wo eine 1 bis 2 m hohe Schaumschicht zu bemerken war. Auch die Einhängerkrümmern und Rückschlagklappen wurden sehr stark angegriffen. Unter anderem wurden die Bolzen zerstört, mit denen die Rückschlagklappen befestigt werden.

An den Pumpen wurden nur Eisenteile angefressen, nicht aber Konstruktionsteile aus Bronze.

Auf die Zerstörungen und Verstopfungen an den Brunnen wiesen nach rd. 15 monatlicher Betriebszeit die gleichen Erscheinungen hin, die auch in Wesermünde sich zeigten. Es zeigte sich ein langsames Steigen des Grundwasserspiegels bei wachsendem Vakuum der Pumpen und öfteres Abreißen des Wasserfadens. Auf Grund einer gründlichen Untersuchung eines Brunnen wurde die Art der Zerstörungen und Verkrustung und deren Ursache gut ersichtlich.

Der untersuchte Brunnen war verhältnismäßig wenig versandet, da die Kupfertresse nahezu unversehrt war. Dagegen konnten aus dem Brunnen Teile des eisernen Filterrohres von 30 cm² Größe herausgeholt werden. Die Untersuchung des Filters ergab folgendes Bild, das in Abb. 58 zur Darstellung gebracht ist.

1. Zone a). Bis 2 m von oben gemessen war die Kupfertresse mit einer festen Kruste von Sand und Eisenoxyd von 1 bis 1½ cm Stärke umgeben.

2. Zone b). Die weiteren 4 m ergaben, daß die Löcher des Filterrohres vollständig dicht gerostet waren. Bei Ablösung der Rostschicht wurde festgestellt, daß die Wandstärke um etwa $\frac{2}{3}$ abgenommen hatte.

3. Zone c). Die nächsten 3 m bestanden nur noch aus Kupfertresse mit einigen Restbeständen des im übrigen vollständig angefressenen Eisengerüsts des Filterrohres.

Die Verkrustung der Zone a) umfaßt den über dem äußeren Grundwasserspiegel liegenden Filterteil. Sie stellt offenbar eine Besonderheit der Wemeldinger Verhältnisse dar, hervorgerufen durch den starken Gasgehalt des Wassers. Das im Brunnen freiwerdende Gas konnte nur im oberen Teil des Filters ins Freie gelangen und verursachte selbst in dieser nicht vom Wasser berührten Filterzone starke Rostbildung. Die Zone b) stellt den Filterteil dar, der nur einseitig ständig mit Wasser in Berührung steht, der aber — wenigstens anfänglich — von einzelnen Wasserstrahlen gewissermaßen durchspritzt wird. Hierbei findet in starkem Maße Zutritt von Luft und Gas zum Wasser statt und infolgedessen gegenüber Zone a) verstärktes Abrosten des Eisens und Zuwachsen der Öffnungen durch Rostabsatz. Es ist wahrscheinlich, daß

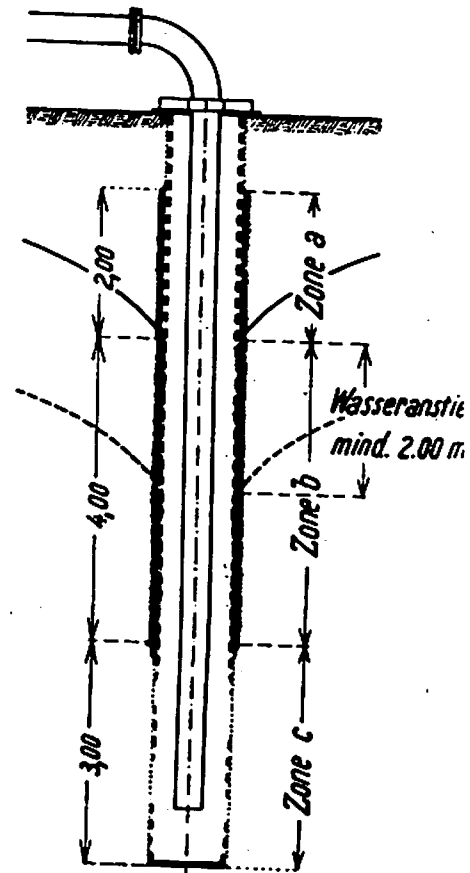


Abb. 58. Schema der Zerstörungen und Verkrustungen an Filterbrunnen anlässlich der Grundwasserabsenkung beim Bau der dritten Schleuse in Wemeldinge.

in dieser Zone auch schon die Zerstörung des Eisens durch elektrolytische Zersetzung beginnt. Daß diese in ganz erheblichem Maße in Zone c) stattgefunden hat, geht deutlich aus dem Untersuchungsergebnis hervor. Die beobachtete Verkrustung ist nicht allein auf den starken Rostabsatz zurückzuführen, sondern auch auf die bei Luftzutritt entstehende Bildung von unlöslichem kohlensauren Kalk aus dem leicht löslichen Bikarbonat unter Abgabe von Kohlensäure.

Als Abhilfe gegen die Folgen der Zerstörung und Verkrustung wurden ähnlich wie in Wesermünde die verdächtigen Brunnen gezogen, instandgesetzt und neu eingebaut.

4. Zusammenfassung der Erfahrungen, Ergebnisse für die Praxis.

Aus den Erfahrungen in Emden, Wesermünde und Wemeldinge geht hervor, daß es zweckmäßig ist, das Grundwasser vor Inangriffnahme einer Grundwasserabsenkung überall dort zu untersuchen, wo der Verdacht vorliegt, daß schädliche Bestandteile vorhanden sind. Keineswegs darf aber angenommen werden, daß das Grundwasser der Küstengebiete allgemein verdächtig ist. Die Absenkungen an der Küste sind in der Mehrzahl ohne solche Störungen verlaufen. Als Beispiele seien hier genannt die Grundwasserabsenkungen in:

Bremerhaven für die Nordschleuse,
 Brunsbüttelkoog für die Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals,
 Holtenau für die Schleusen des Nord-Ostsee-Kanals,
 Ymuiden für die neue Seeschleuse,
 Amsterdam für das große Dock der Neederlandsche Dockmaatschappij,
 Antwerpen für die Kruisschansschleuse,
 Antwerpen für 5 neue Trockendocks,
 Ostende für eine Schleuse.

pro Liter Wasser Reaktion	1. Außenhaupt:	2. Binnenhaupt:
	schwach alkalisch	schwach alkalisch
Suspendierte Stoffe.	64,0 mg	32,3 mg
davon anorganische Stoffe	15,7 „	15,7 „
„ organische Stoffe.	48,3 „	16,6 „
Abdampfrückstand	899,7 „	636,3 „
Glührückstand	867,0 „	594,3 „
Glühverlust	32,7 „	42,0 „
Kieselsäure (SiO ₂)	36,0 „	41,3 „
Eisen (Fe)	2,5 „	2,4 „
Kalk (CaO)	164,6 „	122,0 „
Magnesia (MgO)	43,7 „	33,4 „
Chlor (Cl)	312,4 „	198,8 „
Schwefelsäure	15,8 „	15,1 „
Gesamthärte	22,6 deutsche Grade	17,0 deutsche Grade
Vorübergehende Härte	21,4 „ „	15,9 „ „
Bleibende Härte	1,2 „ „	1,1 „ „

Die Verhältnisse können auch bei benachbarten Baustellen gänzlich voneinander verschieden sein. So zeigt beispielsweise das Grundwasser auf der Baustelle der Nordschleuse Bremerhaven, die nur wenige Kilometer unterhalb der Baustelle der Doppelschleuse Wesermünde ebenfalls an der Weser gelegen ist, untenstehende Zusammensetzung (S. 106).

Es zeigt sich also, daß im Gegensatz zum Grundwasser von Wesermünde gerade Eisen und Schwefelsäure nur schwach vertreten sind, ebenso ist der Chlorgehalt sehr gering. Es haben sich bei der Grundwasserabsenkung für den Bau der Nordschleuse auch keinerlei Anstände gezeigt.

Als besonders schädlich sind folgende Beimengungen im Grundwasser zu nennen:

1. Eisen und Eisenverbindungen, wegen der Gefahr der Ockerbildung bei Luftzutritt;

2. gelöste Karbonate, wegen der Gefahr der Ausscheidung unlöslichen kohlensauren Kalkes unter Abgabe von Kohlensäure bei Luftzutritt und starkem Salzgehalt;

3. Schwefel, Schwefelwasserstoff und freie Säuren, wegen der Gefahr chemischen Angriffs auf Eisenteile;

4. Salzlösungen, wegen der Gefahr elektrolytischer Zersetzung der Filterbaustoffe, falls diese eine galvanische Kette bilden.

Ist die Gefährlichkeit des Grundwassers rechtzeitig erkannt, so kommen neben der erwähnten Holzstabfilterkonstruktion noch Brunnen mit starken gußeisernen Filterrohren in Betracht, die zweckmäßig Asphalt- oder Goudronanstrich erhalten. Diese Brunnen sind unter Fortfall der Tresse mit starkem, sehr zweckmäßig zweifach abgestuften Kiesfilter zu versehen. Brunnen mit Filterrohren und Tresse aus reinem Kupfer sind für Grundwasserabsenkungszwecke zu kostspielig. Wegen der verhältnismäßig kurzen Dauer der Grundwasserabsenkungen werden Brunnenkonstruktionen bevorzugt, die die Möglichkeit der Wiederverwendung bieten. Aus diesem Grunde sind die sogenannten Normalbrunnen mit Eisenfilterrohren und Kupfertresse im allgemeinen sehr zweckmäßig und den fabrikmäßig hergestellten Holzbrunnen auch im Preise überlegen. Wenn auch bei gefährlichem Grundwasser die Verwendung der Holzbrunnen sehr zu empfehlen ist, so ist nicht zu verkennen, daß der Einbau normaler Brunnen bei guter Überwachung keine Gefahren mit sich bringt und diese Brunnenart, vielfach selbst unter Berücksichtigung der Auswechslungskosten für schadhafte Brunnen, den Wettbewerb mit Holzbrunnen aufnehmen kann.

Zum Schutze eiserner, mit Kupfertresse überspannter Filterrohre gegen elektrolytische Zerstörungen und Verkrustungen ist von der Siemens-Bauunion eine Einrichtung⁶⁰ vorgeschlagen worden, bei der

das Filterrohr (a) — vgl. Abb. 59 — mit dem Minuspol einer Gleichstromquelle (d) verbunden ist. Der Pluspol der Gleichstromquelle wird an eine isolierte, in das Filterrohr (a) eingesetzte Anode (c) angelegt.

Die Wirkung dieser Anordnung beruht darauf, daß die Filter kathodisch geschaltet, d. h. zu chemisch reduzierenden Wasserstoffpolen einer Gleichstromquelle von angemessener Spannung gemacht sind.

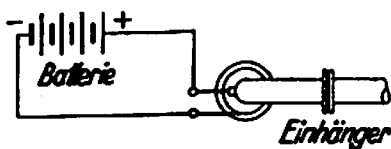
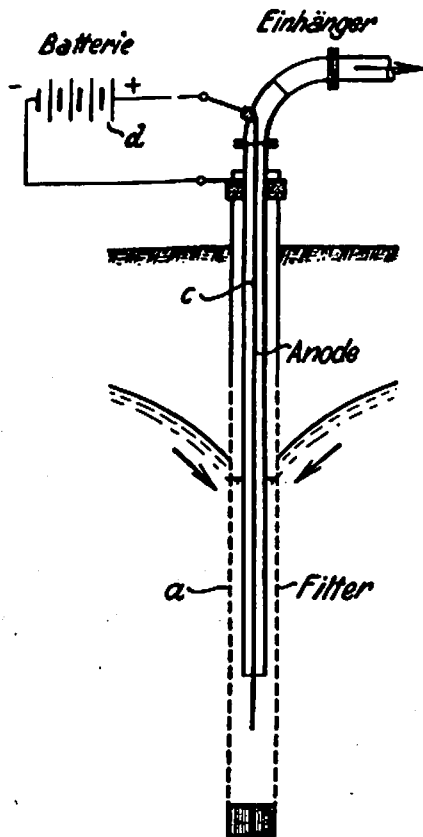


Abb. 59. Einrichtung der Siemens-Bauunion zum Schutz von Filterbrunnen gegen elektrolytische Zerstörungen (D.R.P. Nr. 408 799).

Die Kalkausscheidung an sich wird zwar hierdurch nicht verhindert, sie erfolgt aber in so feiner Verteilung, daß die ausgeschiedenen Kalkteilchen sofort von der Wasserströmung mitgerissen werden, wodurch eine Krustenbildung verhindert wird. Bei größeren Anlagen kommt es in Frage, eine gemeinsame Stromquelle zu verwenden und an jedem Filter einen einstellbaren Widerstand vorzusehen. Als Stromquelle kann in solchem Fall eine umlaufende, mit der Wasserpumpe gekuppelte Maschine verwendet werden. Da es sich nur um geringe Spannungen handelt, können auch für jedes Filter besondere Stromquellen in Gestalt von Akkumulatorenbatterien von wenigen Zellen gewählt werden.

Erfahrungen auf Baustellen liegen mit dieser elektrischen Schutzanordnung bisher nicht vor, da sich in den letzten Jahren keine Gelegenheit für die Anwendung bot.

Am leichtesten verfallen Schmiedeeisen und Zink der Zerstörung durch Säuren. Auch Messing ist wegen seines Zinkgehaltes der Zerstörung durch saurehaltiges Wasser leichter ausgesetzt. Nach den Erfahrungen von Prinz⁴¹ haben sich bisher Brunnen aus Gußeisen und Kupfer am besten bewährt.

Zu beachten sind die Ausführungen Bieske's⁶¹ über die Möglichkeit, Korrosionen durch geeignete Filterkonstruktionen zu verhindern. Er weist darauf hin, daß Korrosionen auch im reinen Wasser auftreten und daß es keine Filterausbildung gibt, die die Verkrustung bzw. Verockerung verhindert. Bei der Ausscheidung der Absätze aus dem Wasser ist eine der wichtigsten Ursachen das Hinzutreten von Luft oder die Erwärmung des Wassers. Der Filter ist in jedem Falle die Unterlage für die Ablagerung der Ausfällungen. Das Material der Filter ist ohne oder nur von geringem Einfluß auf den Ausscheidungsvorgang. Bei

Anwendung mancher Baustoffe (z. B. Steinzeug) kann erreicht werden, daß die Absätze nicht am Filterkörper fest haften, so daß eine Reinigung durch Bürsten oder Spülen erleichtert ist. Da auch um den Filter herum die wasserführende Schicht in eisenhaltigem Wasser verockert, so sind auch Kiesfilter auf die Dauer nicht widerstandsfähig gegen Verkrustung.

Bei Grundwasserabsenkungen liegen wegen der kürzeren Betriebszeiten die Verhältnisse im allgemeinen günstiger als bei den Wasserversorgungsanlagen, die Prinz und Bieske in erster Linie im Auge haben. Für die Praxis sollte aber stets auf die nach ein- bis zweijährigem Betrieb eintretende Abnahme der Brunnenleistung Rücksicht genommen werden, die häufig 25 bis 40% beträgt, und die Brunnenzahl reichlich bemessen werden. Da der Wasserandrang im allgemeinen mit Zunahme der Betriebszeit zurückgeht, so wird durch diese Abnahme der Verlust an Brunnenleistung zum Teil wettgemacht, so daß die in der Praxis meist befolgte Regel, die Absenkungsanlage so zu bemessen, daß eine um 20% größere Wassermenge gefördert werden kann, als sich für den zugrunde gelegten Beharrungszustand ergibt, auch hinsichtlich der Bemessung der Brunnenzahl auskömmlich sein wird.

Die Entlüftungsanlagen, die häufig angewandt werden, um die im Grundwasser enthaltenen Gase vor Eintritt des Wassers in die Pumpen zu entfernen, werden im Abschnitt VIII D. besprochen. Sie dienen heute meist dazu, die Betriebssicherheit der Anlage zu erhöhen, dadurch, daß sie ein schnelles Ansaugen des Wassers ohne Auffüllen der Leitungen ermöglichen. Demgegenüber ist ihre Verwendung lediglich zur Entgasung des Wassers in den Hintergrund getreten.

V. Beispiele ausgeführter Anlagen.

A. Möglichkeit der Vorausberechnung einer Anlage. Voruntersuchungen; Probeabsenkungen.

In allen aufgestellten Formeln und daher für alle Berechnungen spielt die Größe der Durchlässigkeit k des Untergrundes eine maßgebende Rolle. Von ihr hängt die mit einer bestimmten Wassermenge zu erreichende Absenkung ab, oder aber, für die Erreichung einer bestimmten Absenkungstiefe wird durch sie die zu entnehmende Wassermenge bedingt. Zwar kann, wie bereits früher ausgeführt wurde, eine bestimmte Absenkungstiefe auch in jedem durchlässigen Bodenmaterial erreicht werden, aber den nach der Verschiedenartigkeit des Untergrundes zu entnehmenden, verschiedenen Wassermengen muß die Anlage angepaßt werden; für dieselbe ist also ebenfalls die Durchlässigkeit von grundlegender Bedeutung.

Die Ermittlung der Durchlässigkeit bildet daher einen Hauptgegenstand der der Ausführung der Anlage vorhergehenden Beobachtungen und Voruntersuchungen. Diese sind den allgemeinen hydrologischen Vorarbeiten ähnlich, die für die Ausführung von Anlagen zur Wasserversorgung angestellt werden. Sie unterscheiden sich jedoch von diesen sowohl in ihrer Ausdehnung, weil sie sich im allgemeinen nur auf die Baustelle selbst und die nähere Umgebung erstrecken, als auch dadurch, daß eine Reihe der für die Wassergewinnung aus dem Untergrunde maßgebenden Faktoren hier nur von untergeordneter Bedeutung ist. Die Hauptunterschiede zwischen einer Wassergewinnungsanlage und einer Absenkungsanlage sind bereits früher gestreift worden, sollen jedoch im folgenden nochmals kurz gekennzeichnet werden.

1. Unterschied zwischen Wassergewinnungs- und Wasserabsenkungsanlagen.

Der Hauptzweck einer Wassergewinnungsanlage ist der, eine bestimmte für Gebrauchszwecke nötige Wassermenge aus dem Untergrunde zu gewinnen. Die Hauptaufgabe für die Anlegung einer solchen Anlage ist die, ein Gebiet zu finden, wo sich die Möglichkeit bietet, diese Wassermenge dauernd beziehen zu können. Ein Grundwasserbecken, selbst ein solches von größerer Ausdehnung, wäre hier wertlos, da nach kürzerer oder längerer Zeit eine Erschöpfung des vorhandenen Grundwasservorrates eintreten müßte, und schließlich nur eine geringe, den Niederschlägen und etwaigen Zuflüssen zum Grundwasserbecken entsprechende Wassermenge übrigbleiben würde. Man sucht daher Grundwasserströme auf, also mit Gefälle fließendes Grundwasser, wo bei dauernder Speisung des Grundwasserstromes von irgendeinem Infiltrationsgebiet aus ein dauernder Bezug der gewünschten Wassermenge gewährleistet erscheint.

Die Wasserabsenkungsanlage wird an einer bestimmten Stelle, d. h. dem Platze des zu errichtenden Bauwerkes angelegt, und es muß mit den an der Baustelle vorhandenen Untergrundverhältnissen von vornherein gerechnet werden. Der grundlegende Faktor ist bei der Wasserabsenkungsanlage nicht die Wassermenge, sondern eine bestimmte Absenkungstiefe, die erreicht werden soll, bedingt durch die Tiefe des auszuführenden Bauwerkes. Ob das an der Baustelle vorhandene Grundwasser ein stehendes Becken bildet, oder einen in Bewegung befindlichen Strom darstellt, d. h. ob Gefälle oder kein Gefälle an der betreffenden Stelle vorhanden ist, bleibt für die Größe der zu erreichenden Absenkung ohne Belang und hat nur eine Änderung in der Brunnenanordnung zur Folge. Nur insofern wäre, gerade im Gegensatz zur Wassergewinnungsanlage, bei der Absenkungsanlage das Vorhandensein eines Grundwasserbeckens von Vorteil, als bei längerem

Bestehen der Anlage durch die allmähliche Erschöpfung des Grundwasserbeckens und die damit zusammenhängende allgemeine Spiegelsenkung die Absenkung an der Baustelle erleichtert und die zu entnehmende Wassermenge verringert werden würde.

Bei der Wassergewinnungsanlage ist also die Erlangung einer bestimmten Wassermenge Grundbedingung. Die bei der Entnahme aus dem Untergrunde auftretende Senkung des Grundwasserspiegels ist dabei nur als sekundäre Erscheinung zu betrachten. Man wird, wenn irgend möglich, danach trachten, diese Absenkung gering zu halten, zunächst um ein allgemeines Tieferlegen des Grundwasserspiegels und die damit verbundenen Folgen möglichst zu vermeiden, vor allem aber, um die zu entnehmenden Wassermengen aus möglichst geringer Tiefe zu entnehmen, also unter möglichst geringem Arbeitsaufwand.

Entgegengesetzt liegen die Verhältnisse bei der Absenkungsanlage; hier muß eine bestimmte Absenkung erreicht werden, also das Wasser aus einer bestimmten Tiefe gefördert werden. Die geförderte Wassermenge ist die sekundäre Erscheinung, bedingt aber die Größe der gesamten Anlage, sowohl der Wasserfassungs- als auch der Wasserförderungsanlage.

2. Allgemeine Voruntersuchungen.

Die allgemeinen Voruntersuchungen erstrecken sich zunächst auf die an der Baustelle vorliegenden geologischen und hydrologischen Verhältnisse. In geologischer Hinsicht ist wichtig die Kenntnis des Vorhandenseins von an der Baustelle befindlichen, undurchlässigen Schichten, also sowohl der Lage einer die wasserführenden Sand-schichten nach unten abschließenden Ton-, Lehm- oder Mergelschicht, als auch von Einlagerungen derartiger undurchlässiger Bodenarten innerhalb der wasserführenden Schicht. Die Bedeutung undurchlässiger Schichten in Hinsicht auf die Stellung der Filter usw. wurde bereits eingehend erörtert.

In hydrologischer Beziehung ist besonders die Höhe des Grundwasserspiegels von Bedeutung. Nach ihr bestimmt sich die Größe der nötigen Absenkung einerseits, andererseits die für die betreffende Pumpenart etwa in Betracht kommende Unterteilung der gesamten Förderhöhe in Saughöhe und Druckhöhe. Es ist ferner die Bestimmung vorhandenen Gefälles nötig für die besondere Anordnung der Wasserfassungsanlage. Zur weiteren Beurteilung und für die Anwendung der rechnerischen Grundlagen ist es außerdem wichtig, zu wissen, ob man es mit Grundwasser mit freier Spiegelfläche oder mit gespanntem, artesischem Grundwasser zu tun hat, was sich aus der Kenntnis vorhandener undurchlässiger Schichten und aus der Höhenlage des Wasserspiegels in den zu Beobachtungsbrunnen umgewandelten Probebohr-

löchern ergibt. Es ist ferner anzustreben, bei den vorgenommenen Absenkungsversuchen die Reichweite und deren Vorschub zu beobachten.

Die Hauptuntersuchungen erstrecken sich auf die Bestimmung der Durchlässigkeit des Untergrundes, auf die im nachfolgenden näher eingegangen werden soll.

3. Bestimmung der Durchlässigkeit; Probeabsenkungen.

Im Abschnitt IIC1 wurden schon die verschiedenen Mittel und Wege zur Bestimmung des k -Wertes besprochen und dabei auf die Wichtigkeit und die Vorzüge der Probeabsenkung gegenüber einer bloßen Abschätzung von k oder Bestimmung dieses Wertes aus der Korngröße des Bodenmaterials hingewiesen. Wegen der großen Bedeutung der Probeabsenkung sollen die zu beachtenden Gesichtspunkte hier noch ausführlicher behandelt werden.

Je mehr mit der Größe der Anlage auch das Risiko der Ausführung wächst, um so mehr wird auch die Ausführung von umfassenderen Voruntersuchungen zu empfehlen sein und als notwendig empfunden werden, auch wird die Regelung der Kostenfrage mit zunehmender Größe der Anlage eine leichtere sein, da die Kosten der Voruntersuchungen einen geringeren Prozentsatz der Kosten der Gesamtanlage bilden werden. Es sind in der Tat auch wohl bei den meisten der in letzter Zeit ausgeführten größeren Anlagen Voruntersuchungen in kleinerem oder größerem Maßstabe vorgenommen worden, die sich im letzten Grunde alle auf die Vornahme eines Probepumpversuches an der Baustelle erstreckten. Solche Probepumpversuche sind auch bei Ausführung von Wassergewinnungsanlagen zur Erzielung eines genauen und eingehenden Überblickes über die Gesamtverhältnisse seit vielen Jahren regelmäßig angestellt worden. Der Pumpversuch zeigt die aus einem oder mehreren Brunnen tatsächlich entnommene Wassermenge, und läßt durch die während des Probetriebes gemachten Beobachtungen bezüglich der Durchlässigkeit und der Reichweite der Anlage Schlüsse auf die wirkliche Erlangung der nötigen Wassermenge und auch die Größe des Ausbaues der hierzu erforderlichen Anlage zu. In derselben Weise gestattet auch bei Absenkungsanlagen die Durchführung einer Probeabsenkung in kleinerem oder größerem Maßstabe Schlüsse auf die Möglichkeit der zu erreichenden Absenkung, die Größe und Ausgestaltung der Absenkungsanlage und die Ausbildung der Maschinenanlage zu ziehen.

Selbstverständlich spielt in beiden Fällen, beim Probetrieb für eine Wassergewinnungs- oder für eine Wasserabsenkungsanlage, die richtige Übertragung der bei dem Vorversuch gewonnenen Resultate auf die schließlich endgültige Anlage die größte Rolle. Hierzu ist zunächst die Kenntnis der theoretischen Grundlagen unerläßlich. Nächst dem erfordert der Erfolg eines Probetriebes für eine Grundwasser-

absenkungsanlage, daß die Ausführung unter ähnlichen Bedingungen stattfindet, wie sie bei der Gesamtanlage auftreten.

a) Probeversuche bei Wassergewinnungsanlagen;
Berechnungen auf Grund der gewonnenen Resultate.

Für Wassergewinnungszwecke handelt es sich bei Anlegung eines einzelnen Versuchsbrunnens meist um die Bestimmung der Durchlässigkeit des Untergrundes aus der Absenkungskurve, nächst dem mit Hilfe der Durchlässigkeit, des ermittelten Gefälles und der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht, um die Bestimmung derjenigen Gesamtwassermenge, die aus dem Boden entnommen werden kann. Eine Bestimmung der Durchlässigkeit aus der Absenkungskurve oder aus der Absenkung im Brunnen selbst mit Hilfe der früher angegebenen Formeln oder auch durch Beobachtungen des Wiederansteigens des Grundwasserspiegels nach Außerbetriebnahme des Brunnens ist abhängig von den Zufälligkeiten in der Zusammensetzung des Bodens im Umkreise der Versuchsstelle.

Unter Umgehung der Bestimmung der Durchlässigkeit wird auch mitunter eine Reihe von Brunnen meist quer zum Grundwasserstrom angeordnet und aus der entnommenen Wassermenge im Verhältnis des bei der Probeabsenkung trockengelegten Querschnittes des Grundwasserstromes zu dessen Gesamtquerschnitt auf die Gesamtwassermenge geschlossen, deren Entnahme möglich ist.

Thiem bedient sich eines anderen Verfahrens. Er bestimmt durch Probepumpen aus einem einzelnen Brunnen die sogenannte spezifische Ergiebigkeit, d. h. die pro 1 m Absenkung entnommene Wassermenge, die ja für einen Brunnen bei nicht zu weit getriebener Absenkung infolge der mit Annäherung vorhandenen Proportionalität zwischen Wassermenge und Absenkung einen konstanten Wert bildet. Eine schon ausgeführte Anlage an einer Stelle der gleichen spezifischen Ergiebigkeit gibt dann Anhaltspunkte für die neue Anlage. Als weitere Verfahren zur Bestimmung der Bodendurchlässigkeit sind noch das Thiemsche „-Verfahren und das Lummertsche Verfahren zu erwähnen. Beide Verfahren sind für die besonderen Verhältnisse der Wasserversorgung entwickelt worden und als Ergänzung bzw. Erweiterung des Thiemschen Verfahrens der spezifischen Ergiebigkeitsbestimmung anzusehen (vgl. hierüber auch E. Prinz⁴¹).

b) Absenkungsversuche bei Grundwasserabsenkungsanlagen.
c) Absenkung durch einen Brunnen; Übertragung der Resultate auf die Gesamtanlage.

Der Probeabsenkung mit Hilfe eines einzelnen Probebrunnens haften alle die Mängel an, die bei der Übertragung von derselben kleinen, allen

Zufälligkeiten, besonders in der Zusammensetzung des Bodens in allernächster Nähe des Brunnens, ausgesetzten Verhältnissen auf die um vieles größeren Verhältnisse der Gesamtanlage selbstverständlich sind. Sei es nun, daß man die Durchlässigkeit k des Untergrundes bestimmt oder daß man versucht durch Formeln, ähnlich den für ähnliche oder andere Baugruben aufgestellten, die Wassermenge und die Absenkung für die Gesamtanlage aus den entsprechenden Werten des Probebrunnens zu ermitteln, so wird doch immer die Unsicherheit eine große sein. Von größter Wichtigkeit ist zunächst, daß sich das Filter in derselben Tiefe, also in denselben Bodenschichten befindet, in denen die Filter der Gesamtanlage stehen werden. Ist dies nicht der Fall, so würde womöglich die Durchlässigkeit ganz anderer Schichtenarten bestimmt werden als derjenigen, aus denen die Filter der Gesamtanlage ihr Wasser beziehen werden. Es würde z. B. bei einem nicht so tief wie die Gesamtanlage angelegten Brunnen bei mit der Tiefe größer werdender Beschaffenheit des Untergrundes eine viel geringere Durchlässigkeit gemessen werden, und daher eine viel geringere Wassermenge zu erwarten sein, als sie die Gesamtanlage nachher tatsächlich liefern würde. Ferner dürfte die Wasserentnahme nicht in übertrieben großem Maße aus dem Probebrunnen stattfinden, wodurch Veränderungen und Auswaschungen im Untergrunde entstehen können, sondern sie müßte sich etwa in den Grenzen halten, die der Gesamtanlage entsprechen würden.

β) Bestimmung der spezifischen Ergiebigkeit; Vergleich mit anderen Anlagen.

Auch die Bestimmung der spezifischen Ergiebigkeit eines Brunnens an der Baustelle kann Anhaltspunkte geben. Es ist hier jedoch auf den maßgebenden Gesichtspunkt aufmerksam zu machen, daß an ein und derselben Stelle, also bei derselben Durchlässigkeit das Maß der spezifischen Ergiebigkeit abhängig ist von dem Durchmesser des Brunnens, und daß daher nur ohne weiteres solche spezifischen Ergiebigkeiten miteinander verglichen werden können, die bei demselben Brunnendurchmesser bestimmt sind. Für die Tiefe des Brunnens gilt natürlich auch das bereits oben Gesagte, ebenso das für übergroße Wasserentnahme aus dem Brunnen Angeführte. Wird diese übertrieben groß, so würde man nicht die Durchlässigkeit des Untergrundes, sondern gewissermaßen die Durchlässigkeit des Filters bestimmen. Ferner ist zu bedenken, daß bei einem einzelnen Brunnen doch nur die in seiner nächsten Nähe herrschende spezifische Ergiebigkeit bestimmt wird; um vor Zufälligkeiten bewahrt zu sein, ist die Bestimmung einer Reihe von einzelnen Werten durch Anlegung einer Anzahl von auf dem Gebiet der Baustelle zerstreut liegenden Brunnen nötig und der aus den Einzelbestimmungen zu bildende Mittelwert für Vergleiche zu benutzen.

Bei Anwendung dieser Methode würden also zum Vergleich die Verhältnisse einer Anlage heranzuziehen sein in einem Gebiet, bei dem dieselbe spezifische Ergiebigkeit ermittelt worden ist, und zwar würden hier sowohl Wasserabsenkungs- als auch Wassergewinnungsanlagen in Betracht kommen. Daher sind häufig auch Angaben eines in der Nähe befindlichen Wasserwerkes von großem Wert, wenn angenommen werden kann, daß dort noch dieselben Untergrundverhältnisse zutreffen, wie an der Baustelle. Wird, was ja meistens der Fall sein wird, die Größe der neuen Anlage von der zum Vergleich herangezogenen Anlage und auch die Brunnenanordnung abweichen, letzteres besonders beim Vergleich mit Wassergewinnungsanlagen, so sind die oben entwickelten Formeln für den Vergleich derartiger Anlagen in Anwendung zu bringen. Tatsächlich sind auch schon auf diese Weise allgemeine überschlägliche Vergleiche (ohne Benutzung der Formeln) bei Vorhandensein gleicher spezifischer Ergiebigkeit angestellt worden, wobei günstige Ergebnisse erzielt wurden. Allerdings bleibt auch hierbei immer noch eine gewisse Unsicherheit bestehen, denn wenn auch eine gleiche spezifische Ergiebigkeit selbst durch Vornahme einer ganzen Reihe von einzelnen Bestimmungen ermittelt wurde, so braucht dadurch doch eine völlige Identität des Untergrundes nicht gewährleistet zu sein. Wechselnde Schichtenbildungen und andere Verhältnisse in der näheren oder weiteren Umgebung der Baustelle können doch schließlich ein ganz anderes Verhalten der endgültigen Anlage bedingen, als nach den angestellten Vergleichen erwartet wurde.

γ) Kleinere oder größere Probeabsenkung; Übergang zur Gesamtanlage.

Viel bessere und für die Übertragung auf die Gesamtanlage genauere Angaben werden jedoch erzielt von einer an derselben Stelle, an der die spätere Anlage sich befinden wird, ausgeführten Absenkung mit einer Probeanlage in kleinerem oder größerem Maßstabe. Wird die Voranlage in denselben Verhältnissen ausgebaut, wie die spätere Gesamtanlage, also mit derselben Brunnenkonstruktion, derselben Brunnentiefe bzw. derselben Filterstellung, und findet etwa die gleiche Wasserentnahme je Brunnen statt, so werden sich unter Benutzung der aufgestellten Formeln die genauesten und zuverlässigsten Grundlagen für die weitere Ausgestaltung der Gesamtanlage aufstellen lassen. Selbstverständlich ist der Grad der Genauigkeit wiederum abhängig vom Verhältnis der Größe der Voranlage zu der der Gesamtanlage. Ginge man daher von dem Grundsatz aus, die Voranlage schon möglichst groß zu gestalten, so würde man in Verfolgung dieses Grundsatzes einfach dazu kommen, als Voranlage schon einen Teil der Gesamtanlage auszubauen. Dieses Verfahren ist in der Tat auch schon mehrfach angewendet worden; mitunter hat es sich durch die Art der Anlage ge-

wissermaßen von selbst ergeben. Man wird daher, um einige Beispiele zu geben, bei einer rechteckigen Anordnung zunächst vielleicht die eine Längsseite mit Brunnen besetzen und aus dem Probetriebe dieser Seite die nötigen Schlüsse ziehen können, oder auch bei einer rechtwinkligen Anlage von verhältnismäßig großer Längenerstreckung zunächst die eine Hälfte der Anlage von der Mitte der Grube aus bis zu einem Ende ausbauen. Bei einer Anlage, bei der mit mehreren Staffeln in größere Tiefen abgesenkt werden muß, bildet die obere Staffel für die untere jedesmal eine Voranlage in weitestem Sinne und gestattet häufig, zutreffende Schlüsse auf die untere Staffel zu ziehen.

Es sei hier noch darauf hingewiesen, daß für die Ausführung einer Vorabsenkung in größerem Maßstabe natürlich Probeversuche in kleinerem Stile von großem Vorteil sein können und Anhaltspunkte für die Vorabsenkung geben dürften. In wirtschaftlicher Weise würde man daher von kleineren Versuchen ausgehend unter Anwendung der aufgeführten Methoden allmählich zur größeren Voranlage und zur endgültigen Gesamtanlage übergehen, was zwar einen früheren Beginn der Grundwasserabsenkungs-Vorarbeiten bedingt, aber zweifellos außerordentlich lohnend ist.

B. Ausgeführte Anlagen.

Im folgenden soll an einer Reihe ausgeführter Anlagen die Anwendbarkeit der aufgestellten Formeln geprüft und ihre Richtigkeit bestätigt werden. Die Vornahme solcher Nachprüfungen stößt sehr häufig auf Schwierigkeiten. Bei Ausführung kleinerer Anlagen, bei denen die zur Verfügung stehenden Mittel die Anstellung umfassender Voruntersuchungen und Beobachtungen nicht zuließen, fehlen häufig jegliche Unterlagen. Leider sind aber auch bei größeren Anlagen, wo die Mittel und geeignetes Personal zu derartigen Beobachtungen eher vorhanden sind, häufig nur ganz unzureichende Beobachtungen und Aufzeichnungen gemacht worden.

Bei manchen Anlagen wurden zwar eingehende Beobachtungen an den als Grundlage für die Projektierung der Hauptanlage ausgeführten Vorversuchen und Probeabsenkungen angestellt, bei der Hauptanlage unterblieben jedoch fast jegliche Messungen; oder sie erstreckten sich, wenn sie vorgenommen wurden, nur auf die Beobachtung der Grundwasserstände in einer Reihe von Beobachtungsbrunnen, während ein Hauptfaktor zur Beurteilung der Anlagen, nämlich die geförderte Wassermenge, nicht bestimmt wurde. Eine Schätzung derselben nach den zur Verwendung gelangenden Pumpengrößen muß als recht unsicher bezeichnet werden. Genauere Messungen über den Kraftbedarf, aus denen der Wirkungsgrad der Gesamtanlage mit

einiger Genauigkeit zu bestimmen gewesen wäre, sind ebenfalls häufig unterblieben. Erfreulicherweise sind in neuerer Zeit des öfteren um-

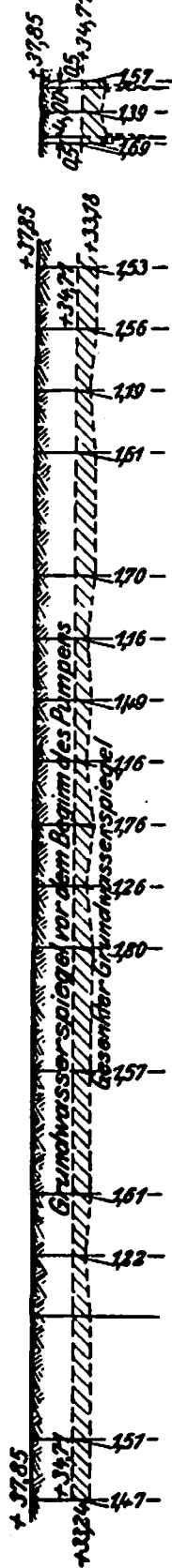


Abb. 60. Längsschnitt durch die Beobachtungsröhre, Reihe I.

Abb. 61. Querschnitt A-B.

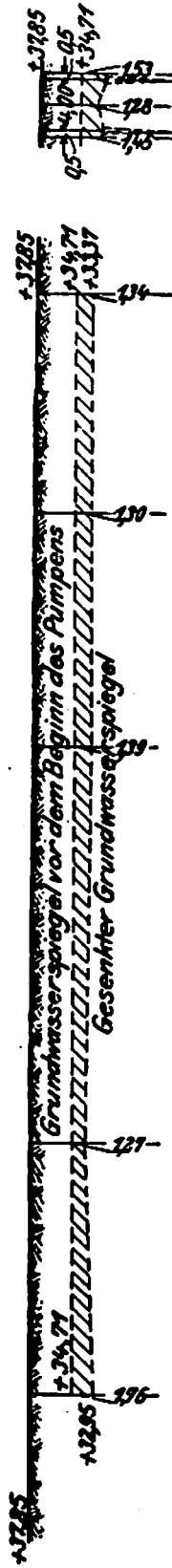


Abb. 62. Längsschnitt durch die Beobachtungsröhre, Reihe II.

Abb. 63. Querschnitt C-D.

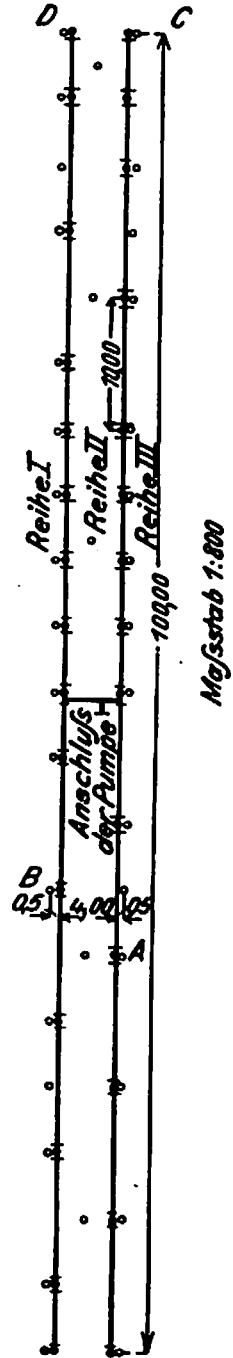


Abb. 64. Lage der Brunnen und Beobachtungsröhre. Wasserwerk Müggelsee. Versuchsbrunnenanlage zur Absenkung des Grundwasserspiegels mit Hilfe eines zweireihigen Systems von Hilfsbrunnen.

fangreiche und sorgfältige Beobachtungen seitens der Baubehörden und auch von einigen Spezialfirmen durchgeführt worden.

1. Grundwasserabsenkungsversuch der Berliner Wasserwerke am Müggelsee.

Es möge zunächst als Beispiel für eine Reihenanzordnung der Brunnen, bzw. für eine sehr schmale Baugrube die Probeabsenkung der Berliner Wasserwerke am Müggelsee⁶² angeführt werden. Auf einer Gesamtstrecke von 100 m waren in einem Abstände von 4 m zwei Reihen von Rohrbrunnen angeordnet, und in der einen Reihe 11, in der anderen 12 Brunnen in etwa gleichmäßigen Abständen niedergebracht. Die hier wiederholten Zeichnungen, Abb. 60 bis 64, bestätigen durchaus die im ersten Teil nach den entwickelten Formeln aufgestellten Beispiele.

Im Längsschnitt durch die Beobachtungsreihe *II* ist deutlich das Vorhandensein einer fast gleichmäßigen Absenkung auf der ganzen Länge der Anlage zu erkennen. Im Schnitt durch die Beobachtungsreihe *I*, die unmittelbar neben der Brunnenreihe selbst lagen, ist das Ansteigen des Grundwasserspiegels auf der Strecke zwischen zwei Brunnen ersichtlich da, wo an diesen Stellen ein Beobachtungsbrunnen vorhanden war. Ferner zeigen die Querschnitte *A—B* und *C—D* die größere Absenkung des Wasserspiegels in der Nähe der Brunnen; der Abfall ist hier ein sehr starker. Ganz besonders groß ist die Differenz der Wasserstände unmittelbar neben den Brunnen und in den Brunnen selbst, wodurch die Eintrittswiderstände in den Brunnen gekennzeichnet werden. In dem scheinbar ziemlich feinen Untergrunde wurde mit der angegebenen Wassermenge von 100 l/sek nur eine Absenkung von durchschnittlich ungefähr 1,30 m erreicht. Die auf den einzelnen Brunnen entfallende Entnahme scheint eine zu große gewesen zu sein; die Grenze für die Saughöhe der angeschlossenen Pumpe war in den Brunnen erreicht; die geometrische Saughöhe betrug etwa 7,0 bis 7,50 m. Der Verlauf der weiteren Absenkungskurve ist nicht angegeben.

2. Grundwasserabsenkung beim Bau der nördlichen Schleuse in Plötzensee des Großschiffahrtsweges Berlin—Stettin.

Als zweites Beispiel, und zwar für eine größere Anlage möge die beim Neubau der nördlichen Schleuse in Plötzensee des Großschiffahrtsweges Berlin-Stettin zur Ausführung gekommene Absenkungsanlage dienen.

a) Allgemeine Daten; Ausführung der Anlage; Messungen.

Die Länge der Schleuse beträgt 112 m, die Breite an den Häuptern 25 m, an der Kammer 13,50 m. Die Fundamentsohle liegt am Schleusenoberhaupt auf + 25,55 N. N., am Unterhaupt auf + 25,00 und in der Kammer auf + 25,90. Die Baustelle befindet sich unmittelbar neben