Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten

von

Dr.-Ing. Wilhelm Kyrieleis

In zweiter Auflage neubearbeitet

von

Dr.-Ing. Willy Sichardt

Mit 152 Abbildungen im Text
und 3 Tafeln

Berlin
Verlag von Julius Springer
1930

Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten

von

Dr.-Ing. Wilhelm Kyrieleis

In zweiter Auflage neubearbeitet

von

Dr.-Ing. Willy Sichardt

Mit 152 Abbildungen im Text
und 3 Tafeln

Berlin
Verlag von Julius Springer
1930

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung
in fremde Sprachen, vorbehalten.
Copyright 1930 by Julius Springer, Berlin.
Printed in Germany.

POLITECHNIKA ŚLĄSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA
Gliwice

127781

Vorwort.

Die Fundierung von Bauwerken unter dem Grundwasserspiegel wird durch eine Reihe von Hilfsbauweisen ermöglicht, von denen diejenige im Trockenen unter Anwendung der Grundwasserabsenkung besonders in Deutschland eine schnelle Entwicklung und ausgedehnte Verbreitung gefunden hat. Auch in benachbarten Ländern, wo ähnliche, geeignete Bodenverhältnisse für die Anwendung des Verfahrens wie in Deutschland vorliegen, so in Holland und Belgien, ist die Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten seit längerer Zeit in Gebrauch. Anwendungen in der Schweiz, in Schweden, Österreich, Ungarn, Polen liegen vor und lassen die zunehmende Bedeutung des Verfahrens in europäischen Ländern erkennen. Auch in Amerika ist die Grundwasserabsenkung nicht unbekannt; in Argentinien fand sie vereinzelt Anwendung, während sie in den Vereinigten Staaten in steigendem Maße bei Tiefbauten im Grundwasser zu Hilfe genommen wird.

Es erscheint daher gerechtfertigt, der seit längerer Zeit vergriffenen ersten Auflage dieses Buches eine dem heutigen Stande der Entwickelung und der weiter fortgeschrittenen Technik entsprechende Neubearbeitung folgen zu lassen. Auf Einladung von Dr. W. Kyrieleis, der durch seine berufliche Laufbahn verhindert war, die neuere Entwicklung der Grundwasserabsenkung selbst zu verfolgen, habe ich die Bearbeitung der zweiten Auflage übernommen.

Bei der Einteilung des Stoffes wurde im theoretischen Teil die alte Einteilung im allgemeinen belassen. Neu hinzu kam ein Kapitel über die Rechnungsgrundwerte, das auch die wichtigsten Fortschritte der Theorie, insbesondere hinsichtlich der Brunnenleistung und der Reichweite enthält. Die Auswertungen der Absenkungsgleichungen, die besonders geeignet sind, die verwickelten Vorgänge und Zusammenhänge dem Verständnis näherzubringen, wurden in der alten Form beibehalten. Die Beispiele praktischer Ausführungen, bei denen die Anwendung der Absenkungsgleichungen gezeigt wird, wurden durch die Grundwasserabsenkung bei dem Bau der Nordschleuse in Bremerhaven erweitert. Hierbei wird ein neues Verfahren zur Auswertung der Ergebnisse einer Probeabsenkung gezeigt und die gute Übereinstimmung der Vorausberechnung der Absenkungsanlage mit den Beobachtungen der endgültigen Anlage dargetan.

Entsprechend den Fortschritten in der Technik der Grundwasserabsenkung war eine durchgreifende Umarbeitung des praktischen Teils notwendig. Das Hauptgewicht liegt hier auf den zur Erreichung größerer Absenkungstiefen entwickelten Einrichtungen. Als besonders bemerkenswerte und schwierige Ausführung wurde das Beispiel der Grundwasserabsenkung bei dem Umbau der Berliner Staatsoper Unter den Linden 1926/27 mit aufgenommen. Bei diesem Beispiel sowohl als auch überall sonst, wo es zum Verständnis notwendig erscheint, wurde auf die eigentliche Bauaufgabe und ihre Beziehung zur Grundwasserabsenkung, als Gründungshilfsmittel, näher eingegangen. Breiter Raum wurde der Entwicklung und Lösung des Problems der Tiefbrunnensenkung unter Anwendung von Tiefbrunnenpumpen geschenkt. Der heutige Stand der Absenkung mit Tiefbrunnenpumpen wird an vier Beispielen erläutert. Die Absenkung innerhalb offener Gewässer oder in deren Nähe wird in einem besonderen Kapitel behandelt. Die Fortschritte, die hier gemacht worden sind, werden in einer Gegenüberstellung der sechs in Berlin mit Grundwasserabsenkung ausgeführten Unterwassertunnels gezeigt. In dem Kapitel über die Ausgestaltung der Anlagen ist der Abschnitt über die Konstruktion der Brunnen besonders ausführlich gehalten; ferner werden dort in der Praxis bewährte Tiefbrunnenpumpen beschrieben. Die neueren Gesichtspunkte für die Kraftversorgung der Absenkungsanlagen werden gleichfalls in diesem Kapitel mitgeteilt.

Seit Einführung der Grundwasserabsenkung im Tiefbau ist die Frage der Bodensetzung bei Grundwasserabsenkung erörtert worden. In einem besonderen Kapitel wird diese Frage wohl zum erstenmal im Zusammenhang verfolgt, wobei die in der Literatur verstreuten Hinweise und Ausführungen zusammengestellt wurden.

Den Herren, die mich bei der Bearbeitung, insbesondere bei der Lesung der Korrekturen, unterstützten, sage ich auch an dieser Stelle besten Dank.

Berlin-Steglitz, den 11. Oktober 1930.

W. Sichardt.

Inhaltsverzeichnis.

Seite

I. Wesen und geschichtliche Entwicklung der Grundwasserabsenkung.

A. Einleitung; Begriff und Vorzüge 1
B. Geschichtliche Entwicklung, wichtigste Literatur. 3
1. Vor dem Erscheinen der ersten Auflage (1913) 3
2. Seitherige Entwicklung 7

II. Die Grundlagen der Theorie und die Absenkungsgleichungen.

A. Das Filtergesetz 11
B. Die Grundgleichungen 19
1. Dupuit; Formel für Grundwasserbewegung gegen einen Fluß oder Sammelkanal 19
2. Dupuit und A. Thiem; Formel für Entnahme aus einem Schachtbrunnen 20
3. Forchheimer; allgemeine Gleichung für die Spiegelfläche des Grundwassers; besondere Gleichungen 22
C. Die Grundwerte 25
1. Der Durchlässigkeitsbeiwert k 26
2. Die Mächtigkeit der grundwasserführenden Schicht H 29
3. Die Reichweite der Absenkung R 30
4. Die Brunnenleistung 35

III. Erweiterung und Auswertung der Absenkungsgleichungen.

A. Der Einzelbrunnen. 39
1. Einfluß des Brunnendurchmessers 40
2. Einfluß der Wasserentnahme 40
3. Nicht bis zur undurchlässigen, wassertragenden Schicht reichende Brunnen (unvollkommene Brunnen) 44
B. Die Mehrbrunnenanlage 49
1. Entwicklung der Absenkungsgleichungen 49
2. Vorteile gegenüber einem Einzelbrunnen; Vorteile vieler Brunnen gegen wenige 51
3. Kreisform der Brunnenanlage 55
4. Reihe und Rechteck als Grundrißanordnungen der Brunnen 59
a) Vergleich „ähnlicher Baugruben“ S. 60. — b) Beispiel für Reihenanordnung S. 63. — c) Beispiel für rechteckige Anordnung S. 65. — d) Vergleich von Baugruben gleicher Länge, aber verschiedener Breite S. 66.
C. Bestimmung der Durchlässigkeit 70

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

A. Besondere Einflüsse 72
1. Absenkung neben Gewässern 72
a) Ein Brunnen neben einem Fluß S. 72. — b) Mehrere Brunnen

Seite

neben einem Fluß S. 74. — c) Ein Brunnen zwischen zwei Flüssen S. 76. — d) Absenkungsanlage zwischen zwei Flüssen S. 78.
2. Einfluß des Gefälles 78
3. Artesische Brunnen 81

B. Einfluß der Durchlässigkeit des Untergrundes und der Schichtenbildung auf die Ausbildung der Wasserfassungseinrichtung 83
1. Anzahl und Durchmesser der Brunnen (Verringerung der Förderhöhe) 83
2. Tiefe der Brunnen; Stellung der Filter 84
3. Korngröße, k-Wert und Filterkonstruktion 86
4. Mißerfolge und deren Ursachen bei ungenügender, nicht rechtzeitiger Klärung der Eigenschaften des Untergrundes 87
5. Die Absenkungszeit 89
6. Undurchlässige Schichten und solche von geringer Durchlässigkeit 90
a) Undurchlässige Schicht über der Sohle des Bauwerkes S. 90. — b) Undurchlässige Schicht unter der Bauwerksohle S. 92. — c) Sehr feiner Schlief- oder Schwemmsand und Schwimmsand S. 94.

C. Fremde Beimengungen im Wasser (Eisen, Gase, Säuren) . . 95
1. Ältere Erfahrungen 95
2. Erfahrungen bei der Grundwasserabsenkung beim Bau der Doppelschleuse Wesermünde 96
3. Erfahrungen bei der Grundwasserabsenkung beim Bau der Dritten Schleuse in Wemeldinge 103
4. Zusammenfassung der Erfahrungen, Ergebnisse für die Praxis . . 106

V. Beispiele ausgeführter Anlagen.

A. Möglichkeit der Vorausberechnung einer Anlage. Voruntersuchungen; Probeabsenkungen 109
1. Unterschied zwischen Wassergewinnungs- und Wasserabsenkungsanlagen 110
2. Allgemeine Voruntersuchungen 111
3. Bestimmung der Durchlässigkeit; Probeabsenkungen 112
a) Probeversuche bei Wassergewinnungsanlagen; Berechnungen auf Grund der gewonnenen Resultate S. 113. — b) Absenkungsversuche bei Grundwasserabsenkungsanlagen S. 113.

B. Ausgeführte Anlagen 116
1. Grundwasserabsenkungsversuch der Berl. Wasserwerke am Müggelsee 118
2. Grundwasserabsenkung beim Bau der nördlichen Schleuse in Plötzensee des Großschiffahrtsweges Berlin—Stettin 118
a) Allgemeine Daten; Ausführung der Anlage; Messungen S. 118. — b) Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes k S. 122. — c) Berechnung der Reichweite R der Absenkung S. 126. — d) Vergleich der aus den beiden Staffeln entnommenen Wassermengen S. 127. — e) Probeabsenkung S. 127. — f) Vervollständigung der Zahlenangaben über die Anlage S. 128.
3. Grundwasserabsenkung beim Bau der neuen Emder Seeschleuse . . 129
a) Allgemeines S. 129. — b) Probeabsenkungen S. 130. — c) Berechnung der Durchlässigkeit und der Reichweite S. 134. — d) Vergleich der drei Vorversuche miteinander S. 137. — e) Berücksichtigung der in der Nähe befindlichen offenen Gewässer S. 139. — f) Absenkung des Außenhauptes S. 141.

Seite

4. Grundwasserabsenkung beim Bau der neuen Schleuse am Lehnitzsee bei Oranienburg des Großschiffahrtweges Berlin—Stettin. Überschlägliche Rechnung 143
5. Grundwasserabsenkung beim Bau einer unterirdischen Bedürfnisanstalt am Knie in Charlottenburg. Vorkommen feinen Schliefsandes 146
6. Probeabsenkung und Grundwasserabsenkung beim Bau der Nordschleuse in Bremerhaven. Vergleich der Ergebnisse der Auswertung der Probeabsenkung mit dem Ergebnis der Beobachtung der Hauptanlage 148

a) Allgemeines, der geologische Aufbau des Untergrundes, die hydrologischen Verhältnisse, Anordnung und Ausführung der Probeabsenkung und der eigentlichen Grundwasserabsenkung S. 148. — b) Die Auswertung der bei den Probeabsenkungen gewonnenen Beobachtungsergebnisse S. 150. — c) Die hydrologische Berechnung für den Entwurf der Entspannungsanlagen der beiden Schleusenhäupter auf Grund des Ergebnisses der Probeabsenkung S. 161. — d) Nachprüfung der Ergebnisse der Auswertung der Probesenkung an Hand der mit der eigentlichen Anlage gemachten Beobachtungen S. 163.

VI. Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels.

A. Bisher erreichte Tiefsenkungen 166
B. Ältere Mittel zur Erzielung tiefer Absenkungen 167
1. Die vollkommene Staffelsenkung 167
2. Vereinfachungen und Verbesserungen der Staffelsenkung 172
C. Neuere Wege zur Erzielung von Tiefsenkungen. 179
1. Die Grundwasserabsenkung bei der Abteufung zweier Braunkohlenschächte in der Niederlausitz 179
2. Die Grundwasserabsenkung bei der Herstellung der Tiefbühne anläßlich des Um- und Erweiterungsbaues der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden. 182

a) Die Tiefbauaufgabe in ihren Grundzügen, die Wahl des Gründungsverfahrens, Vergleich mit ähnlichen Arbeiten in Berlin S. 182. — b) Das System der Absenkungsanlage in Abhängigkeit von den örtlichen und hydro-geologischen Verhältnissen der Baustelle und vom Bauprogramm S. 185. — c) Die Ausführung der Absenkungsarbeiten S. 192.

D. Die Tiefbrunnensenkung 203
1. Ältere Anwendungen. 204

a) Die Mammutpumpenanlage bei dem Spreetunnel an der Inselbrücke in Berlin S. 204. — b) Mit Dreikolbenpumpen der Siemens-Schuckert-Werke ausgerüstete Tiefbrunnenanlage beim Bau der Schöneberger Untergrundbahn S. 205.

2. Versuche 207

a) mit Tiefbrunnenpumpen verschiedener Bauart S. 207. — b) Versuche mit Tiefbrunnenpumpen bei der Grundwasserabsenkung für den Staatsoperumbau Berlin 1926/27 S. 209.

3. Die Ausführung von Grundwasserabsenkungen mit Tiefbrunnenpumpen 211

a) Die Grundwasserabsenkung mit Tiefbrunnen für den Bau der Parallelmauer an dem neuen Umformerwerk Alexanderplatz in Berlin

Seite

S. 212. — b) Die Grundwasserabsenkung mit Tiefbrunnen bei Ausführung des Loses XX der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln S. 215. — c) Die Grundwasserabsenkung mit Tiefbrunnen bei der Ausbesserung u. Verlängerung des Trockendocks VI in Kiel S. 215.

VII. Anlagen in offenen Gewässern und in unmittelbarer Nähe derselben 220

VIII. Gesichtspunkte für die Ausgestaltung der Anlagen.

A. Brunnen 235
1. Das Filter 235
a) Gewebefilter ohne Kiesschüttung S. 236. — b) Gewebefilter mit Kiesschüttung S. 240. — c) Gewebelose Filter mit und ohne Kiesschüttung S. 241. — d) Sonderkonstruktionen S. 243.
2. Das Aufsatzrohr 246
3. Das Bohren der Brunnen 247
4. Das Einhänge- oder Saugrohr 247
5. Brunnen für Tiefbrunnenbetrieb 248

B. Rohrleitungen 249
1. Die Saugleitung 249
2. Druckleitung, Abflußrinnen 251

C. Pumpen 251
1. Kreiselpumpen. 251
2. Kolbenpumpen 252
3. Tiefbrunnenpumpen 252
a) SSW-Tauchpumpensatz, Type Tu S. 253. — b) SSW-Tauchpumpensatz, Type To S. 254. — c) Unterwasserpumpensatz der Garvenswerke, Hannover-Wülfel, S. 256.

D. Auffüll- und Ansaugevorrichtungen 258

E. Antriebmaschinen. 260
1. Unmittelbarer elektrischer Antrieb 260
2. Unmittelbarer Antrieb durch Kraftmaschinen 262
a) Antrieb durch Lokomobilen S. 262. — b) Verbrennungskraftmaschinen S. 263.
3. Eigene Krafterzeugung. 263
4. Maschinenbereitschaft 265

IX. Grundwasserabsenkung und Bodensetzungserscheinungen. 268

Literaturverzeichnis 283

Tafeln (am Schlusse des Buches).

Tafel 1. Grundwasserabsenkungsanlage für die nördliche Schleuse in Plötzensee.
„ 2. Entwurf für die neue Seeschleuse bei Emden.
„ 3. Neue Emder Seeschleuse.

Berichtigung.

Seite 43 unten lies: $\varphi = 2r\pi \frac{\sqrt{k}}{15}$ statt: $\varphi = 2r\pi\sqrt{\frac{\sqrt{k}}{15}}$.

„ 94, Zeile 18 und 19 v. o. lies: Unterkante der Filter statt: Unterkante der Brunnen.

„ 127, Ende des 2. Absatzes lies: $Q_1 = 200$ l/sek statt: $Q_1 = 100$ l/sek.

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 gerammten 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 Schüttbeton 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 trocknem Gelände.

Die Vorteile der offenen Baugrube 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. Salbach[1], 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 Triebsand, 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 herzuströmen, 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 Ommeren[2] 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 Trockenen ausheben zu können. Erwähnt wird diese Absenkung von Seyfferth[3], einem früheren Assistenten Thiems.

Dasselbe Beispiel und auch die Verlegung von Heberleitungen für das Leipziger Wasserwerk mit Grundwasserabsenkung führte E. Prinz[4] 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 Bredtschneider[5] 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. Fülscher, „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 Eiselen[6], Giese und Blum[7] und Langbein[8].

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 Bernhard[9] 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. Brennecke[10] 1907 die Vorzüge der Grundwasserabsenkung in ihrer besonderen Verwendung beim Bau großer Seeschleusen.

Ferner beschreibt Zimmermann[11] 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 Steen[12] Angaben im Zentralblatt der Bauverwaltung 1911. Kurze Angaben hierüber macht auch Lietz[13] in der Zeitschrift des Österreich. Ing.- und Arch.-Vereines 1912.

Ein kurzer Abschnitt über Grundwasserabsenkungen befindet sich auch in dem Werk von Brennecke[14]: „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 Triebsande 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 Dampflokomobile 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 Holtenau 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 Kreß[15] 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 Bergwald[16] 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 Enzweiler[17] 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 Spreeuntertunnelung 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 Sichardt[21] über die Fortschritte des Grundwasserabsenkungsverfahrens im „Bauingenieur". Joachim Schultze[22] 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 Staffelverfahren 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 Müller[23] in der „Braunkohle" 1925 und von W. Sichardt[24] in der „Deutschen Bergwerkszeitung" 1925, die Absenkungsanlage bei dem Staatsoperumbau behandelte Hansen[25] in der „Zeitschrift für Bauwesen" 1928 und Sichardt[26] 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. Sichardt[27] 1927 in der Siemens-Zeitschrift; die gleiche Frage wird im Rahmen einer Abhandlung über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels in der „Bautechnik" 1927 vom gleichen Verfasser[28] behandelt. Schließlich können Weber[29] in der „Deutschen Tiefbauzeitung" 1928 und Sichardt[30] in der „Bautechnik" 1929 über die Erfolge mit reinen Tiefbrunnenanlagen seit 1927 berichten. Ein kurzer Aufsatz Sichardts[31] 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 Schultze[22], Sichardt[21], L. Bonnet und S. Blockmans[32], Schonnopp[33] und Blattner[34].

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. Sichardt[35] und Ende des gleichen Jahres eine Veröffentlichung von H. Weber[36] 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 Spiegelfläche des Grundwassers bei Wasserentnahme aus einem Schachtbrunnen und aus Sickerschlitzen nachprüfte und erweiterte. Ph. Forchheimer stellte die allgemeine Gleichung der Spiegelfläche 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 Darcy[37] 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

$$Q = kF\frac{h}{l}. \tag{1}$$

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

$$v = \frac{Q}{F} = k\frac{h}{l}, \tag{2}$$

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 Lueger[38] 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

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

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

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

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 $p R'$, wenn unter R' die Arbeit pro Flächeneinheit und unter p die benetzte Fläche pro Längeneinheit verstanden wird, und es ist also $p R' = 0{,}27\ \gamma\, b\, h\, \alpha$. 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 Rauhigkeitsgrade 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 $p = 4{,}44 \cdot \frac{b\,h}{d}$ berechnet, so daß man beim Einsetzen der Werte für R' und p die Gleichung erhält:

$$v = \frac{0{,}27\,\gamma\,b\,h\,d}{4{,}44\,\gamma\,b\,h\,c}\,\alpha = c'\,d\,\alpha\,, \tag{4}$$

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

$$v = k\,\alpha. \tag{5}$$

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 worden[39]. Andere haben jedoch ein schnelleres Zunehmen des Gefälles gegenüber der Geschwindigkeit beobachtet[39], 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 Bericht[40] 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 1 angegebene.

Zahlentafel 1. Zusammensetzung der untersuchten Sandsorten.

Nr. I. Grand.
100 g enthielten:

3 g { Gesteinsstaub (unter $^1/_{10}$ mm), sehr feinen Sand ($^1/_{10}$—¼ mm),
12 g feinen Sand (¼—½ mm),
14 g scharfen Sand (½—¾ mm),
41 g groben Sand (¾—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 $^1/_{10}$ mm), sehr feinen Sand ($^1/_{10}$—¼ mm),
22 g feinen Sand (¼—½ mm),
32 g scharfen Sand (½—¾ mm),
33 g groben Sand (¾—2 mm), (vereinzelte Kiesstückchen wurden ausgeschlossen).

Nr. III. Scharfer Sand.
100 g enthielten:

3 g Gesteinsstaub (unter $^1/_{10}$ mm),
22 g sehr feinen Sand ($^1/_{10}$—¼ m),
25 g feinen Sand (¼—½ mm),
27 g scharfen Sand (½—¾ mm),
23 g groben Sand (¾—2 mm).

Nr. IV. Feiner Sand.
100 g enthielten:

6 g Gesteinsstaub (unter $^1/_{10}$ mm),
23 g sehr feinen Sand ($^1/_{10}$—¼ mm),
54 g feinen Sand (¼—½ mm),
11 g scharfen Sand (½—¾ mm),
6 g groben Sand (¾—2 mm).

Nr. V. Sehr feiner Sand.
100 g enthielten:

16 g Gesteinsstaub (unter $^1/_{10}$ mm),
64 g sehr feinen Sand ($^1/_{10}$—¼ mm),
15 g feinen Sand (¼—½ mm),
3 g scharfen Sand (½—¾ mm),
2 g groben Sand (¾—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 Kiesstückchen 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 Einstauchen in den Filtrierapparat 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, 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.

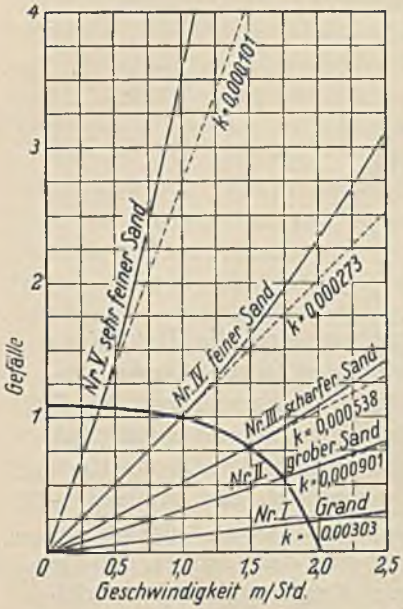


Abb. 1. Druckkurven der fünf Sande I bis V mit Eintragung der Gültigkeitsgrenze für das Gesetz von Darcy (nach E. Prinz).

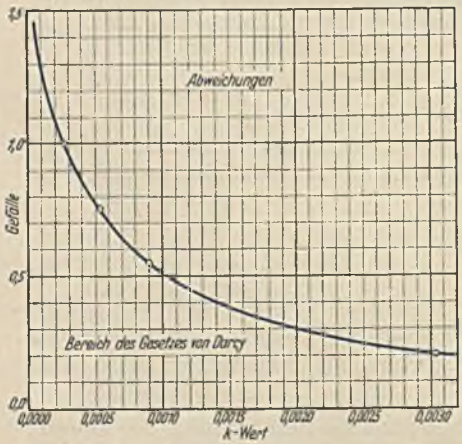


Abb. 2. Gültigkeitsgrenze für das Gesetz von Darcy für jeden k-Wert. Die Kurve gibt an, bis zu welchem Gefälle die einfache Proportionalität zwischen Gefälle und Geschwindigkeit gilt.

Von E. Prinz[41] 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. Sichardt[35] 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 Darcysche 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. Prinz[41] 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. Schultze[22], W. Sichardt[35] und H. Weber[36] bestätigen hierbei die für die Grundwasserabsenkung wohl zuerst an dieser Stelle vertretene Auffassung, daß das Darcysche Gesetz vor jedem anderen den Vorzug verdient.

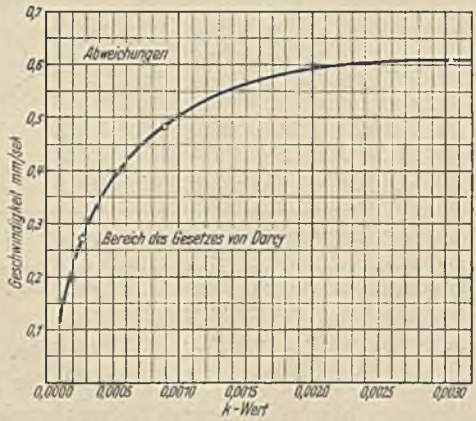


Abb. 3. Gültigkeitsgrenze für das Gesetz von Darcy für jeden k-Wert. Die Kurve gibt an, bis zu welcher relativen Grundwassergeschwindigkeit die einfache Proportionalität zwischen Gefälle und Geschwindigkeit gilt.

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 ausgebaggerten Baugrube, chemische Verfestigung und Abdich-

TECHNIK

tung der Bausohle zwischen Spundwänden) in Frage. In der Mehrzahl der Fälle liegt bei Grundwasservorkommen k innerhalb der genannten Grenzen. Diese sind verhältnismäßig eng. Die mittleren Korndurchmesser für die genannten k-Werte schwanken zwischen $d = 0{,}163$ mm und 1,63 mm[35]. Innerhalb dieser Grenzen liegen auch die von Piefke untersuchten Sand- und Sand-Kiesgemische. Diese Untersuchungen ergeben die Zulässigkeit des Darcyschen Gesetzes innerhalb gewisser Gefällgrenzen[41]. Danach gilt das Darcysche Gesetz 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 zwar 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.

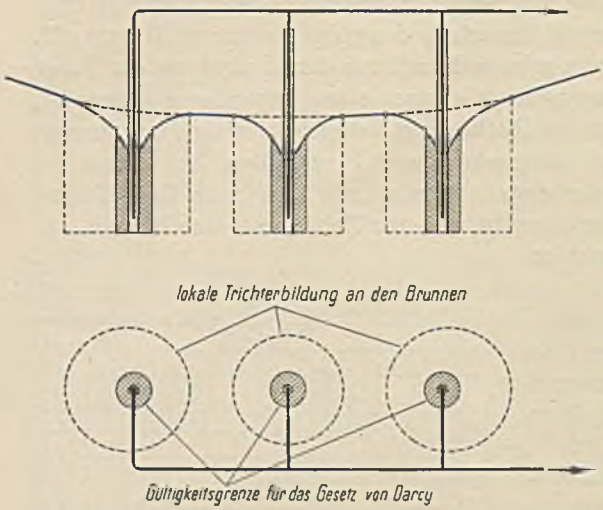


Abb. 4. Der Bereich der Abweichungen von der einfachen Proportionalität (Darcy), dargestellt an dem Beispiel einer Mehrbrunnenanlage.

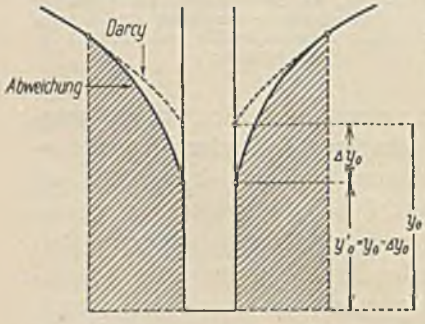


Abb. 5. Veränderung der Absenkungskurve am Brunnen infolge Abweichung von der einfachen Proportionalität (Darcy).

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-

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 ausgeglichen[35]. 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 Brunnentrichter 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 Dupuit[42] 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,

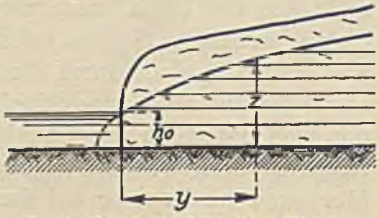


Abb. 6. Absenkung durch einen Kanal.

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-

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:

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

$$\frac{z^2}{2} = \frac{q}{l\,k}y + C. \tag{6}$$

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

$$z^2 - h_0^2 = \frac{2\,q}{l\,k}y. \tag{7}$$

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 Dupuit[43] behandelt, der erstmalig das Gesetz für die Absenkung eines einzelnen Brunnens aufstellte.

Mit Hilfe des Darcyschen Fundamentalgesetzes entwickelte ferner A. Thiem[44] 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.

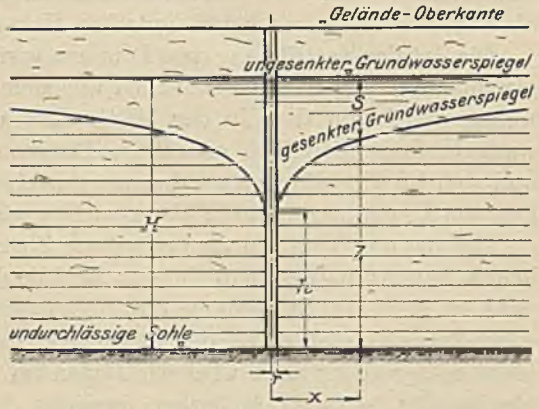


Abb. 7. Absenkung durch einen Rohrbrunnen.

Bei horizontaler Lage des ungesenkten Grundwasserspiegels ist der Zufluß zum Brunnen von allen Seiten gleich groß; bezeichnet v_x 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 $\frac{dz}{dx}$,

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

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

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

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:

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

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[45 u. 46] entwickelt eine allgemeine Gleichung für die Bewegung des Grundwassers, indem er die für die isothermischen Kurvenscharen[47] 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:

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

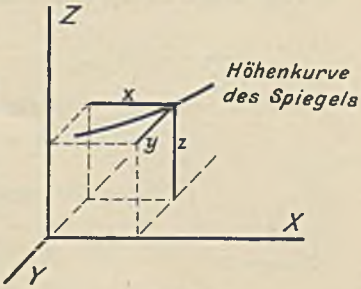


Abb. 8.

Hierin bedeutet z die Höhe eines Punktes des Wasserspiegels über der waagerecht 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).

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

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

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

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

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

Bei Vorhandensein mehrerer Spiegelflächen z. B.

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

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

$$z^2 = f_1(x\,y) \pm f_2(x\,y) \pm \cdots \qquad (14)$$

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

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

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

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

Das Spiegelgefälle ist

$$\frac{dz}{dy} = \frac{q_0}{k\,z}, \qquad (17)$$

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

Abb. 9.

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:

$h_1 h_2 h_3 \cdots h_n$ die Wasserstände in den Brunnen über der undurchlässigen Schicht,
$r_1 r_2 r_3 \cdots r_n$ die Brunnenradien,
$q_1 q_2 q_3 \cdots q_n$ die Wasserentnahmen,
z die Höhe eines Punktes der Spiegelfläche über der undurchlässigen Schicht,
$x_1 x_2 x_3 \cdots x_n$ 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:

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

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

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

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

$$r_1 = r_2 = \cdots = r_n = r \tag{20}$$

und

$$q_1 = q_2 = \cdots = q_n = q \tag{21}$$

Gl. (19) über in:

$$z^2 - h_0^2 = \frac{n\,q}{\pi k}\left(\frac{1}{n}\ln x_1 x_2 \cdots x_n - \ln r\right). \tag{22}$$

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

$$Q = q_1 + q_2 + \cdots + q_n = n\,q, \tag{23}$$

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

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

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

$$x_1 = x_2 = \cdots = x_n = x \tag{25}$$

Gl. (22) mit Gl. (24) übereinstimmen, also $h_0 = h$ werden. h_0 bedeutet also den Brunnenwasserstand, der sich einstellen würde, wenn die Gesamtentnahme 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 Sichardt[35]):

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 Wahnschaffe[48] erforscht und eingehend beschrieben worden. Die Zusammenhänge zwischen Hydrologie und Geologie sind von E. Prinz[41] 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. Forchheimer[39 u. 49]) 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.

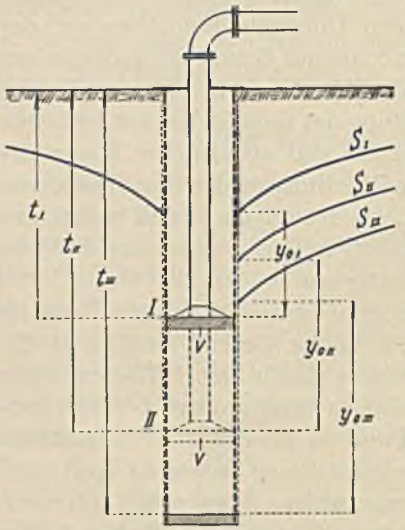


Abb. 10. Bestimmung des k-Wertes für verschiedene Tauchtiefen des Brunnens unter Zuhilfenahme des Patentverschlusses der Siemens-Bauunion.

Zu c): Der Wirklichkeit näher kommt der Durchlässigkeitsversuch im Laboratorium. Versuchsapparate beschreiben Forchheimer[49], Prinz[41], Beger[50], Sichardt[35] 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 trockenzulegenden 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 Brunnentiefe gilt. Da es bei Anwendung der Staffelsenkung wichtig ist, k für jede Staffel zu kennen, so müßte für jede zu einer Staffel gehörige Brunnentiefe t der jeweilige k-Wert ermittelt werden. Ein Hilfsmittel hierzu ist der Patentverschluß der Siemens-Bauunion[51], der auf Abb. 10 schematisch dargestellt ist.

Sind t_I, t_{II}, t_{III} die Brunnentiefen 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 Forchheimer[46] und Rother[52] aufgestellten Gleichungen in solchen Grenzfällen nicht mehr anwendbar (vgl. auch Abschnitt III A 3). Ist H 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 Sichardt[35] auch als „absolute Filterlänge" bezeichnet. Prinz[41], J. Schultze[22] sowie Sichardt[35] haben sich dahin ausgesprochen, daß es zulässig ist, H in dieser

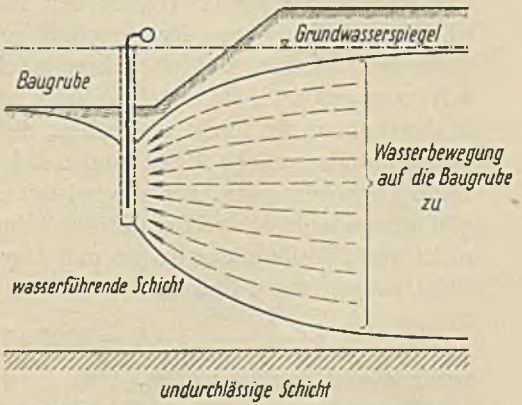


Abb. 11. Darstellung der auf die Baugrube zu gerichteten Grundwasserbewegung bei Anwendung unvollkommener Brunnen.

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 Lummert[53] 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

$$R = 3000\, s \sqrt{k}, \tag{26}$$

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.

Schultze[20] 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 Weber[36] 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 aufruhen, 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:

$$\beta V = \int_0^T q\, dt \tag{27}$$

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 worden[54] 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 Kreiszylinder, 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

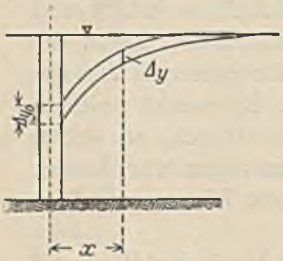


Abb. 12.

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

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:

$$R = \sqrt{\frac{4(n+2)\,H\,k\,T}{n\,\beta}} \tag{29}$$

oder mit

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

zu der Gleichung

$$R = c\sqrt{\frac{H\,k\,T}{\beta}}\,. \tag{30}$$

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

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

Mit seinen Annahmen findet Weber nun die etwas veränderte Formel:

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

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

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

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

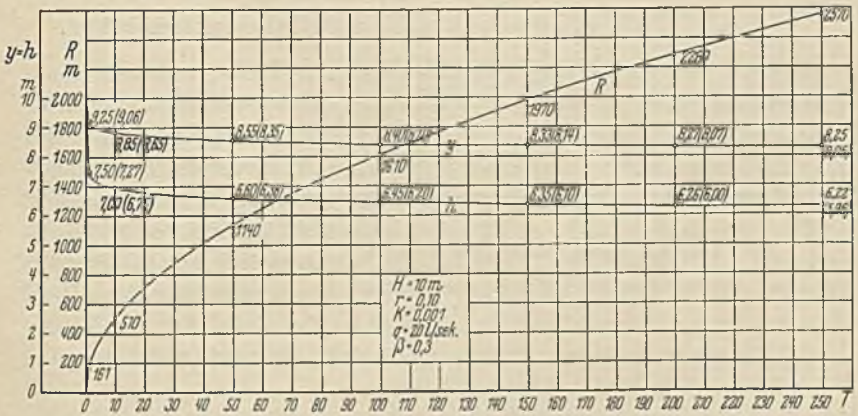


Abb. 13. Der Einfluß der Absenkungsdauer auf die Absenkung und den Vorschub der Reichweite bei einem Einzelbrunnen (nach H. Weber).

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:

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

die sich von der Forchheimerschen Formel ebenfalls durch das Nennerglied $\frac{1}{n}$ unterscheidet.

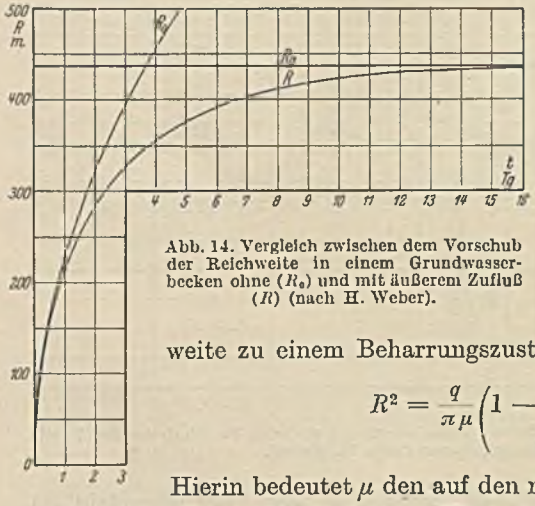


Abb. 14. Vergleich zwischen dem Vorschub der Reichweite in einem Grundwasserbecken ohne (R_0) und mit äußerem Zufluß (R) (nach H. Weber).

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 Reichweite zu einem Beharrungszustand führende Gleichung:

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

Hierin bedeutet μ den auf den m² 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:

$$R_g = \sqrt{\frac{q}{\mu \pi}}. \tag{35}$$

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.

Erwähnenswert ist noch, daß nach der Gl. (33) die Größe der Baugrube bzw. der trockenzulegenden 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.

Sichardt[35] hat diesen Zusammenhang untersucht und Formeln für die Berechnung der Brunnenleistung aufgestellt. Er geht davon aus, daß auf Grund der Ergebnisse bei praktischen Ausführungen jedem 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:

$$i_0 = \frac{1}{15\sqrt{k}}. \tag{36}$$

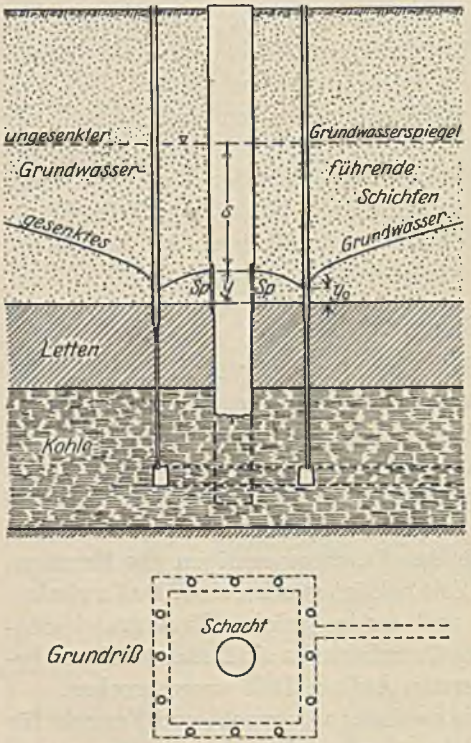


Abb. 15. Sickerbrunnenanlage der Matador-Bergbaugesellschaft in Senftenberg (nach W. Sichardt).

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

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

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

Für 1 lfd. m benetzte Filterhöhe erhält man den Fassungswert $\varphi = \frac{f}{y_0}$ zu

$$\varphi = 2\,x_0\,\pi\,\frac{\sqrt{k}}{15}. \tag{38}$$

In Abb. 16 ist diese Gleichung graphisch dargestellt.

Für einen Brunnen von gegebenen 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.

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

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

und für den Zustand der tiefsten Absenkung gilt:

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

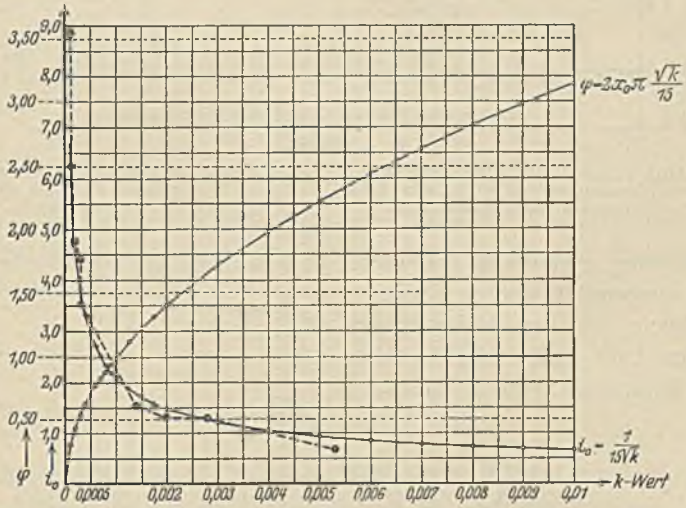


Abb. 16. Beziehungen zwischen dem Grenzgefälle i_0, dem Fassungswert φ und dem k-Wert (nach W. Sichardt).

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

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

(vgl. Abb. 18).

Wie Sichardt 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

$$\lambda = \frac{b}{2\,x_0\,\pi} \geqq 5 \qquad \text{(vgl. Abb. 19)}$$

ist.

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

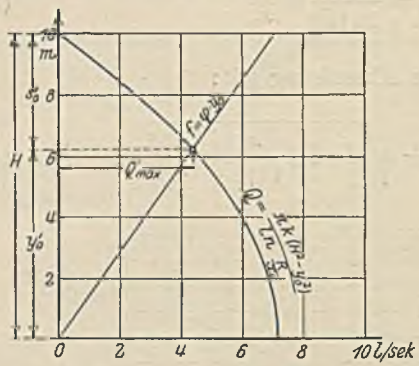


Abb. 17. Graphische Ermittlung des tiefsten Absenkungszustandes für den Einzelbrunnen (nach W. Sichardt).

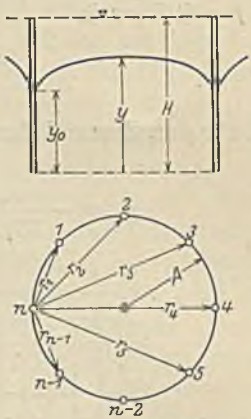


Abb. 18. Mehrbrunnenanlage von kreisförmigem Grundriß mit einer Brunnenstaffel.

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

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

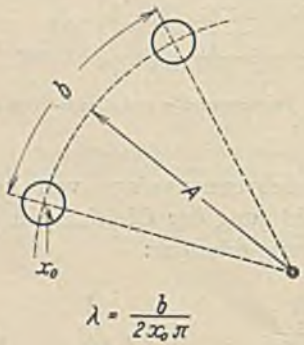


Abb. 19.

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

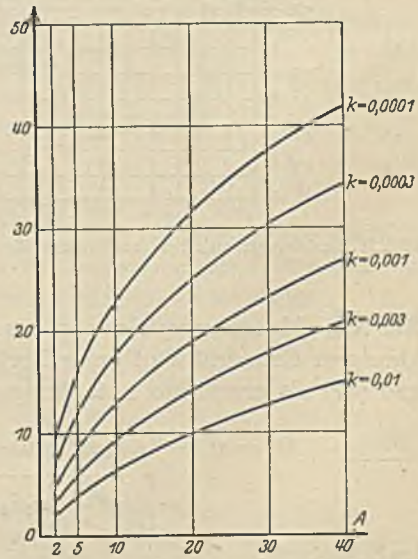


Abb. 20. Abhängigkeit der tiefsten Absenkung in der Mitte einer kreisförmigen Mehrbrunnenanlage vom Halbmesser A des Brunnenkreises bei voller Ausnutzung des Fassungsvermögens (nach W. Sichardt) $x_0 = 0{,}1$ m; $y = 10{,}00$ m; $b = 5 \cdot 2\,x_0\,\pi$.

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

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

oder

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

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

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

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

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

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:

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

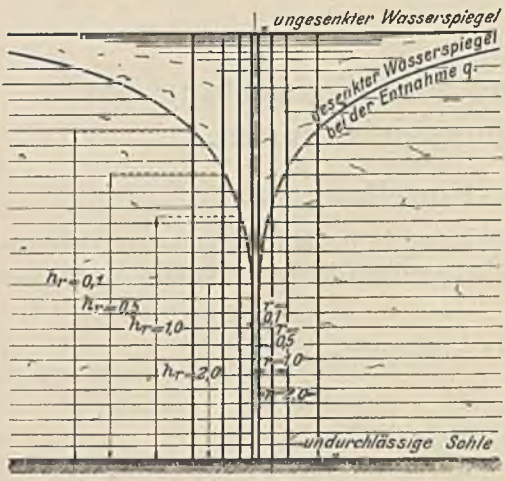


Abb. 21. Absenkung bei gleicher Entnahme q, aber verschiedenem Brunnenhalbmesser r durch einen Einzelbrunnen.

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 Sichardt das Gefälle des Grundwassers am Brunnenmantel den Wert $i_0 = \frac{1}{15\sqrt{k}}$ nicht überschreiten kann, so kann bei konstanter Entnahme q der Wert r nicht beliebig klein werden.

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

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

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

Die Werte f folgen einer Geraden (Abb. 22), deren Schnittpunkt 0 mit der Wassermengenkurve die Gültigkeitsgrenze der Wassermengenkurve ergibt. Nur deren stark ausgezogener Teil kommt praktisch in Betracht.

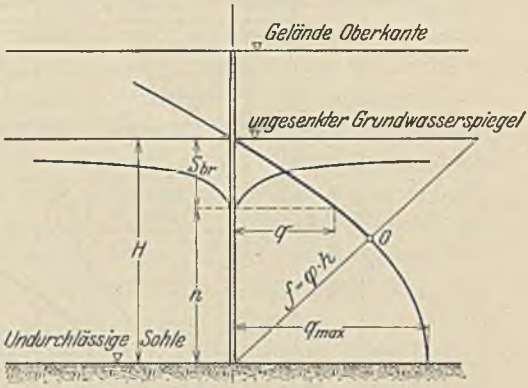


Abb. 22. Wassermengenkurve eines Einzelbrunnens in Abhängigkeit von der Absenkung s_{br} im Brunnen.

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_{br_1} im Brunnen die entnommene Wassermenge q_1 bekannt ist, die Wassermenge q_2, die zur Erreichung einer Absenkung s_{br_2} entnommen werden muß, bestimmen nach der folgenden Gleichung:

$$\frac{q_1}{q_2} = \frac{s_{br_1}(2H - s_{br_1})}{s_{br_2}(2H - s_{br_2})}. \tag{46}$$

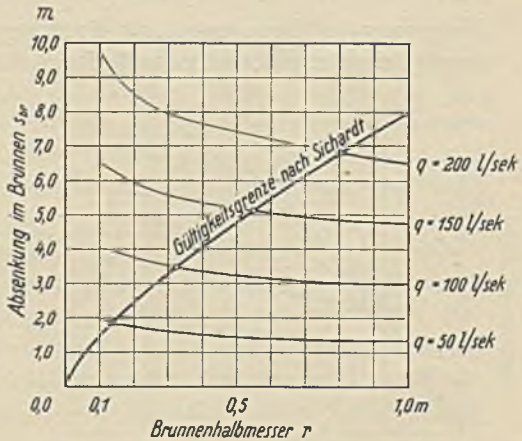


Abb. 23. Absenkung s_{br} in einem Brunnen in Abhängigkeit vom Halbmesser r bei konstanter Wasserentnahme q.

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

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

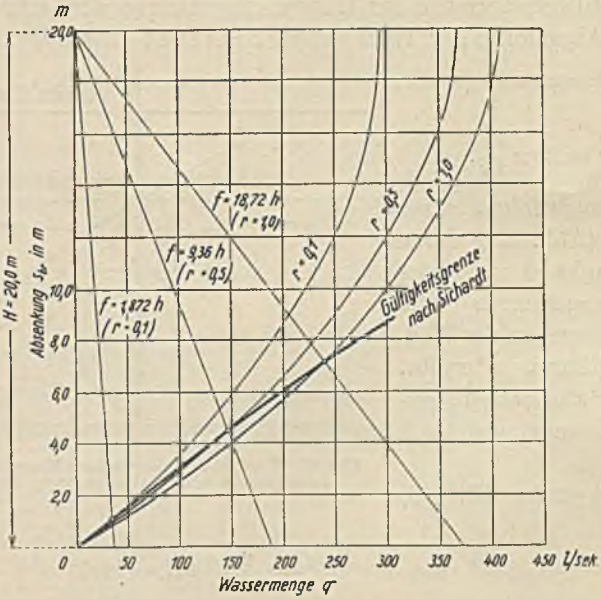


Abb. 24. Absenkung s_{br} in einem Brunnen von bestimmtem Halbmesser r in Abhängigkeit von der Wasserentnahme q.

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.

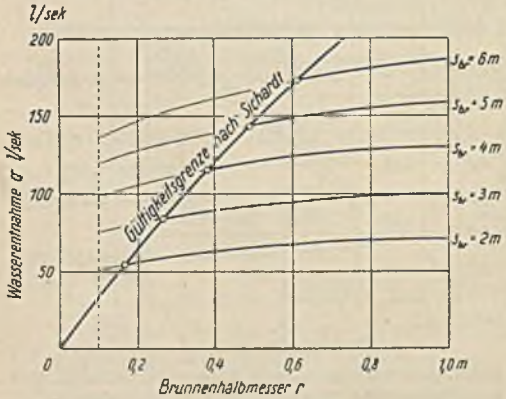


Abb. 25. Wasserentnahme q in Abhängigkeit vom Brunnenhalbmesser r bei konstanter Absenkung s_{br} im Brunnen.

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

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. Das 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 Sichardt[35] bestimmt worden mit Hilfe der Gleichungen

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

und

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

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 Luegers[55] 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.

Forchheimer[46] 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, in der t die Eintauchtiefe und q die Ergiebigkeit bedeutet und im Grenzfalle, bei bis zur undurchlässigen Schicht herabreichendem Brunnen, die Eintauchtiefe T und die Ergiebigkeit Q wird. Die Kurve liegt zwischen einem vom

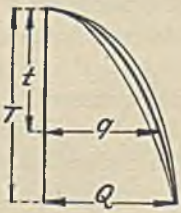


Abb. 26.

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 Elipsenquadranten

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

für die geometrischen Mittel ist dann

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

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:

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

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

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

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:

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

Setzt man in der rechten Seite der umgeordneten Gleichung

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

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

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

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

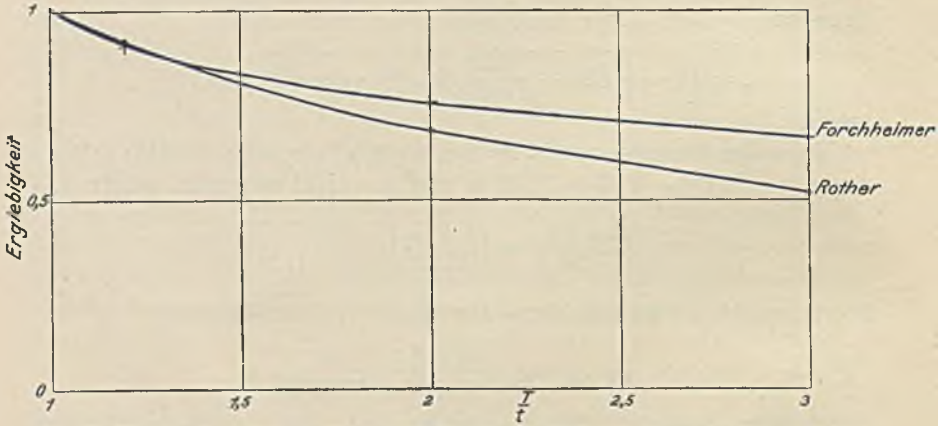


Abb. 27. Wasserandrang bei unvollkommenem Brunnen in Abhängigkeit von der Eintauchtiefe t. T = Eintauchtiefe des vollkommenen Brunnens.

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 Rother[52] 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 angebenen 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):

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

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 Abstande von den Brunnen in einen unendlich großen Kreis übergehen. Praktisch allerdings findet dieser Übergang zur Kreisgestalt schon in 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:

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

so ergibt sich

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

* 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 eines anderen beliebigen Punktes, z_2, aus der folgenden Gleichung

$$z_1^2 - z_2^2 = \frac{Q}{\pi k}\left(\frac{1}{n} \ln x_1' x_2' \cdots x_n' - \frac{1}{n} \ln x_1'' x_2'' \cdots x_n''\right); \qquad (52)$$

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 Spiegelfläche 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 langsameres 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; dann 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

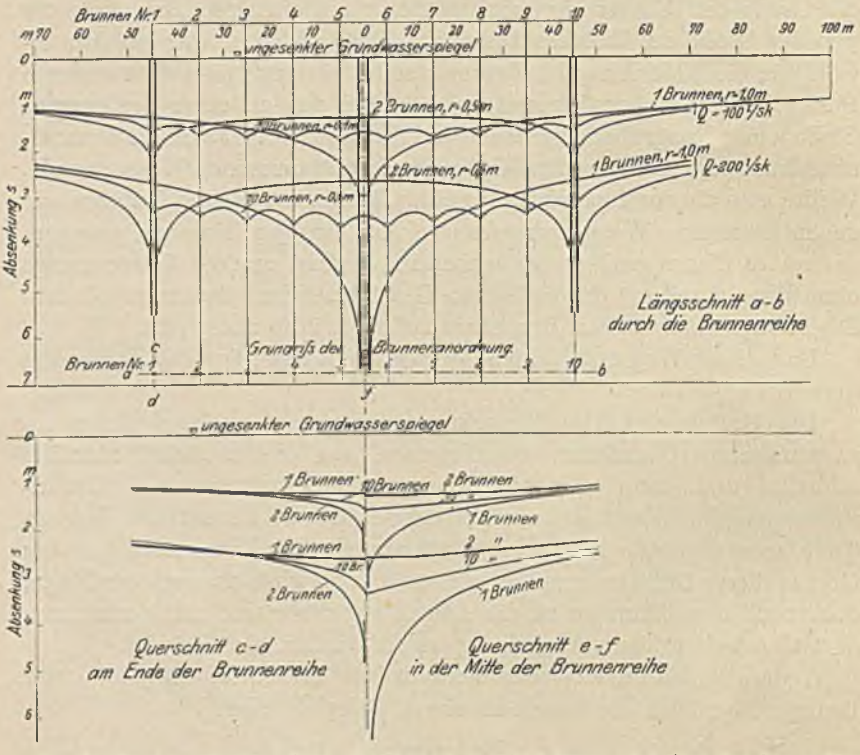


Abb. 28. Absenkungskurven bei Anordnung von 1, 2 und 10 Brunnen bei einer 90 m langen Baugrube für $Q = 100$ und 200 l/sek.

einen 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 1¾ 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

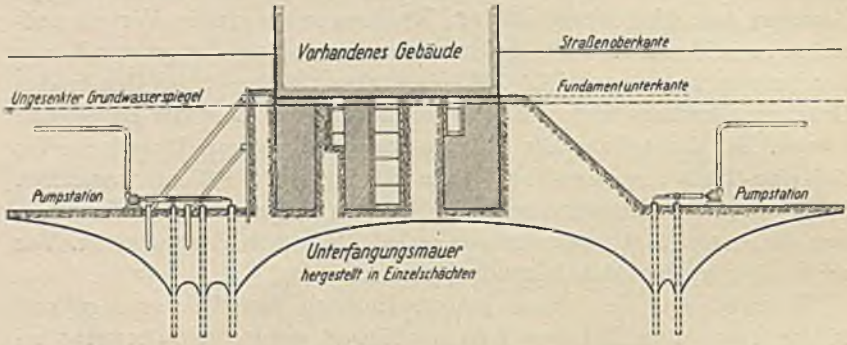


Abb. 29. Absenkungsanlage für die Unterfahrung des Halleschen Torgebäudes in Berlin durch die Nord-Südbahn. Zusammenfassung der Brunnen in zwei Gruppen.

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 trockenzulegenden 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

$$x_1 = x_2 = x_3 = \cdots = x_n = A$$

ist, in

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

über.

Es war aber nach der Erklärung von h:

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

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

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

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:

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

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:

$$Q = \frac{C}{\log R - \log A}, \tag{56}$$

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 Spiegelfäche 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.

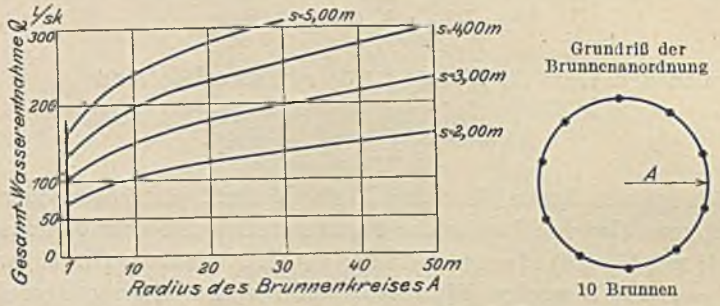


Abb. 30. Gesamtwasserentnahme Q in Abhängigkeit vom Radius des Brunnenkreises A bei konstanter Absenkung s in der Mitte des Brunnenkreises.

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 Kreisanordnung ist:

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

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)

$$Q = \frac{H^2 - z^2}{M}$$

sein, wenn

$$M = \frac{1}{\pi k} (\ln R - \ln A) \qquad (58)$$

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

$$s^2 - 2Hs = -QM, \qquad (59)$$

und es wird schließlich die Absenkung

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

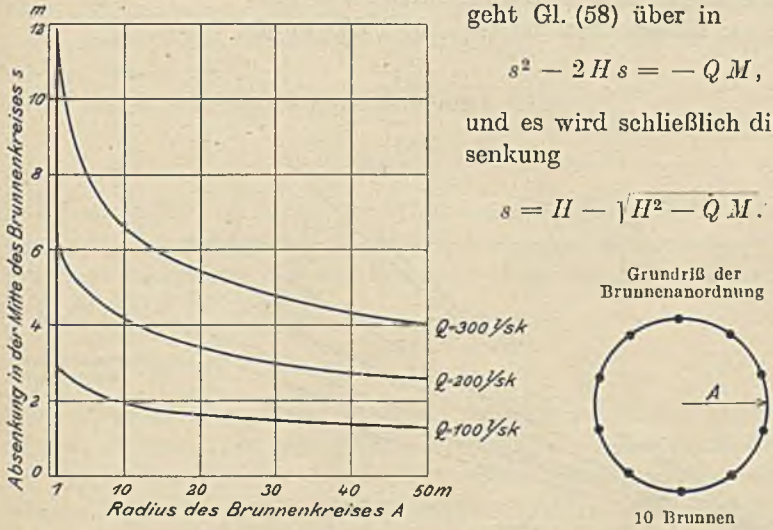


Abb. 31. Absenkung s in der Mitte des Brunnenkreises in Abhängigkeit vom Radius A des Brunnenkreises bei konstanter Wasserentnahme Q.

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

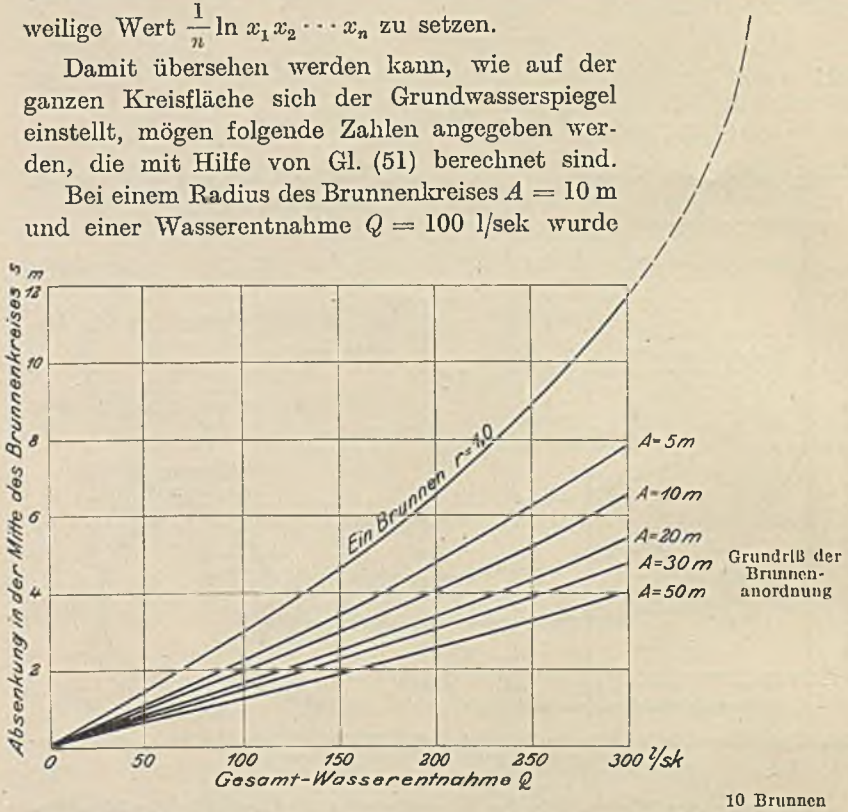


Abb. 32. Absenkung s in der Mitte des Brunnenkreises in Abhängigkeit von der Gesamt-Wasserentnahme Q bei einem bestimmten Radius A des Brunnenkreises.

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:

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

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:

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

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:

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

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

und

$$z_1^2 - z_2^2 = \frac{Q}{\pi\,k}\left(\frac{1}{n}\ln x_1'\,x_2' \cdots x_n' - \frac{1}{n}\ln x_1''\,x_2'' \cdots x_n''\right), \tag{52}$$

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:

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

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

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

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

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

und

$$s = H - \sqrt{H^2 - QM} \tag{60}$$

gelten.

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

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

das mit Benutzung von Gl. (62) auch

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{H^2 - z_1^2}{H^2 - z_2^2} \tag{64}$$

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 $x_1 x_2 \cdots x_n$ für den b-mal größeren ähnlichen Grundriß in $(x_1 x_2 \cdots x_n) b^n$ über, oder für einen b-mal kleineren Grundriß in $\frac{x_1 x_2 \cdots x_n}{b^n}$, und es verhalten sich bei gleich tiefer Absenkung die Wassermengen wie

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n \pm \ln b}{\ln R - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n}, \tag{65}$$

oder

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

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 Abstande 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 Reihenanordnung 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:

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

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 abgesenkt, 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:

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

und angenähert

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

Die für ähnliche Baugruben entwickelten Gleichungen gelten auch für Reihenanordnungen 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 Abstande 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).

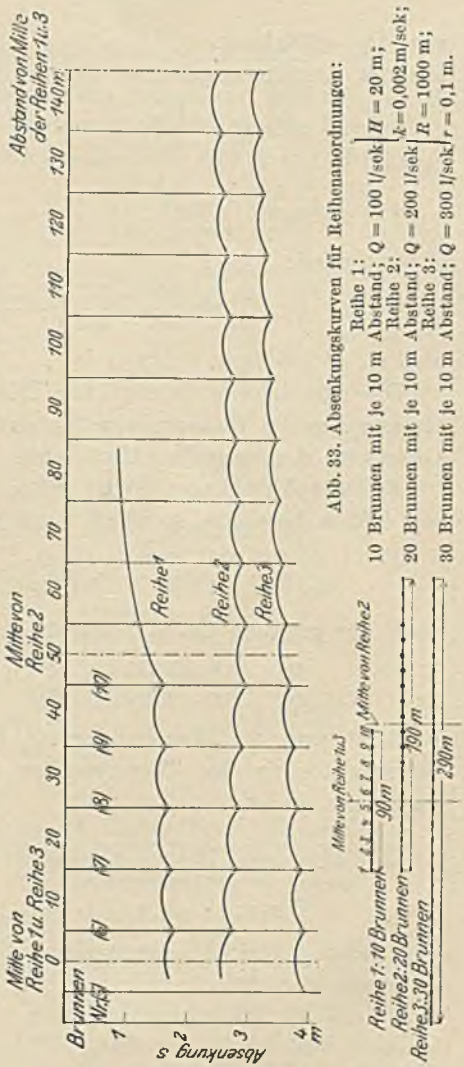


Abb. 33. Absenkungskurven für Reihenanordnungen:
Reihe 1: 10 Brunnen mit je 10 m Abstand; $Q = 100$ l/sek; $H = 20$ m;
Reihe 2: 20 Brunnen mit je 10 m Abstand; $Q = 200$ l/sek; $k = 0{,}002$ m/sek;
Reihe 3: 30 Brunnen mit je 10 m Abstand; $Q = 300$ l/sek; $R = 1000$ m; $r = 0{,}1$ m.

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

$$Q_1 = 100 \text{ l/sek}, \quad R = 1000 \text{ m},$$

$$H = 20 \text{ m}, \quad z_1 = 18{,}38 \text{ m}, \quad z_2 = 17{,}20 \text{ m},$$

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

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

so ist unter Einsetzung der Briggsschen 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:

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

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)

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{1{,}706 - 0{,}324}{1{,}706} = \frac{1}{1{,}235}, \quad Q_2 = 123.5 \text{ l/sek sein},$$

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

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

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

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

also genau $Q_3 = 300$ l/sek.

---

* Vgl. S. 53.

Mit der Näherungsformel Gl. (69) ist:

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

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

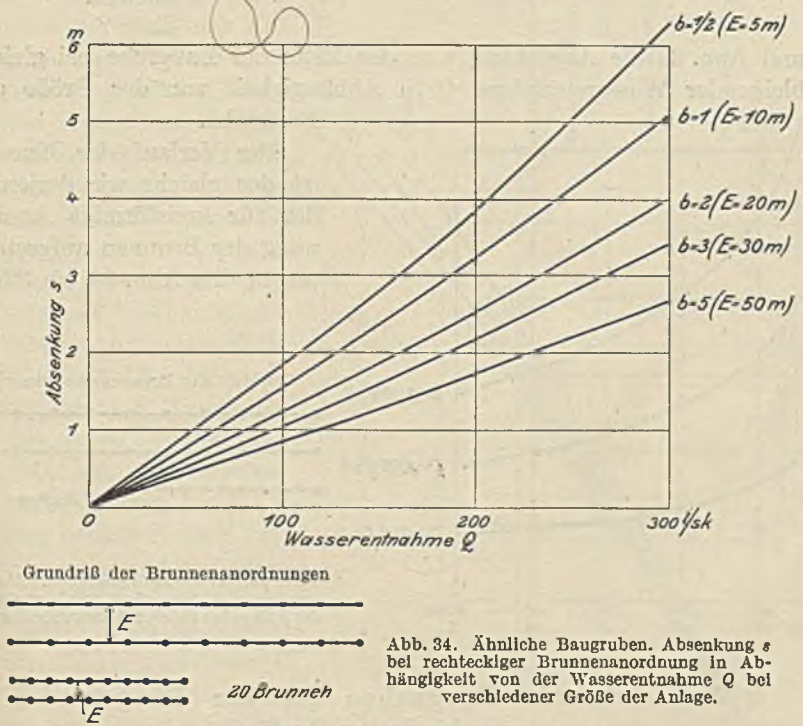


Abb. 34. Ähnliche Baugruben. Absenkung s bei rechteckiger Brunnenanordnung in Abhängigkeit von der Wasserentnahme Q bei verschiedener Größe der Anlage.

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 $b = ½$, 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,

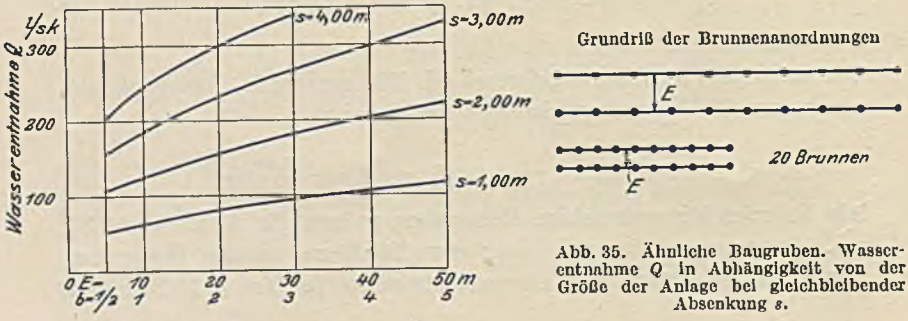


Abb. 35. Ähnliche Baugruben. Wasserentnahme Q in Abhängigkeit von der Größe der Anlage bei gleichbleibender Absenkung s.

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.

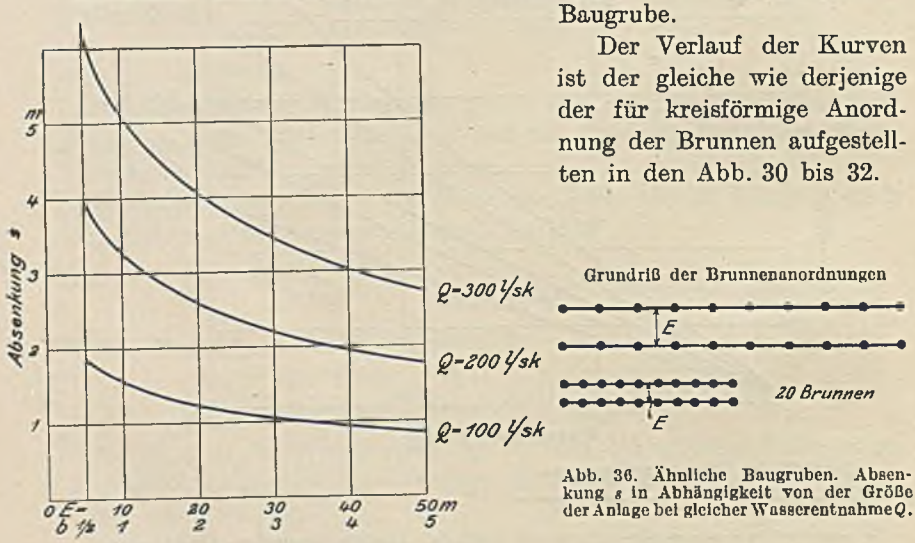


Abb. 36. Ähnliche Baugruben. Absenkung s in Abhängigkeit von der Größe der Anlage bei gleicher Wasserentnahme Q.

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.

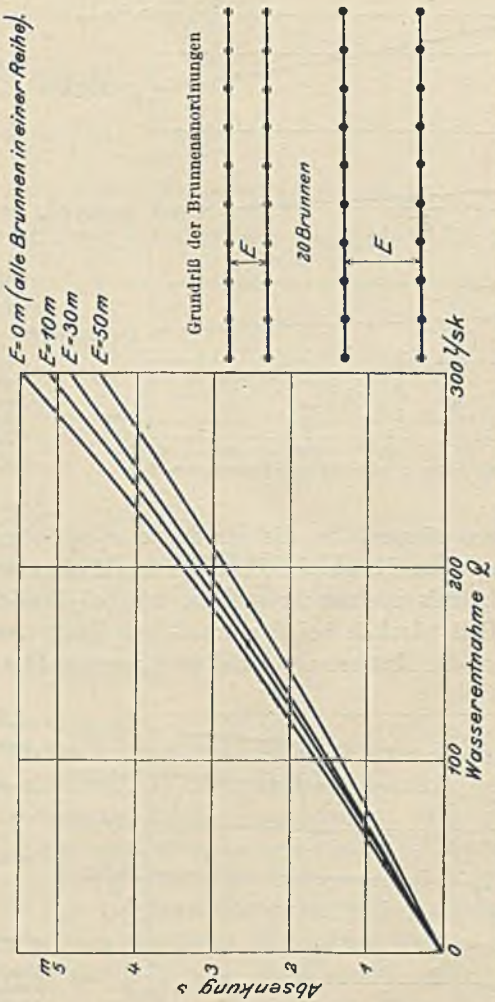


Abb. 37. Gleichlange Baugruben verschiedener Breite: Absenkung s in der Mitte der Brunnenanordnung in Abhängigkeit von der Wasserentnahme Q bei verschiedenem Abstand der Brunnenreihen E.

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.

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

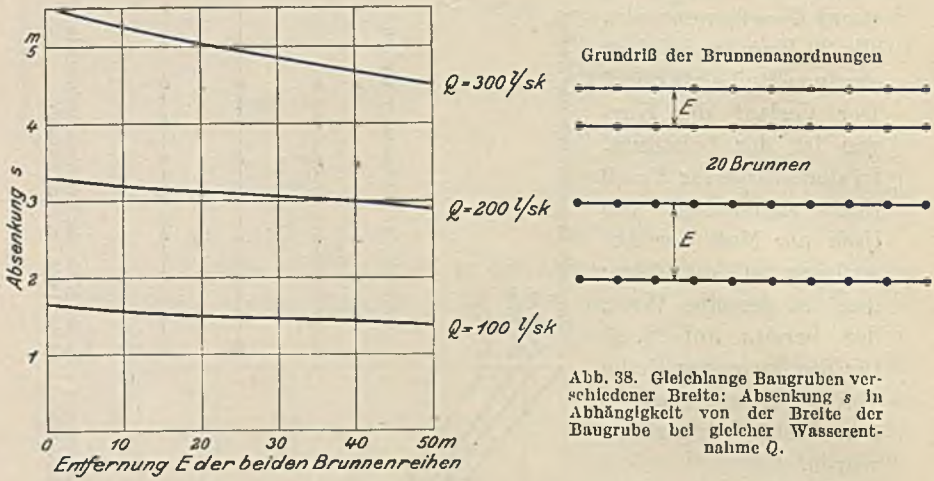


Abb. 38. Gleichlange Baugruben verschiedener Breite: Absenkung s in Abhängigkeit von der Breite der Baugrube bei gleicher Wasserentnahme Q.

gelten können, da die Produkte $x_1 x_2 \cdots x_n$, 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

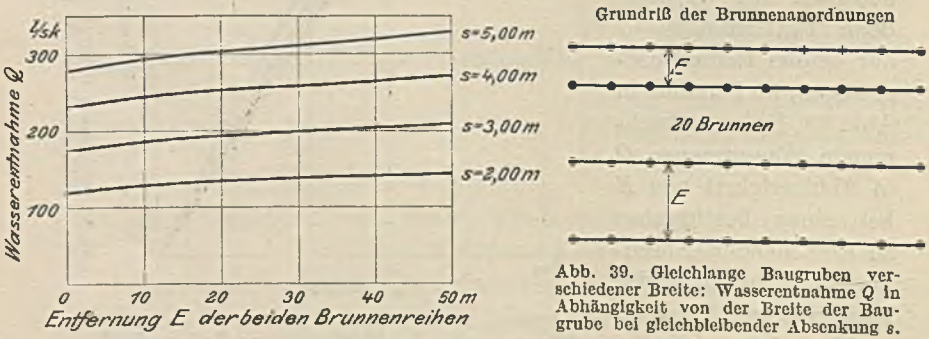


Abb. 39. Gleichlange Baugruben verschiedener Breite: Wasserentnahme Q in Abhängigkeit von der Breite der Baugrube bei gleichbleibender Absenkung s.

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 $x_1'' x_2'' \cdots x_n''$ für die b-mal breitere Grube bedeutend kleiner sein, als das entsprechende bei ähnlichen Gruben.

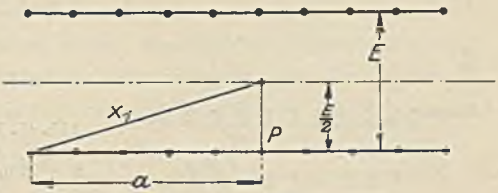


Abb. 40.

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

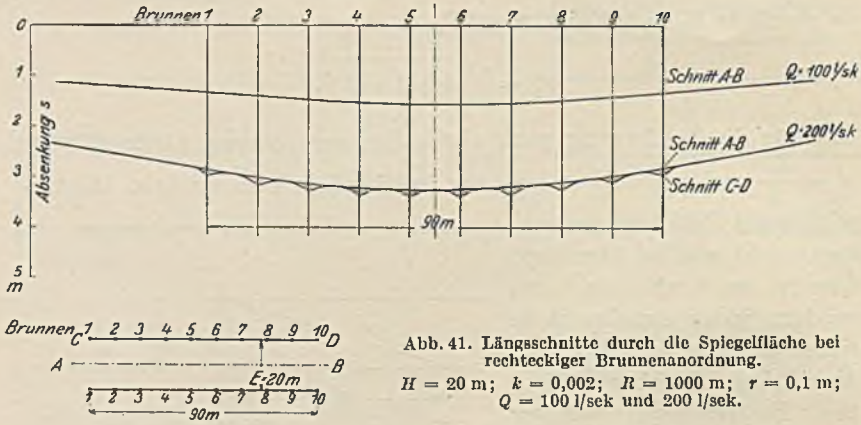


Abb. 41. Längsschnitte durch die Spiegelfläche bei rechteckiger Brunnenanordnung.
$H = 20$ m; $k = 0{,}002$; $R = 1000$ m; $r = 0{,}1$ m; $Q = 100$ l/sek und 200 l/sek.

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

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

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

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

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):

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

und es ist

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

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

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

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

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

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

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

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):

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

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

$$k = \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{\frac{1}{n} \ln x_1' x_2' \cdots x_n' - \frac{1}{n} \ln x_1'' x_2'' \cdots x_n''}{z_1^2 - z_2^2}. \tag{78}$$

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 Abstande e vom Ufer befindlichen Brunnen, der beim Betrieb sein Wasser aus dem Fluß bezieht, gibt Forchheimer[46] die mathematische Darstellung wie folgt.

Denkt man sich den Fluß verschüttet und symmetrisch zum ehemaligen Flußrande 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 Brunnens, y den Abstand von der Achse des hinzugedachten Brunnens, so würde entsprechend Gl. (19) hier gelten:

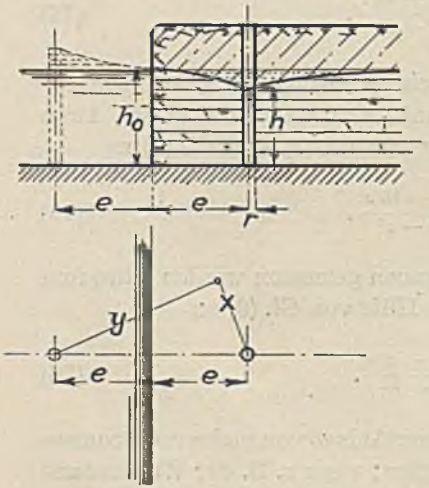


Abb. 42. Brunnen neben einem Fluß.

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

also

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

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 Flußrandes 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 Brunnenumfanges $x = r$ und ungefähr $y = 2e$ ist, für den Wasserstand im Brunnen selbst die Gleichung:

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

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

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

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

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

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

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.

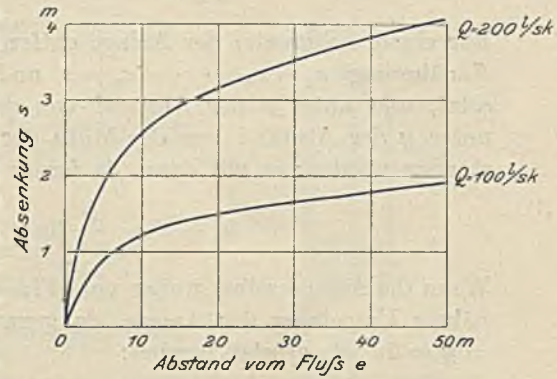


Abb. 43. Brunnen neben einem Fluß. Absenkung s_{br} im Brunnen bei wachsendem Abstand e vom Fluß. $H = 20{,}00$ m; $k = 0{,}002$ m/sek; $r = 1{,}0$ m.

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 heranrückte, 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

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:

$$h_0^2 - z^2 = \frac{q_1}{\pi k}(\ln y_1 - \ln x_1) + \frac{q_2}{\pi k}(\ln y_2 - \ln x_2) + \cdots$$
$$\cdots + \frac{q_n}{\pi k}(\ln y_n - \ln x_n). \tag{84}$$

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

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

Für einen weiter von der Anlage entfernt liegenden Punkt kann mit Annäherung $x_1 = x_2 = \cdots = x_n = x$ und $y_1 = y_2 = \cdots = y_n = y$ 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:

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

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

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

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

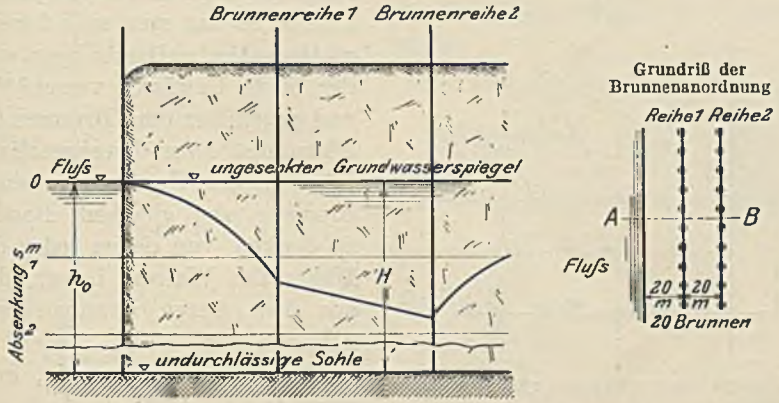


Abb. 44. Baugrube neben einem Fluß; 2 Reihen von je 10 Brunnen; $H = h_0 = 20$ m; $k = 0{,}002$ m/sek $Q = 400$ l/sek.

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 feinster 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 stehenbleibende 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 mathematische Darstellung wieder beide Gewässer verschüttet und gegenüber dem Brunnen im Abstande $2e$ 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.

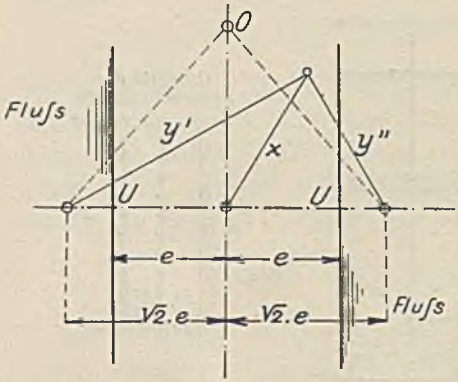


Abb. 45. Brunnen zwischen zwei Flüssen.

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

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

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

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

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 $y' = y'' = \sqrt{2}\,e$ und $x = r$ gesetzt werden kann:

$$h_0^2 - h^2 = \frac{q}{\pi k}\left(\ln \sqrt{2}\,e - \ln r\right). \tag{90}$$

Diese Gleichung würde wieder identisch mit Gl. (9) sein für $R = \sqrt{2}\,e$. 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 $R = \sqrt{2}\cdot e$ haben würde (Abb. 47).

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

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

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

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

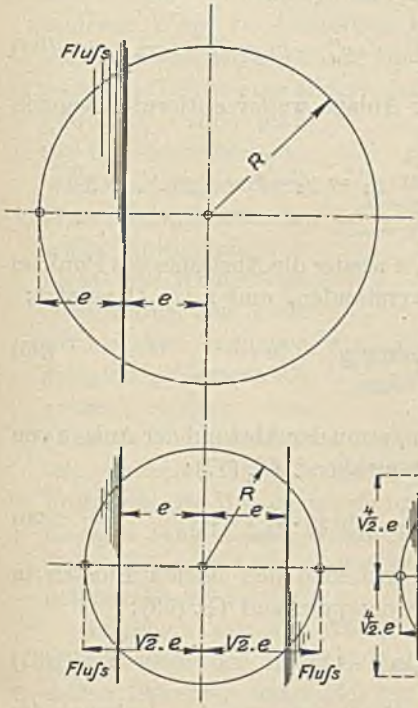


Abb. 46 und 47.

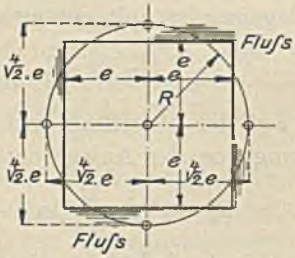


Abb. 48.

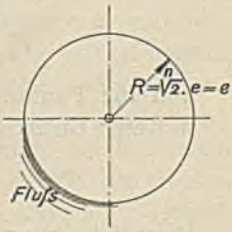


Abb. 49.

gelten würde, in der sich die $\sqrt[n]{2}$ der Eins unbegrenzt nähert, würde schließlich die Absenkung gleich der eines Brunnens sein, der inmitten einer Insel liegen und die Reichgrenze $R = e$ 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:

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

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

ein anderer, kleinerer, infolge des kleineren Abstandes $\sqrt{2}\,e$ der hinzugedachten 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):

$$h_0^2 - z^2 = \frac{q}{\pi k}\left(\frac{1}{2}\ln y_1' y_2' \cdots y_n' y_1'' y_2'' \cdots y_n'' - \ln x_1 x_2 \cdots x_n\right). \tag{94}$$

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:

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

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):

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

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

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

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, 56, 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 Lueger[55] 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 Horizontalebene, sondern von einer zu dem geneigten, 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.

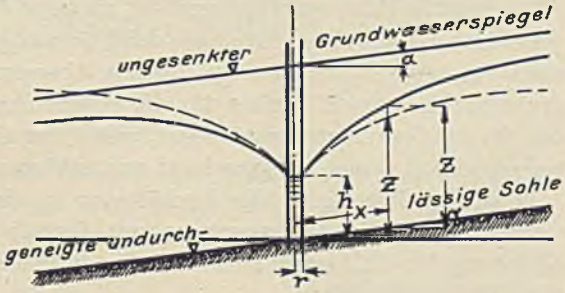


Abb. 50.

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):

$$z^2 - h_0^2 = \frac{2\,q_0}{k}\,y_0. \tag{98}$$

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

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

Für den Brunnen selbst ist dann:

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

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

$$H^2 - h_0^2 = \frac{2\,q_0}{k}\,e \tag{101}$$

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

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

Bei Vorhandensein mehrerer Brunnen lautet die Gleichung der Spiegelfläche allgemein:

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

und bei gleich großer Entnahme q aus allen Brunnen:

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

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

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 Seitenwandung ähnlich wie früher bei Wasserentnahme aus einem Grundwasserbecken mit freiem Spiegel.

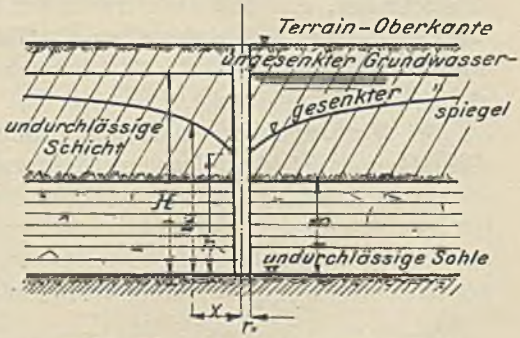


Abb. 51. Brunnen im gespannten (artesischen) Grundwasser.

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

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

und es ergibt sich durch Integration:

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

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

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

$$z - h = \frac{q}{2\pi m k} (\ln x - \ln r). \tag{105}$$

Entsprechend Gl. (9) ist ferner

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

und ebenso:

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

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. Schulze[22] aufgestellt.

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

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

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

$$z_1 - z_2 = \frac{Q}{2\pi m k} \left(\frac{1}{n} \ln x_1' x_2' \cdots x_n' - \frac{1}{n} \ln x_1'' x_2'' \cdots x_n'' \right). \tag{110}$$

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. Schonnopp[33].

Das Fassungsvermögen artesischer Brunnen ist wahrscheinlich abhängig von der Druckhöhe $h - m = d$ (Abb. 51) am Brunnenaußenmantel (vgl. W. Sichardt[35]). 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 Webers[36] 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 gespanntes 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 Gesamtabsenkung 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 Gesamtabsenkung 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

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

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:

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

Es nimmt also der zur Hebung der Wassermenge aus der Brunnentiefe 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 unzweckmäßig, 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 unzweckmäßig 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 Sichardt[35] 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 Zugrundelegung 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 Kiesschüttung 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 gröberem 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 Fassungsvermögens 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 Bohrrohrdurchmessers 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 gröberen, 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 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 Kiesumschüttung der Brunnenrohre 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

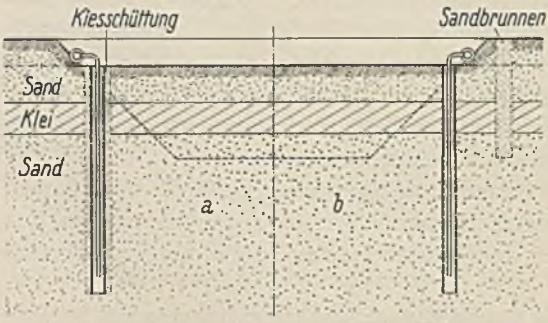


Abb. 52. Undurchlässige Schicht über der Baugrubensohle.
a = Verbindung der wasserführenden Schichten durch Kiesschüttungsbrunnen; *b* = Verbindung der wasserführenden Schichten durch „Sandbrunnen".

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 weithin 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 gröberen 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 artesische 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. 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 $G \geqq$ dem Auftrieb W ist. Mit Hilfe der Brunnen B kann eine Entspannung der ursprünglichen Steigehöhe $s - s$ 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:

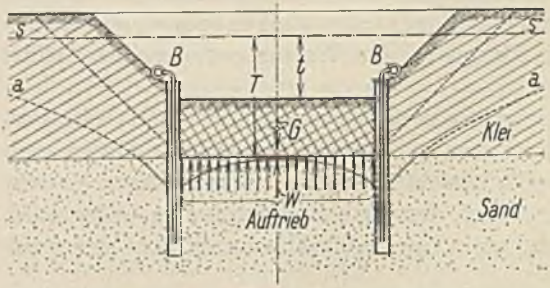


Abb. 53. Beseitigung einer Kleischicht unter dem Schutze einer Grundwasserabsenkungsanlage. Darstellung der Baugrubentiefe t, bei deren Erreichung die Brunnen in Betrieb genommen werden müssen.

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 Nederlandsche 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 gröberen 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 Abreißens 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 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 Unterkante der Brunnen reichenden Kiesumschüttung versehen (Abb. 54). Dadurch werden die Höhenunterschiede vergrößert und eine größere Wasserentnahme ermöglicht.

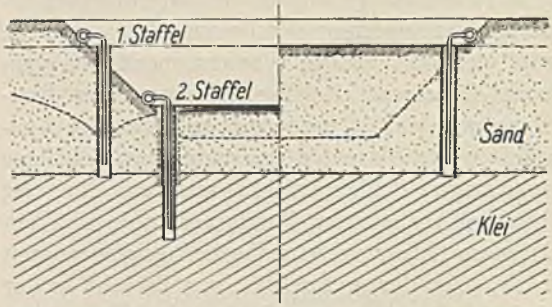


Abb. 54. Undurchlässige Schicht dicht unter der Baugrubensohle.

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

c) Sehr feiner Schlief- oder Schwemmsand und Schwimmsand.

Ganz besondere Schwierigkeiten treten auf bei Vorhandensein des sehr feinen Schlief- oder Schwemmsandes. Es müssen außerordentlich feine Filtergewebe gewählt werden, und aus den Brunnen können nur sehr geringe Wassermengen entnommen werden, da die Durchflußgeschwindigkeit 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 Luegers[55]. 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 trockenzulegen 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. Nächstdem 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 Laufräder 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 Wasserabdichtung versehenen Stopfbüchsen liegenden Stellen zerfressen; bei Verwendung von Wellen aus Deltametall wurden keine besseren Resultate 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-Geestemünde[59] hinsichtlich des Verhaltens der Grundwasserabsenkungsanlage und insbesondere verschiedener Brunnenkonstruktionen bei dem dortigen stark eisen- und schwefelsäurehaltigen 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_2SO_3)	360,1	„ „ „
Chlor (Cl)	3521,6	„ „ „
Salpetersäure	—	
Salpetrige Säure	—	
Ammoniak (NH_3)	0,08	„ „ „
Eisenoxyd (Fe_2O_3)	29,0	„ „ „
Tonerde (Al_2O_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 normaler 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 Abreißens 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 Weite des Filters mm	äußerer ⌀ der Kiesschüttung mm	Tag der Herstellung	Tag der Beobachtung
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	Betondrainagerohr aus porösem 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. Aufsatzohr, Kupfertresse	150	300	—	—
8	h	Gewöhnlicher Rohrbrunnen mit elektr. Gegenstrom	wie vor, unlakkiert, 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 Beobachtung	Leistung bei der Beobachtung	Widerstandshöhe	Fassungvermögen des Brunnens $f = 2x_0 \pi y_0 \frac{\sqrt{k}}{15}$		Überbeanspruchung gegenüber Spalte 12	Zustand am Schluß des Versuchs
			unter Berücksichtigung des Kiesfilters	ohne Berücksichtigung des Kiesfilters		
Monate	1/sek	m	1/sek	1/sek	%	
12	9,7	3,9	7,7	2,88	+ 26	n. 1 Jahr zusammengestürzt wegen Zerstörung 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 Ergebnisse			2,88	2,88	—	einwandfrei gezogen
wegen zu kurzer Betriebszeit 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 unzweckmäßigen Zusammensetzung des Kiesfilters liegt, ist nicht ersichtlich. Wahrscheinlicher ist die Annahme, daß wegen Anschluß der Brunnen an eine gemeinsame Saugeleitung 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-

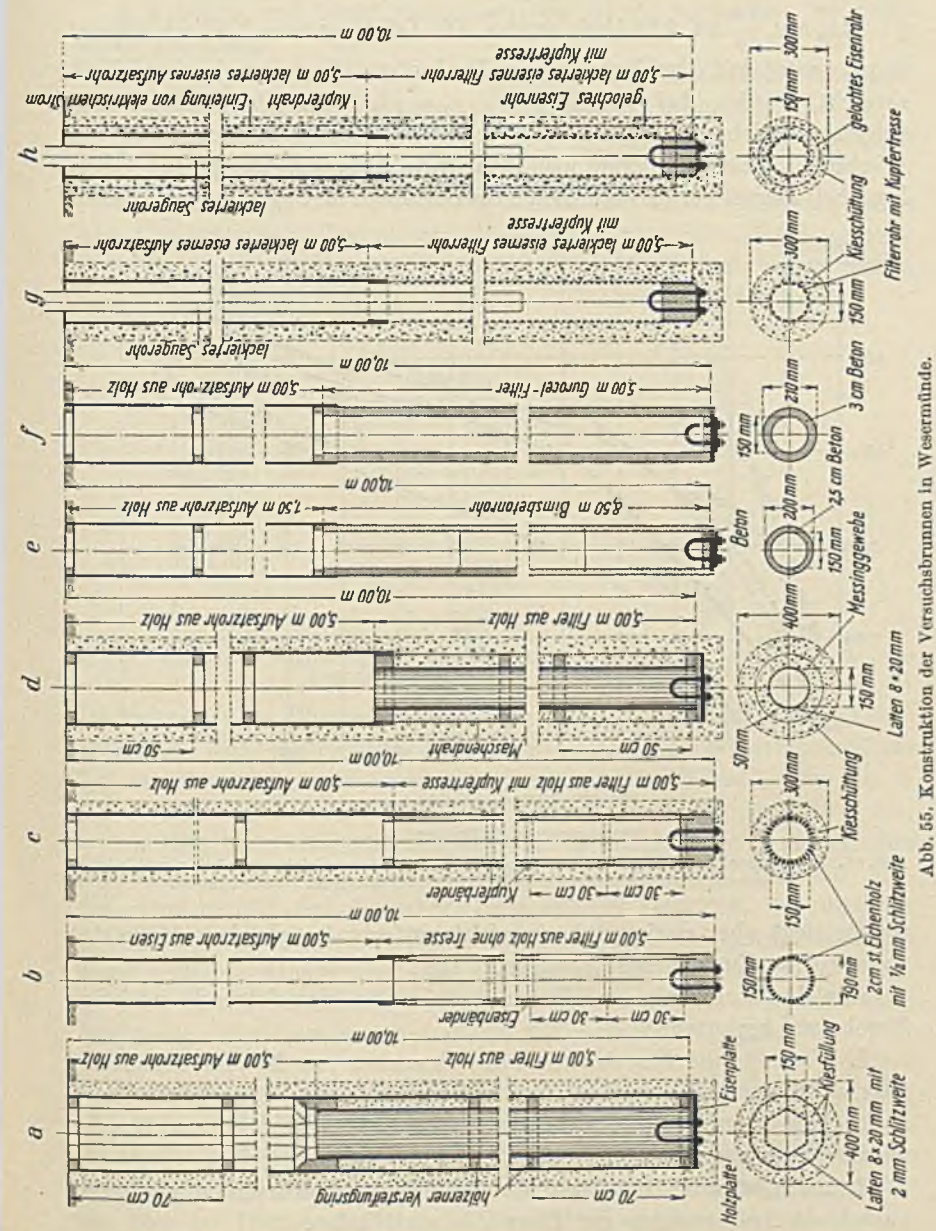


Abb. 55. Konstruktion der Versuchsbrunnen in Wesermünde.

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 $f = 2 x_0 \pi y_0 \frac{\sqrt{k}}{15}$ 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 = rd. 10 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-

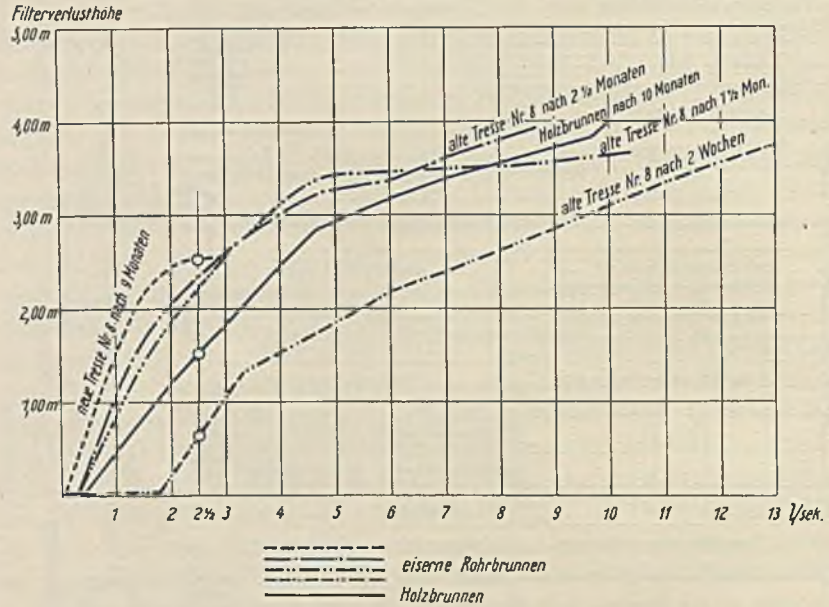


Abb. 56. Zusammenhang zwischen Filterverlusthöhen und Brunnenleistungen bei verschiedenen Filterkonstruktionen und zu verschiedenen Betriebszeiten (Wesermünde).

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 Schlitzen 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

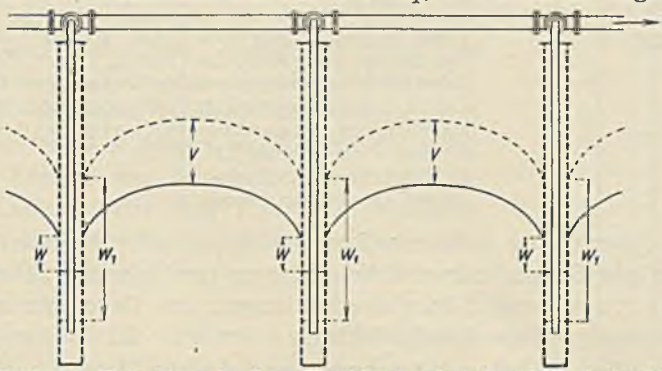


Abb. 57. Wachsende Verkrustung in ihrer Einwirkung auf wachsende Widerstandshöhen der Brunnen und Verlust an Absenkungstiefe.

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 Saugeleitungen 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 ½ 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 Einhängerkrümmer 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. 15monatlicher 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 Brunnens 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 ⅔ abgenommen hatte.

3. Zone c). Die nächsten 3 m bestanden nur noch aus Kupfertresse mit einigen Restbeständen des im übrigen vollständig aufgefressenen Eisengerüstes des Filterrohres.

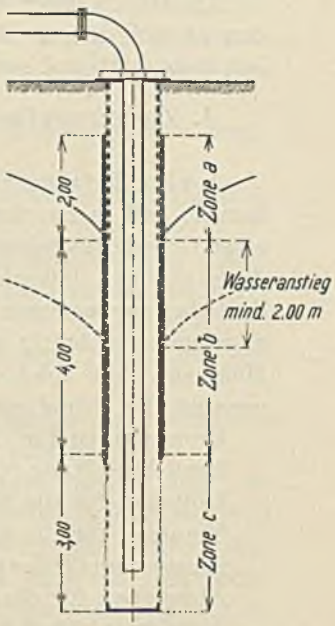


Abb. 58. Schema der Zerstörungen und Verkrustungen an Filterbrunnen anläßlich der Grundwasserabsenkung beim Bau der dritten Schleuse in Wemeldinge.

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

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	1. Außenhaupt:	2. Binnenhaupt:
Reaktion	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 Auswechselungskosten 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 Einrichtung[60] 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.

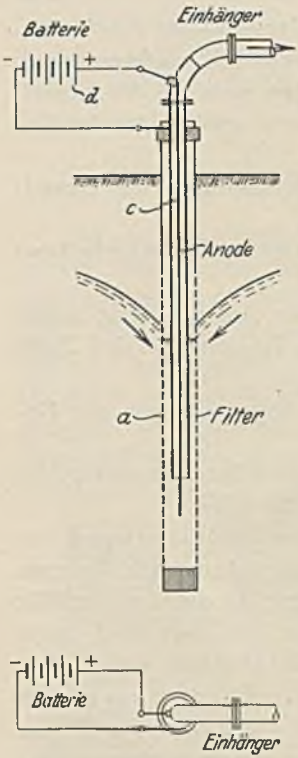


Abb. 59. Einrichtung der Siemens-Bauunion zum Schutz von Filterbrunnen gegen elektrolytische Zerstörungen (D.R.P. Nr. 408799).

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 Schutzeinrichtung 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 säurehaltiges Wasser leichter ausgesetzt. Nach den Erfahrungen von Prinz[41] haben sich bisher Brunnen aus Gußeisen und Kupfer am besten bewährt.

Zu beachten sind die Ausführungen Bieske's[61] 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 Sandschichten 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 II C 1 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 Probebetriebes 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 Probebetrieb 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. Nächstdem erfordert der Erfolg eines Probebetriebes 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, nächstdem 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 „ε"-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. Prinz[41]).

b) Absenkungsversuche bei Grundwasserabsenkungsanlagen.

α) 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 derartig 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 gröber 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 Probebetriebe 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-

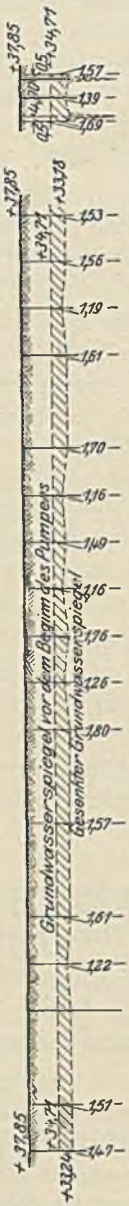


Abb. 60. Längsschnitt durch die Beobachtungsrohre, Reihe I.

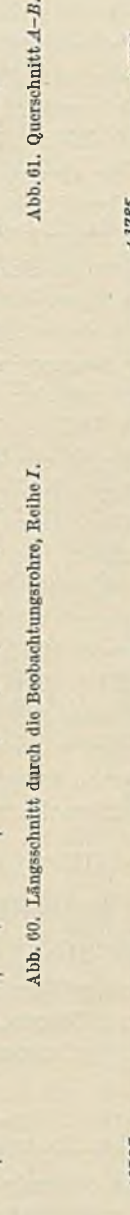


Abb. 61. Querschnitt A–B.

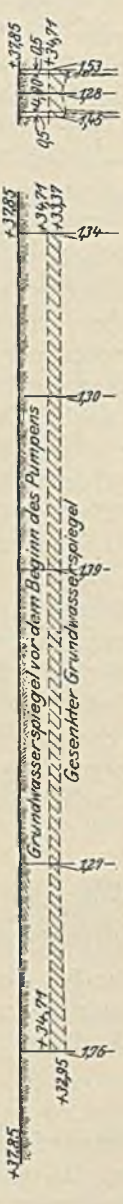


Abb. 62. Längsschnitt durch die Beobachtungsrohre, Reihe II.

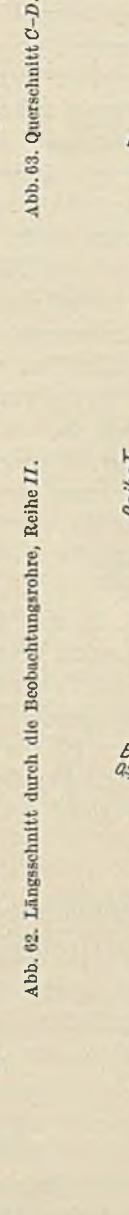


Abb. 63. Querschnitt C–D.

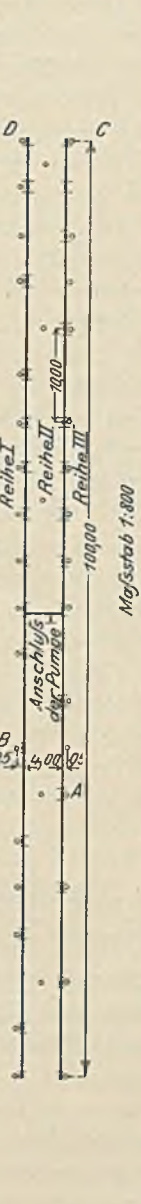


Abb. 64. Lage der Brunnen und Beobachtungsrohre. Wasserwerk Müggelsee. Versuchsbrunnenanlage zur Absenkung des Grundwasserspiegels mit Hilfe eines zweireihigen Systems von Hilfsbrunnen.

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 Reihenanordnung der Brunnen, bzw. für eine sehr schmale Baugrube die Probeabsenkung der Berliner Wasserwerke am Müggelsee[62] angeführt werden. Auf einer Gesamtstrecke von 100 m waren in einem Abstande 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 Beobachtungsrohre Reihe *II* ist deutlich das Vorhandensein einer fast gleichmäßigen Absenkung auf der ganzen Länge der Anlage zu erkennen. Im Schnitt durch die Beobachtungsrohre Reihe *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

dem alten Spandauer Schiffahrts-Kanal; eine Schutzaufschüttung am Ufer mit einer besonders aufgetragenen Dichtungsschicht wurde sicherheitshalber vorgenommen (s. Tafel I).

Der Grundwasserstand entspricht ungefähr dem Stande des in der Nähe befindlichen Plötzensees und folgt dessen Schwankungen. Bei einem Wasserstand des Plötzensees von + 30,90 betrug der Grundwasserstand an der Baustelle vor Beginn der Absenkung im Durchschnitt aus den in Zahlentafel 4 angegebenen Messungen in den Beobachtungsbrunnen + 30,85. Der Wasserstand des Kanals beeinflußt den Grundwasserstand nicht infolge der offenbar völligen Undurchlässigkeit seiner Sohle. In der Zeit vor der Absenkung war der Wasserstand im Kanal ungefähr 30 cm höher als der Grundwasserstand.

Da der höchste Grundwasserstand, mit dem während der Bauzeit zu rechnen sein würde, auf + 31,30 angenommen war, der tiefste Punkt der Fundamentsohle dann also 6,30 m unter dem Grundwasserspiegel liegen würde, wurde eine Absenkung in zwei Staffeln in Aussicht genommen. Die Ausführung der Absenkungsanlage selbst war nach der auf Tafel I dargestellten Weise geplant. Mit der äußeren Ringleitung, an die im ganzen 26 Brunnen anzuschließen waren, sollte eine Senkung des Grundwasserspiegels bis + 27,50 erreicht werden, und dann nach weiterem Ausschachten der Baugrube die innere Ringleitung mit 18 angeschlossenen Brunnen auf dieser Höhe verlegt werden. Nach Inbetriebsetzung dieser Leitung sollte die obere Leitung außer Betrieb gesetzt werden, die eigentliche Saugleitung abmontiert und nach weiterem Bodenaushub an der Böschung und nach Abschrauben des oberen 3,50 m langen Rohrstückes von den Rohrbrunnen der oberen Staffel die Saugleitung auf der gleichen Höhe wie die Leitung der unteren Staffel wieder verlegt und an die Brunnen angeschlossen werden. Durch den Betrieb beider Leitungen bzw. sämtlicher Brunnen sollte dann die nötige Absenkung erreicht werden. Zu diesem Zweck wurden die Brunnen der oberen Staffel ebenso tief gebohrt wie die der unteren. Die Filtersohle beider Staffeln lag im Durchschnitt auf + 16,40. Die Filter waren mit Messingtressengewebe Nr. 8 umspannt und hatten einen äußeren Durchmesser von etwa 180 mm bei einer Länge von 4 m. Auf die Konstruktion der Brunnen, die keine besonderen Eigentümlichkeiten zeigten, soll hier nicht weiter eingegangen werden. Der Brunnenabstand war in beiden Staffeln zu etwa 11 m angenommen — die Brunnen in den Staffeln gegeneinander versetzt — so daß beim gleichzeitigen Betrieb beider Leitungen in der unteren Staffel sich ein Brunnenabstand von 5,50 m ergab.

Die Beschaffenheit des Untergrundes ist etwa folgende. Von Geländehöhe auf etwa + 33,00 bis 34,00 folgen unter einer dünnen Schicht humosen Sandes zunächst bis zu etwa + 26,00 bis 24,00 feinere, all-

mählich in schärfere übergehende Sandschichten, letztere teilweise Steine enthaltend; darunter kommt eine bis etwa + 22,50 bis 20,50 reichende Kiesschicht wechselnder Stärke und Korngröße und dann wieder bis zu den Schichten, in denen die Filter stehen, feiner, mittelscharfer oder scharfer Sand. An der westlichen Seite der Anlage wurde beim Bohren einer Anzahl von Brunnen in der Tiefe der im Mittel zu + 16,40 angegebenen Filtersohle eine Tonschicht gefunden; einige Filter stehen daher auch etwas höher.

Die Ausführung der oberen Staffel geschah mit geringen Abweichungen vom Projekt (vgl. Tafel I) nach der in Abb. 65 skizzierten Weise; die

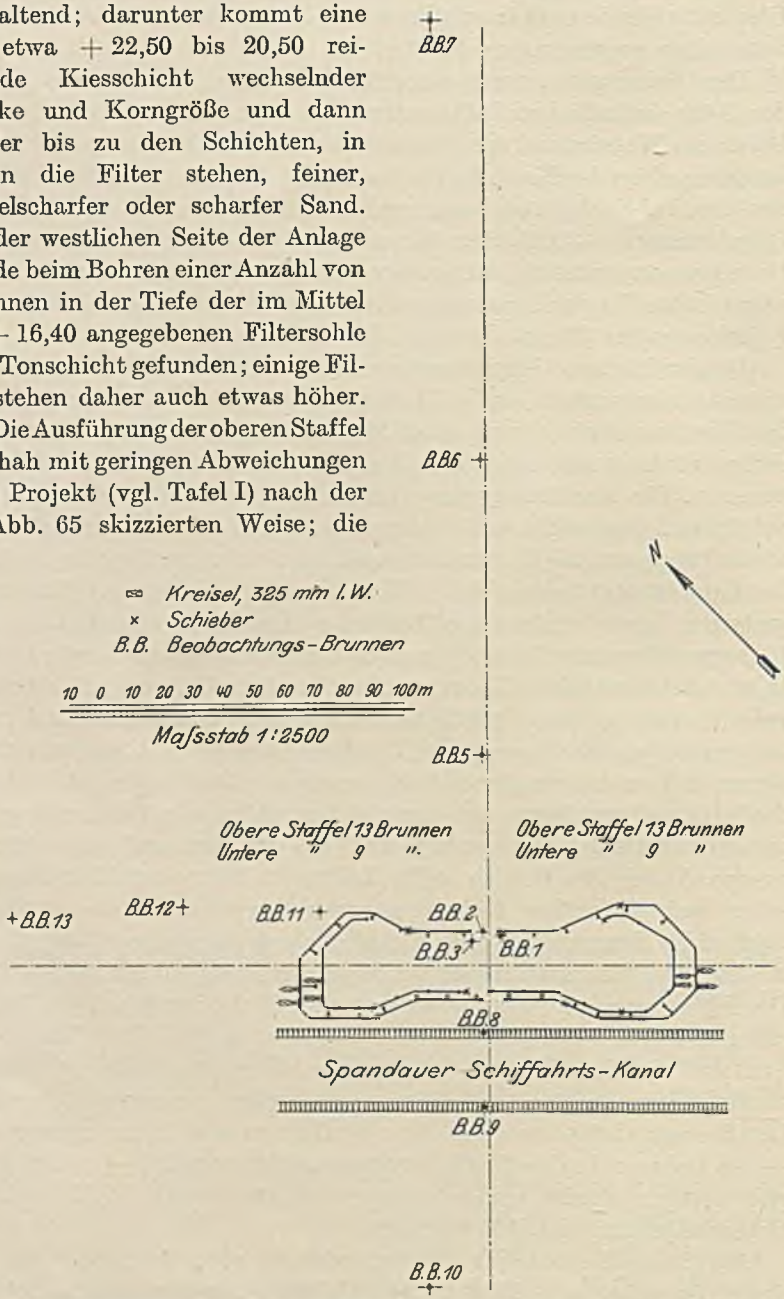


Abb. 65. Grundwasserabsenkung für die nördliche Schleuse in Plötzensee, Lageplan mit Angabe der Beobachtungsbrunnen.

Saugleitung wurde nicht als geschlossene Ringleitung verlegt, sondern bestand aus zwei getrennten Zweigen und wurde mit je einem der angeschlossenen beiden Kreisel von 325 mm Rohranschluß am 1. September 1909 in Betrieb genommen; die beiden anderen standen in Bereitschaft. Bis Mitte Oktober wurde in der Mitte der Baugrube etwa am Achsen-Nullpunkt der Schleuse eine Absenkung bis ungefähr + 25,50 erreicht, also weitaus tiefer als angenommen war. Es wurde dann die inzwischen verlegte, untere Leitung nach Heruntersetzen der Reservekreisel der oberen Staffel am 18. Oktober in Betrieb genommen und in kurzer Zeit die zur Ausführung der Fundierungsarbeiten nötige Absenkung erreicht, so daß eine Tieferlegung der oberen Leitung sich erübrigte. Auch die beiden anderen Kreisel der oberen Staffel waren nach unten versetzt worden; dauernd in Betrieb war jedoch an jedem Haupt nur einer. Die Saugleitung der unteren Staffel war ebenfalls abweichend vom Projekt angelegt (s. Abb. 65).

Zur Feststellung der geförderten Wassermenge goß jede Pumpe in ein besonderes aus Beton hergestelltes Meßbecken aus, das zur Beruhigung des Wassers in mehrere Abteilungen eingeteilt war und an der Ausflußseite ein Überfallwehr mit scharfkantigen Seiten besaß. Die Messung der Stauhöhe des Wassers erfolgte an einem aufgestellten Pegel. Die Messung der Wassermenge geschah täglich; die fortlaufenden Messungen sind in Zahlentafel 5 aufgetragen. Ebenso wurde täglich die Ablesung des Wasserstandes in den in Abb. 65 eingetragenen Beobachtungsbrunnen Nr. *1* bis *13* vorgenommen. In Zahlentafel 4 sind die beobachteten Wasserstände eingetragen, und zwar erstens vor Inbetriebnahme der Anlage, dann für die mit der oberen Staffel erreichte tiefste Absenkung am 16. Oktober und schließlich die mit der unteren Staffel erreichte tiefste Absenkung am 25. November.

Zahlentafel 4.
Schleuse Plötzensee. Wasserstände in den Beobachtungsbrunnen über N. N.

Beobachtungsbrunnen Nr.	*1*	*2*	*3*	*5*	*6*	*7*	*8*	*9*	*10*	*11*	*12*	*13*
Wasserstand vor Beginn der Absenkung am 1. 9. 1909 .	30,85	30,84	30,85	30,85	30,84	30,89	30,84	30,83	30,84	30,89	30,91	—
Wasserstand am 16. 10. 1909 (Obere Staffel)	24,40	25,06	24,97	27,08	28,34	29,66	25,725	26,53	28,53	26,08	27,575	28,75
Wasserstand am 25. 11. 1909 Untere Staffel)	24,41	24,43	24,37	26,39	27,93	29,27	24,58	25,57	27,99	25,25	26,90	28,24

Für die beiden als Beharrungszustand der beiden Staffeln anzusehenden Absenkungen sind in den Abb. 66 und 67 die durch die beiden Reihen der Beobachtungsbrunnen sich ergebenden Schnitte durch den Grundwasserspiegel zur Darstellung gelangt; es ist hier die früher erwähnte Absenkung unter dem Kanal hindurch deutlich zu erkennen. Durch die zwischen zwei Brunnen der oberen Leitung sich befindenden Beobachtungsbrunnen Nr. *1* bis *3* war es möglich, den Verlauf der Kurve zwischen den Brunnen genauer festzustellen. Die Kurven zwischen den anderen Brunnen sind unter Zuhilfenahme des Standes im Beobachtungsbrunnen Nr. *11* sinngemäß eingetragen. Jedenfalls ist das in Abb. 41 gezeigte Ansteigen des Grundwasserspiegels nach den Enden der Anlage hin deutlich zu erkennen.

Zahlentafel 5. Schleuse Plötzensee.
Wasserentnahmen l/sek.

Datum 1909	Westliche Seite	Östliche Seite	Gesamt-Entnahme
16.—20. 9.	110	110	220
24. 9.—4. 10.	105	100	215
5. 10.—6. 10.	100	95	195
8. 10.—10. 10.	105	100	205
12. 10.	95	105	200
13. 10.—14. 10.	105	95	200
15. 10.—21. 10.	keine Messungen		
22. 10.—23. 10.	120	110	230
25. 10.	130	120	250
26. 10.—27. 10.	100	130	230
28. 10.— 1. 11.	95	130	225
3. 11.— 4. 11.	100	130	230
5. 11.— 8. 11.	95	130	225
9. 11.—11. 11.	95—100	130	227,5
12. 11.	80— 90	120—130	210
13. 11.	90— 95	120	212,5
15. 11.—19. 11.	95	120	215
20. 11.	80— 90	120—130	210
22. 11.—24. 11.	90—100	120—130	220
25. 11.—26. 11.	90—100	125—135	225
27. 11.—29. 11.	90—100	130—140	230
30. 11.— 1. 12.	85— 95	120—130	215
2. 12.— 4. 12.	90—100	120—130	220
6. 12.— 8. 12.	90— 95	120—130	217,5
9. 12.—18. 12.	90—110	120—130	220
20. 12.	80— 90	110—120	200
22. 12.	100	85	185

Für die Rechnung sind folgende Werte zugrunde zu legen: Der mittlere Grundwasserstand an der Baustelle vor der Absenkung auf + 30,85; Filterunterkante auf + 16,40; so daß sich bei Annahme der undurchlässigen Sohle in dieser Höhe eine Mächtigkeit der wasserführenden Schicht $H = 14{,}45$ m ergibt, was hier infolge der auf der westlichen Seite angetroffenen Tonschicht mit der Wirklichkeit ziemlich übereinstimmt.

b) Berechnung des Durchlässigkeitsbeiwertes *k*.

Um die Gültigkeit und Anwendbarkeit der aufgestellten Formeln zu prüfen, soll zunächst nach Gl. (78) die Durchlässigkeit des Untergrundes bestimmt werden, und zwar aus den dem Beharrungszustande entsprechenden Werten sowohl der oberen als auch der unteren Staffel.

In Zahlentafel 6 sind zunächst für die obere Staffel die für die Rechnung nötigen Werte zusammengestellt. Es sind sowohl für die Mitte der Anlage, d. h. etwa den Nullpunkt der Achsen, als auch für die in Spalte 1 angegebenen Beobachtungsbrunnen in Spalte 2 die beobachteten Wasserstände vom 16. Oktober 1909 eingetragen, für Mitte Kammer der schon oben angegebene Wert der Absenkung + 25,50. Spalte 3 gibt die Spiegelhöhen z über der in + 16,40 angenommenen undurchlässigen Schicht; Spalte 4 die Quadrate z^2; Spalte 5 das Produkt

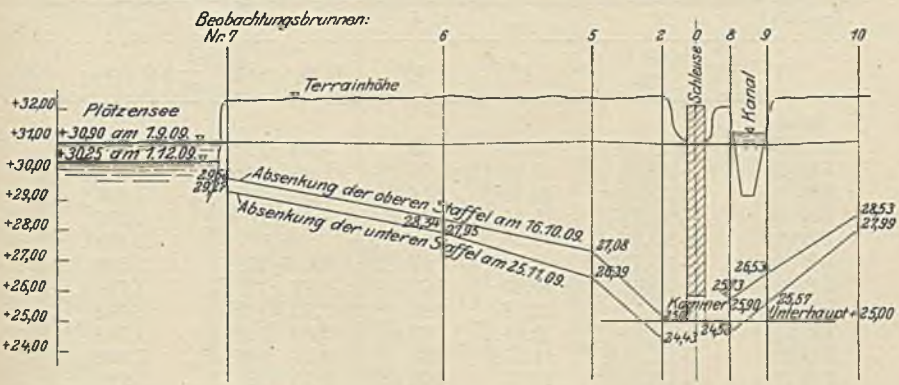


Abb. 66.

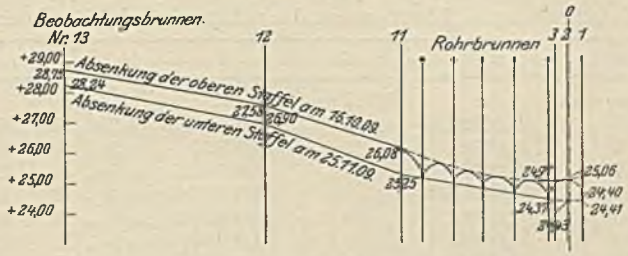


Abb. 67.

Abb. 66 u. 67. Schleuse Plötzensee. Absenkung der oberen und unteren Staffel. Schnitte durch die Reihen der Beobachtungsbrunnen. Maßstab für die Länge 1:5000, Maßstab für die Höhen 1:500.

der Entfernungen des betreffenden Beobachtungsbrunnens von den einzelnen Brunnen der oberen Staffel $x_1\, x_2 \cdots x_n$; und endlich Spalte 6 die Werte für $\frac{1}{n} \log x_1\, x_2 \cdots x_n$.

Es wurden dann in Gl. (78) die zusammengehörigen Werte eingesetzt, und zwar einmal für Mitte Kammer und die einzelnen Beobachtungsbrunnen, dann für Beobachtungsbrunnen *2* und sämtliche anderen Beobachtungsbrunnen und schließlich für je zwei in einem Schnitt aufeinanderfolgenden Beobachtungsbrunnen, z. B. für Beobachtungsbrunnen *2* und *5*; *5* und *6*; *6* und *7* usw. Für die Gesamtwasserentnahme Q wurden 200 l/sek in die Rechnung eingeführt, der

Mittelwert für die vom 5. Oktober bis 14. Oktober in Zahlentafel 5 angegebenen Wassermengen. Die erhaltenen Werte für k sind in Zahlentafel 7 zusammengestellt und die Mittelwerte für die einzelnen Reihen festgestellt. Dies geschah einmal für sämtliche Werte einer Reihe zusammen, das andere Mal unter Ausschluß scheinbar zu hoch oder zu tief liegender Werte.

Zahlentafel 6. Schleuse Plötzensee. Obere Staffel.

Spalte 1	2	3	4	5	6
	Stand im BB	z	z^2	$x_1 x_2 \cdots x_n$	$\frac{1}{n} \log x_1 x_2 \cdots x_n$
Mitte Kammer	+ 25,50	9,10	83	$6{,}99 \cdot 10^{38}$	1,495
BB 2	+ 25,06	8,66	75	$1{,}535 \cdot 10^{39}$	1,506
BB 5	+ 27,08	10,68	114	$1{,}58 \cdot 10^{49}$	1,892
BB 6	+ 28,34	11,94	142,5	$9{,}55 \cdot 10^{57}$	2,230
BB 7	+ 29,66	13,26	176	308	2,488
BB 8	+ 25,725	9,325	87	$2{,}075 \cdot 10^{41}$	1,590
BB 9	+ 26,53	10,13	102,5	$6{,}12 \cdot 10^{45}$	1,764
BB 10	+ 28,53	12,13	147	$1{,}735 \cdot 10^{53}$	2,048
BB 11	+ 26,08	9,68	93,8	$2{,}80 \cdot 10^{45}$	1,748
BB 12	+ 27,575	11,175	125	$3{,}64 \cdot 10^{51}$	1,986
BB 13	+ 28,75	12,35	152,5	$6{,}43 \cdot 10^{56}$	2,190

Zahlentafel 7. Schleuse Plötzensee. Durchlässigkeit k, obere Staffel.

Spalte 1	2	3	4	5	6
Mitte Kammer u.	k	BB 2 und	k	BB	k
BB 5	0,00187.5	5	0,00145	2 u. 5	0,00145
BB 6	0,00181	6	0,00157	5 „ 6	0,00174
BB 7	0,00157	7	0,00142.5	6 „ 7	0,00190
BB 8	(0,00348)	8	(0,00102.5)	2 „ 8	0,00102.5
BB 9	(0,00202)	9	0,00137.5	8 „ 9	0,00164.5
BB 10	0,00127	10	(0,00110)	9 „ 10	(0,00093.5)
BB 11	(0,00343)	11	0,00189	2 „ 11	0,00189
BB 12	0,00171	12	0,00141	11 „ 12	0,00112
BB 13	0,00147	13	0,00129	12 „ 13	0,00119
Mittelwert: aus allen	0,00207		0,00139		0,00145
ohne d. eingeklammert. Werte	0,00142		0,00149		0,00149.5

In derselben Weise wurde die Durchlässigkeit k auch aus den für die untere Staffel am 25. November 1909 gemessenen Werten ermittelt, Zahlentafel 8 und 9. Für den Wasserstand Mitte Kammer in Zahlentafel 8 wurde der allerdings erst etwas später — aber bei etwa gleich großer Gesamtabsenkung nach den Angaben der Beobachtungsbrunnen — festgestellte Wert + 24,08 eingesetzt; für Beobachtungsbrunnen *2* der Mittelwert aus Beobachtungsbrunnen *1* bis *3*. Es wurde für die

untere Staffel eine Wassermenge $Q = 215$ l/sek zugrunde gelegt, als Mittelwert der vom 12. November bis 25. November beobachteten Wasserentnahmen. In der ersten Zeit nach der Inbetriebnahme dieser Staffel war die Wassermenge etwas größer, bevor der neue Beharrungszustand erreicht war. Auch für diese Staffel ist die undurchlässige Schicht auf + 16,40 anzunehmen.

Zahlentafel 8. Schleuse Plötzensee. Untere Staffel.

Spalte 1	2	3	4	5	6
	Stand im BB	z	z^2	$x_1 x_2 \cdots x_n$	$\frac{1}{n} \log x_1 x_2 \cdots x_n$
Mitte Kammer	+ 24,08	7,68	59,0	$6{,}1 \cdot 10^{27}$	1,544
BB 2 (1 bis 3)	+ 24,40	8,00	64	$8{,}28 \cdot 10^{28}$	1,607
BB 5	+ 26,39	9,99	99,8	$4{,}03 \cdot 10^{34}$	1,925
BB 6	+ 27,93	11,53	133	$2{,}99 \cdot 10^{40}$	2,245
BB 7	+ 29,27	12,87	166	$308 \cdot 10^{18}$	2,488
BB 8	+ 24,58	8,18	67	$5{,}25 \cdot 10^{28}$	1,595
BB 9	+ 25,57	9,17	84	$4{,}03 \cdot 10^{31}$	1,756
BB 10	+ 27,99	11,59	134	$4{,}77 \cdot 10^{36}$	2,040
BB 11	+ 25,25	8,85	78,4	$5{,}03 \cdot 10^{30}$	1,705
BB 12	+ 26,90	10,50	110	$2{,}41 \cdot 10^{36}$	2,02
BB 13	+ 28,24	11,84	140	$1{,}80 \cdot 10^{39}$	2,18

Zahlentafel 9. Schleuse Plötzensee. Durchlässigkeit k, untere Staffel.

Spalte 1	2	3	4	5	6
Mitte Kammer u.	k	BB 2 und Mitte	k	BB	k
BB 2 (1 bis 3)	(0,00198)	Kammer	(0,00198)	Kammer u. 2	(0,00198)
BB 5	0,00147	BB 5	0,00140	2 u. 5	0,00140
BB 6	0,00149	BB 6	0,00146	5 „ 6	0,00152
BB 7	0,00139	BB 7	0,00136	6 „ 7	0,00116
BB 8	(0,00100.5)	BB 8	(0,00063)	Kammer u. 8	(0,00100.5)
BB 9	0,00133.5	BB 9	0,00117	8 u. 9	0,00149
BB 10	(0,00104)	BB 10	(0,00221)	9 „ 10	(0,00089.5)
BB 11	0,00131	BB 11	0,00107	Kammer u. 11	0,00131
BB 12	0,00147	BB 12	0,00141	11 u. 12	0,00157
BB 13	0,00124	BB 13	0,00119	12 „ 13	(0,00084)
Mittelwert: aus allen	0,00137		0,00139		0,00132
ohne d. eingeklammerte Werte	0,00139		0,00129		0,00141

Endlich sind in Zahlentafel 10 sämtliche gefundenen Mittelwerte zusammengestellt, sowohl für die obere als auch für die untere Staffel. Als wahrscheinlicher Mittelwert aus allen einzelnen Werten wurde $k = 0{,}00140$ ermittelt. Man sieht ferner, daß die gefundenen Werte der oberen und der unteren Staffel recht gut miteinander übereinstimmen.

Zahlentafel 10. Schleuse Plötzensee. Durchlässigkeit k; Zusammenstellung der Mittelwerte.

		Mittelwerte aus Spalte 2 Mitte Kammer und BB	4 BB 2 u. d. übrigen BB	6 BB aufeinanderfolg.	Mittelwert	
Obere Staffel (Zahlentafel 7) Mittelwerte	mit eingeklammerten Werten	0,00207	0,00139	0,00145	0,00142	0,00144.5
	ohne eingeklammerte Werte	0,00142	0,00149	0,00149.5	0,00147	
Untere Staffel (Zahlentafel 9) Mittelwerte	mit eingeklammerten Werten	0,00137	0,00139	0,00132	0,00136	0,00136
	ohne eingeklammerte Werte	0,00139	0,00129	0,00141	0,00136	
Mittelwerte		0,00139	0,00139	0,00142	Mittelwert aus allen 0,00140	

c) Berechnung der Reichweite R der Absenkung.

Aus den Gl. (51) oder Gl. (77) kann ferner die Reichweite R der Absenkung ermittelt werden. Da in der Zeit vom September 1909 ein allmähliches Sinken des Wasserspiegels des Plötzensees beobachtet wurde, so kann angenommen werden, daß auch der Grundwasserstand an der Baustelle sich etwa im gleichen Verhältnis gesenkt hat. Für den Wasserstand des Plötzensees liegt eine Messung vom 1. Dezember 1909 vor; der Wasserstand betrug an diesem Tage + 30,25, hatte sich also um 0,65 m gesenkt. Nimmt man an, daß an der Baustelle eine gleich große Senkung des Grundwasserstandes eingetreten wäre, so ist also für den Beharrungszustand der unteren Staffel ein ungesenkter Grundwasserspiegel von ungefähr + 30,20 anzunehmen und daher eine Mächtigkeit der wasserführenden Schicht $H = + 30{,}20 - 16{,}40 = 13{,}80$ m. Für den Beharrungszustand der oberen Staffel, Mitte Oktober, möge das Mittel zwischen den Grundwasserständen vom 1. September und 1. Dezember in die Rechnung eingesetzt werden, also $H = \frac{13{,}80 + 14{,}45}{2} = 14{,}125$ m.

Setzt man diese Werte in Gl. (51) oder (77) ein, für k den gefundenen Wert 0,00140, ferner die in den Zahlentafeln 6 und 8 für Mitte Kammer der oberen und unteren Staffel angegebenen Werte von z^2 und $\frac{1}{n} \log x_1 x_2 \cdots x_n$, so ergibt sich für die obere Staffel $R = 395$ m, für die untere Staffel $R = 500$ m. Der Unterschied beider Werte läßt sich erklären durch die in der Zwischenzeit erfolgte weitere Ausbreitung der Absenkung.

d) Vergleich der aus den beiden Staffeln entnommenen Wassermengen.

Ferner soll mit Gl. (70), in der natürlich $k_1 = k_2$ zu setzen ist, das Verhältnis der aus beiden Staffeln entnommenen Wassermengen nachgeprüft werden. Wählt man für die obere Staffel den Index 1 und die zugehörige Brunnenzahl n, für die untere den Index 2 und Brunnenanzahl m, so würde sich mit Einsetzung des aus der ersten Staffel gefundenen Wertes von $R = 395$ m $= R_1 = R_2$ folgendes ergeben:

$$\frac{H_1^2 - z_1^2}{H_2^2 - z_2^2} = \frac{Q_1}{Q_2} \cdot \frac{\ln R_1 - \frac{1}{n} \ln x_1' x_2' \cdots x_n'}{\ln R_2 - \frac{1}{m} \ln x_1'' x_2'' \cdots x_m''},$$

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{190 - 59}{199 - 83} \cdot \frac{2{,}596 - 1{,}495}{2{,}596 - 1{,}544} = 1{,}083;$$

mit $Q_1 = 100$ l/sek ist $Q_2 = 217$ l/sek.

Der Wert stimmt mit dem tatsächlich beobachteten gut überein; das Resultat ist dasselbe, wenn man für die obere Staffel $R_1 = 395$ m und für die untere $R_2 = 500$ m einsetzt. Es ergibt sich dann nämlich:

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{131}{116} \cdot \frac{1{,}101}{2{,}699 - 1{,}544} = 1{,}078; \quad Q_2 = 216 \text{ l/sek}.$$

Setzt man in Gl. (51) oder (77) nicht die Werte für Mitte Kammer, sondern für einen Beobachtungsbrunnen ein, so findet man etwas abweichende Werte von R, aber ähnliche Verhältnisse $\frac{Q_2}{Q_1}$. Die aufgestellten Gleichungen lassen sich also sehr gut zu rechnerischen Ermittlungen verwenden.

e) Probeabsenkung.

Für diese Anlage sind auch Vorversuche in kleinem Maßstabe im Oktober und November 1908 an der Schleusenbaustelle angestellt worden. Es wurden 6 Brunnen von verschiedener Länge, mit Filtern von etwa 150 mm äußerem Durchmesser und etwa 4 m Filterlänge mit verschiedenen Filtergeweben, niedergebracht; die Abstände der Brunnen

betrugen 3 bis 4 m. Die Filter standen höher als die der endgültigen Anlage; die Filtersohlen befanden sich auf etwa + 18,60 bis + 22,40.

Es wurde mit Kreiseln von 150, 250 und 275 mm Rohranschluß, teils aus einem, teils aus zweien und mehreren Brunnen gleichzeitig gepumpt und dabei Wassermengen bis 35 l/sek je Brunnen entnommen, wobei Spiegeldifferenzen im Brunnen und dicht daneben von 3 bis 4 m eintraten. Die bei der Hauptanlage je Brunnen entnommene Wassermenge war 7,7 l/sek in der oberen und rund 12 l/sek in der unteren Staffel. Bei der übertrieben großen Entnahme konnten natürlich bei den Vorversuchen Resultate, die irgendwie darauf Anspruch machen, die vorliegenden Verhältnisse auch nur annähernd darzustellen, nicht erzielt werden. Es ist daher nicht möglich, einen Zusammenhang mit den Resultaten aus der endgültigen Anlage zu finden.

Auf Grund welcher Rechnungsweise die Übertragung der bei den Vorversuchen ermittelten Werte auf den Entwurf der Gesamtanlage geschah, ist nicht bekannt. Projektiert wurde die Anlage für eine Gesamtentnahme von 400 l/sek in der oberen und 700 l/sek in der unteren Staffel, und für die Förderung dieser Wassermengen kam auch fast die ganze Anlage unter Fortfall je eines anzuschließenden Kreisels zur Ausführung, war also für die tatsächlichen Verhältnisse zu groß bemessen. Die nötige Absenkung wurde daher mit Leichtigkeit erreicht, aber mit zu hohen Anlagekosten und unwirtschaftlicher Ausnutzung der Maschinenanlage.

f) Vervollständigung der Zahlenangaben über die Anlage.

Um die über die Anlage mitgeteilten Einzelheiten zu vervollständigen, mögen noch folgende Angaben gemacht werden:

Brunnen: Brunnenrohre 175 mm l.W.; Einhängerohre 125 mm l.W., lederne Rückschlagklappe.

Saugleitung: Muffenrohre, von 200 bis 275 mm l.W. zunehmend, Kreiselanschluß 325 mm l.W. (s. Tafel I).

Anordnung der Rohrleitungen und Schieber s. ebenfalls Tafel I und Abb. 65.

Pumpen und Motoren: Mitteldruck-Kreisel, direkt gekuppelt mit 42 PS_e-Gleichstrom-Motoren, 62 Amp., 500 Volt, $n = 965$ Umdr./min.

Zentrale: 2 Lanzsche Heißdampf-Verbund-Lokomobilen, 12 Atm., 125 PS_e norm.; durch Riemen angetriebene Gleichstrom-Generatoren 110 Amp., 225 Volt, $n = 750$ Umdr./min, 110 kW.

In Betrieb nur ein Aggregat, das andere als Reserve; gleichzeitige Stromabgabe für Baumaschinen und Beleuchtung. Stromverbrauch für die obere Staffel etwa 60 kW, die sich zu etwa gleichen Teilen auf die beiden Motoren am Oberhaupt und Unterhaupt verteilten; für die untere Staffel etwa 80 kW.

Kohlenverbrauch: etwa 950 kg Briketts in 12 Stunden, Betriebsbereitschaft der zweiten Lokomobile und Beleuchtung eingeschlossen. An den Pumpen Anschluß zum Dampfstrahl-Ejektor in der Zentrale.

3. Grundwasserabsenkung beim Bau der neuen Emder Seeschleuse.

Als weiteres Beispiel mögen die Absenkungen der beim Bau der neuen Emder Seeschleuse ausgeführten Anlagen dienen.

a) Allgemeines.

Die Schleuse, deren Ausführung Zander[87] sowie Martin und Schumacher[63] beschrieben, bildet den Zugang zu dem neuen Binnenhafen. Die Baustelle lag, (s. Tafel II), zwischen der Ems und dem schon bestehenden Außenhafen im Schutze des Außendeiches. Die sehr großen Abmessungen der Schleuse sind ebenfalls aus Tafel II ersichtlich.

Es wurde zunächst nur der Einbau der Grundwasserabsenkungsanlage für das Außenhaupt in Aussicht genommen. Später sollte dann auch die Anlage am Binnenhaupt eingebaut werden und dadurch gleichzeitig die Absenkung für die Schleusenkammer mit erreicht werden, deren Sohle nicht so tief liegt wie die der beiden Häupter.

Die überall ziemlich gleichmäßige Beschaffenheit des Untergrundes war etwa folgende: Über dem ganzen Gebiet befindet sich eine ungefähr 11 bis 12 m starke Kleischicht, von einzelnen dünnen Sandschichten und in ihrem unteren Teil von einzelnen Dargschichten in wechselnder Stärke von etwa 1 bis 4 m durchsetzt, darunter feiner Sand bis in größere Tiefen mit einer dazwischen liegenden, ebenfalls in einer Stärke von 1 bis 4 m wechselnden Schicht gröberen, mit Kies vermischten Sandes.

Der Stand des unter der Kleischicht in gespanntem Zustande befindlichen Grundwassers ist abhängig vom Wasserstande der Ems und schwankt mit wechselnder Ebbe und Flut. Dem mittleren Hochwasserstand der Ems $\pm$ 0 entspricht ein Grundwasserstand von — 1,10, dem mittleren Niedrigwasser der Ems (— 3,00) ein Grundwasserstand von — 1,70; sämtliche Höhenangaben beziehen sich auf den mittleren Hochwasserstand $\pm$ 0 der Ems, der auf + 1,298 NN liegt. Die Fluthöhe beträgt im Boden etwa 0,60 m, die Nacheilung der Flutkurve im Boden ungefähr 2 Stunden. Auch ein Steigen und Fallen des Emswassers unter dem Einfluß des Windes ist bemerkbar, so daß bei andauerndem Ostwind mit dem Fallen des Emswasserstandes gleichzeitig der Grundwasserstand fällt. Dies ist auf Abb. 68 deutlich zu erkennen. Dort sind die während einer Reihe von Tagen gleichzeitig beobachteten Wasserstände des Grundwassers und der Ems aufgetragen;

der mittlere Emswasserstand fällt allmählich und mit ihm der mittlere Grundwasserstand, beide steigen dann gleichmäßig wieder an. Abb. 69 zeigt ferner die Flutkurven der Ems und des Grundwassers während einer Sturmflut.

b) Probeabsenkungen.

Um die Möglichkeit einer Grundwasserabsenkung in dem außerordentlich feinen Sande an der Baustelle nachzuweisen, wurde eine

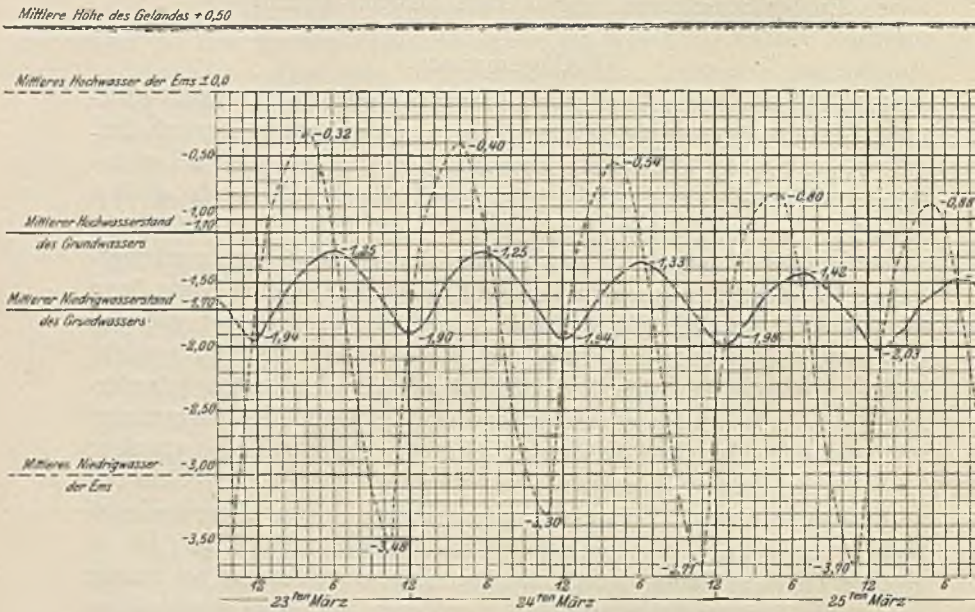
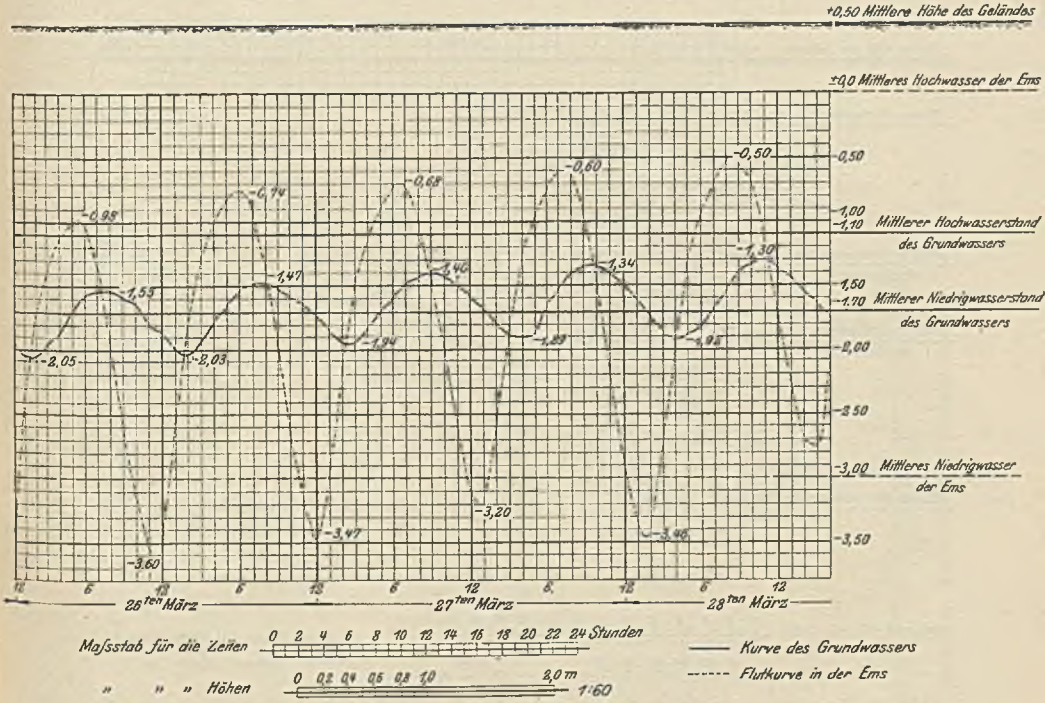


Abb. 68. Neue Emder Seeschleuse. Bewegung des Grundwassers im Gelände der Schleusenbaustelle vom 23. bis 28. März 1908.
Die Höhen sind bezogen auf M. H. W. = ± 0. M. H. W. liegt 1,298 m über NN.

Reihe von Probeabsenkungen ausgeführt, deren Ergebnisse im folgenden mitgeteilt und einer Betrachtung unterzogen werden sollen.

Die Unterkante der Betonsohle liegt auf — 19,00; es sollte bis — 20,00 abgesenkt werden. Unter Annahme einer Krümmung des Wasserspiegels von Mitte Baugrube bis zur Brunnenreihe von 3 m sollte die Filteroberkante auf — 23,00 angenommen werden, die Filtersohle bei einer Filterlänge von 5 m sich also auf — 28,00 befinden. Zunächst wurde eine Anlage von 6 Brunnen ins Auge gefaßt, um die Wirkung der Absenkung in dem feinen Sande zu beobachten und festzustellen, ob es möglich wäre, eine genügende Wassermenge aus den Brunnen zu fördern und ob ferner das gewählte Filtergewebe keinen Sand in die Brunnen eintreten ließe.

Wie auf Abb. 70 dargestellt, wurde eine Baugrube bis — 4,30 im Trockenen ausgehoben; von hier aus erfolgte das Bohren der Brunnen, und zwar unter Verwendung eines Bohrrohres von 310 mm l.W. Das eigentliche Filterrohr hatte einen äußeren Durchmesser von etwa 150 mm. Der Zwischenraum zwischen beiden Rohren wurde mit einer Kiesschüttung von ½ bis 4 mm Korngröße ausgefüllt. Es sollte hierdurch die in Höhe von — 16,00 bis — 21,00 befindliche Schicht gröberen bis kiesigen Sandes mit dem Filter in Verbindung gebracht werden.



Das Filterrohr bestand aus einem verzinkten, schmiedeeisernen Rohr von 145 mm l.W. Über den unteren, als Filter dienenden, 5 m langen, durchlöcherten Teil war feine verzinkte Kupfergaze gespannt. Das Aufsatzrohr hatte einen Durchmesser von 130 mm l.W. und reichte bis zur Baugrubensohle herauf. Die Einhängerohre von 104 mm l.W. waren etwa 10 bis 11 m lang und hatten am oberen Ende einen aufgeschraubten Flansch, an den sich ein Krümmer von 150 mm l.W. anschloß. Zwischen beiden war eine lederne, mit Blei beschwerte Rückschlagklappe eingeschaltet. Die Saugleitung hatte einen allmählich zunehmenden Durchmesser von 150, 175 und 250 mm l.W. Ein von einem 45 PS starken Motor angetriebener Kreisel von 250 mm Rohranschluß war an die Saugleitung angeschlossen.

Die Stellung der mit Nr. *I* bis *VI* bezeichneten Brunnen ist auf Abb. 70 ersichtlich. Bei der großen Entfernung der beiden Reihen von je 3 Brunnen war es nur möglich, in der Mitte der Baugrube eine Absenkung von etwa 1,50 m zu erreichen. Der Grundwasserstand schwankte weiter unter dem Einfluß von Ebbe und Flut, vor der Absenkung ungefähr zwischen — 1,50 bis 1,85, nachher von — 3,00 bis — 3,50. Es wurde die für einen Kreisel von 250 mm l.W. sehr geringe Menge von ungefähr 1000 l/min = 16,7 l/sek stoßweise entnommen,

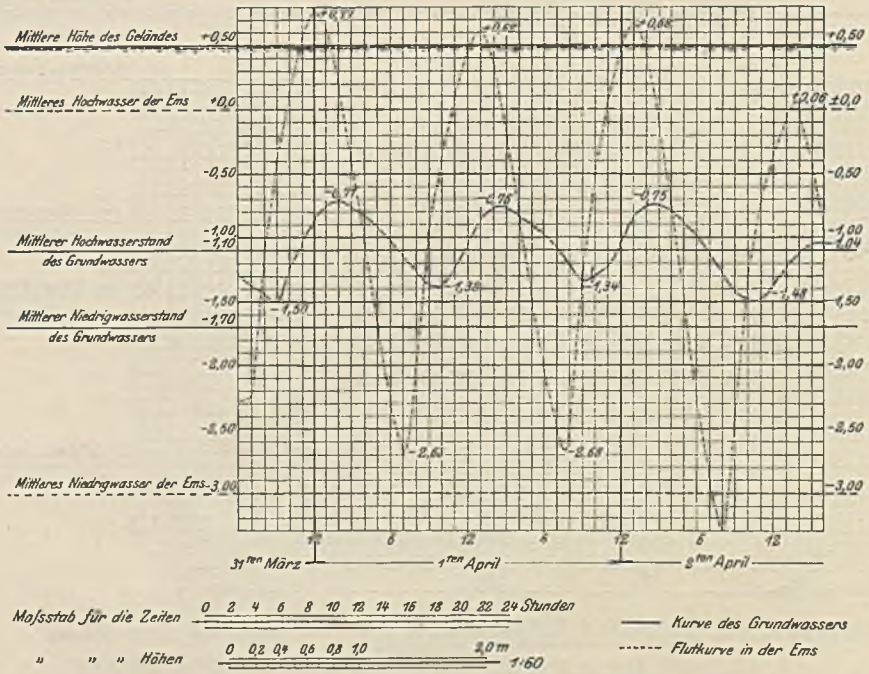


Abb. 69. Neue Emder Seeschleuse. Bewegung des Grundwassers im Gelände der Schleusenbaustelle vom 31. März bis 2. April 1908 (Sturmflut).

bei einem nur geringen Vakuum von 2 bis 4,5 m Wassersäule. Das gepumpte Wasser war klar, Sand wurde nicht mit gefördert.

Es wurden nun die auf Abb. 70 mit Nr. *VII* bis *XV* bezeichneten weiteren 9 Brunnen niedergebracht, von derselben Konstruktion wie die beschriebenen, aber mit einer Filterlänge von 10 m. Mit Hilfe der 15 Brunnen wurde bei einer stoßweisen Entnahme von 2500 l/min = 41,7 l/sek eine Absenkung bis zur Tiefe von — 7,00 bis — 7,40 erreicht. Gleichzeitig mit dem Wasser wurden große Mengen eines mit rötlichgelber Flamme brennenden Gases, scheinbar Schwefelwasserstoff, gefördert, welches als Ursache des geringen Vakuums anzunehmen war, das jetzt zwischen 4,6 und 6,0 m Wassersäule schwankte. Bei einer

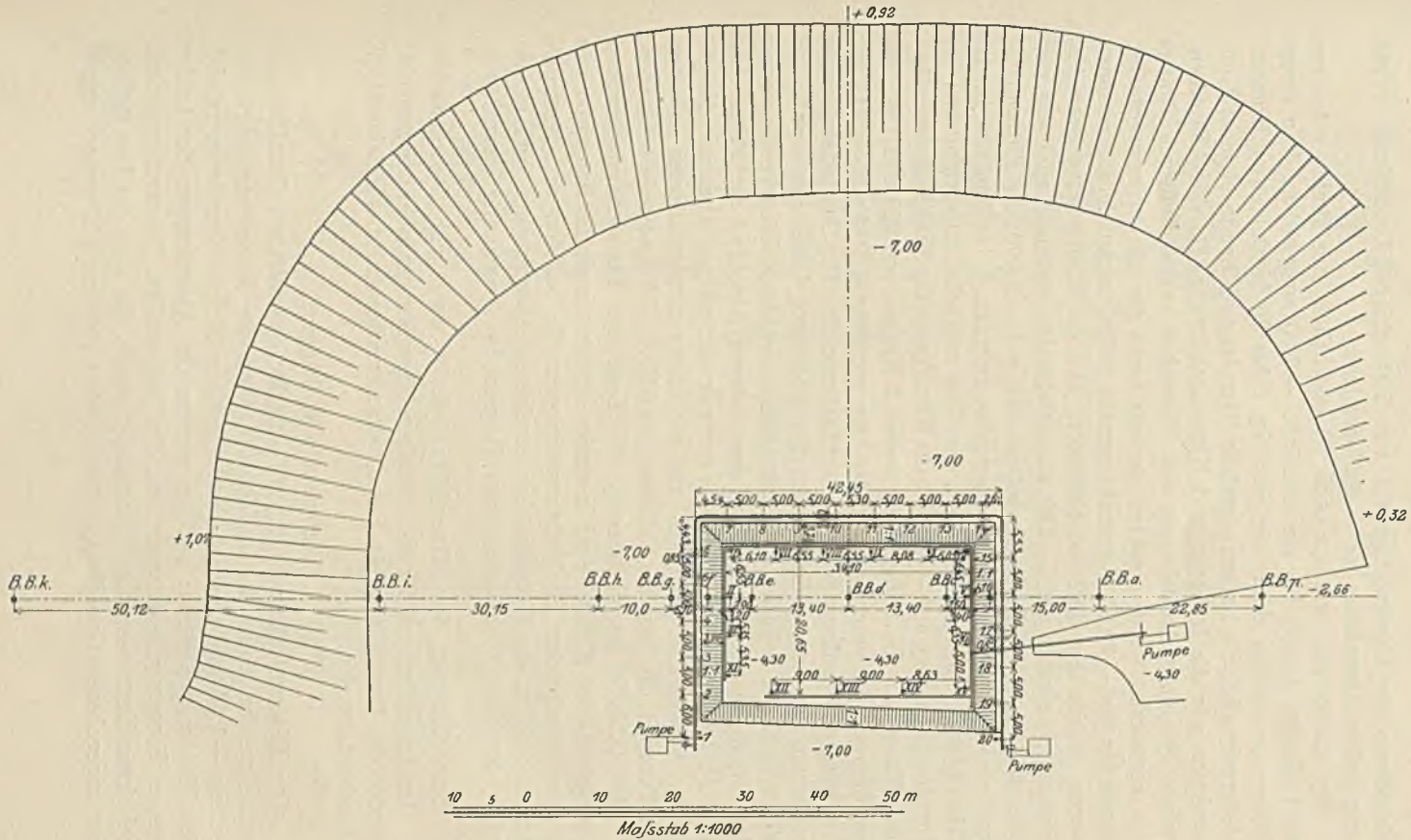


Abb. 70. Neue Emder Seeschleuse. Grundwasserabsenkung. Vorversuche.

Erhöhung der Umdrehungszahl von 700 auf 800 Umdr./min wurde eine tiefste Absenkung bis — 8,27 erreicht.

Es wurde nun, wie aus Abb. 70 ersichtlich, der Boden rund um die bisherige Anlage bis zur Ordinate — 7,00 ausgehoben. Von dieser Höhe aus wurden dann die mit Nr. *1* bis *20* bezeichneten Brunnen niedergebracht. Sie hatten ebenfalls 10 m lange Filter in gleicher Konstruktion wie die früheren und Kiesumschüttung. Da diese Brunnenreihen bei einer Ausdehnung des Versuches zur endgültigen Anlage mit verwendet werden sollten, jedoch nicht für die unterste Staffel, durch die bis — 20,00 abgesenkt werden sollte, in Aussicht genommen waren, wurde ihre Tiefe so bemessen, daß sie für die günstigste Absenkung von einer auf — 7,00 zu verlegenden ersten Staffel aus voll genügte. Die Filteroberkante befand sich auf — 15,00, die Filterunterkante auf — 25,00. Die Einhängerohre reichten 4 bis 5 m tief in die Filter hinein, um ein Eindringen der Gase möglichst zu verhindern; bei der oberen Leitung auf — 4,30 lag die Unterkante der Einhängerohre über dem Filter. An die Saugleitung waren 2 Kreisel von 250 mm l.W. angeschlossen. Bei einer Wasserentnahme von etwa 4200 l/min = 70 l/sek wurde eine Absenkung bis etwa — 11,00 erreicht. Die Gasförderung war wiederum außerordentlich stark; die geförderte Gasmenge wurde auf 50 bis 75% der geförderten Wassermenge geschätzt. Eine Verlängerung der Saugrohre bis 40 cm über den unteren Abschluß der Filterrohre zeigte hierin keine Änderung. Es war nur eine geringe Abnahme des geförderten Gases zu bemerken und ein etwas gleichmäßigeres Arbeiten der Pumpen, die jetzt ein Vakuum von 6 bis 7 m Wassersäule erreichten.

Auf Abb. 70 ist gleichzeitig die Lage der Beobachtungsbrunnen angegeben. Auf Abb. 71 sind in einem Schnitt durch die Baugrube und die entsprechenden Beobachtungsbrunnen die bei den drei verschiedenen Stadien des Vorversuches erreichten Absenkungen und gleichzeitig der Grundwasserstand vor Beginn der Absenkung eingetragen.

c) Berechnung der Durchlässigkeit und der Reichweite.

Im folgenden soll für die einzelnen Absenkungsabschnitte zunächst wieder die Durchlässigkeit k des Untergrundes und die Reichweite R berechnet werden.

1. Vorversuch (6 Brunnen).

Die Filterunterkante lag auf — 28,00; der mittlere Grundwasserstand an der Baustelle aus den Angaben der Beobachtungsbrunnen betrug — 1,56, und zwar ist dies der mittlere höchste Grundwasserstand, der Flut entsprechend; auf ihn werden die Absenkungen der beiden ersten Vorversuche bezogen, da der jedesmalige Beharrungszustand bei einem Emswasserstand beobachtet wurde, der dem bei Feststellung des angegebenen Grundwasserstandes etwa entsprach. Demnach ergibt

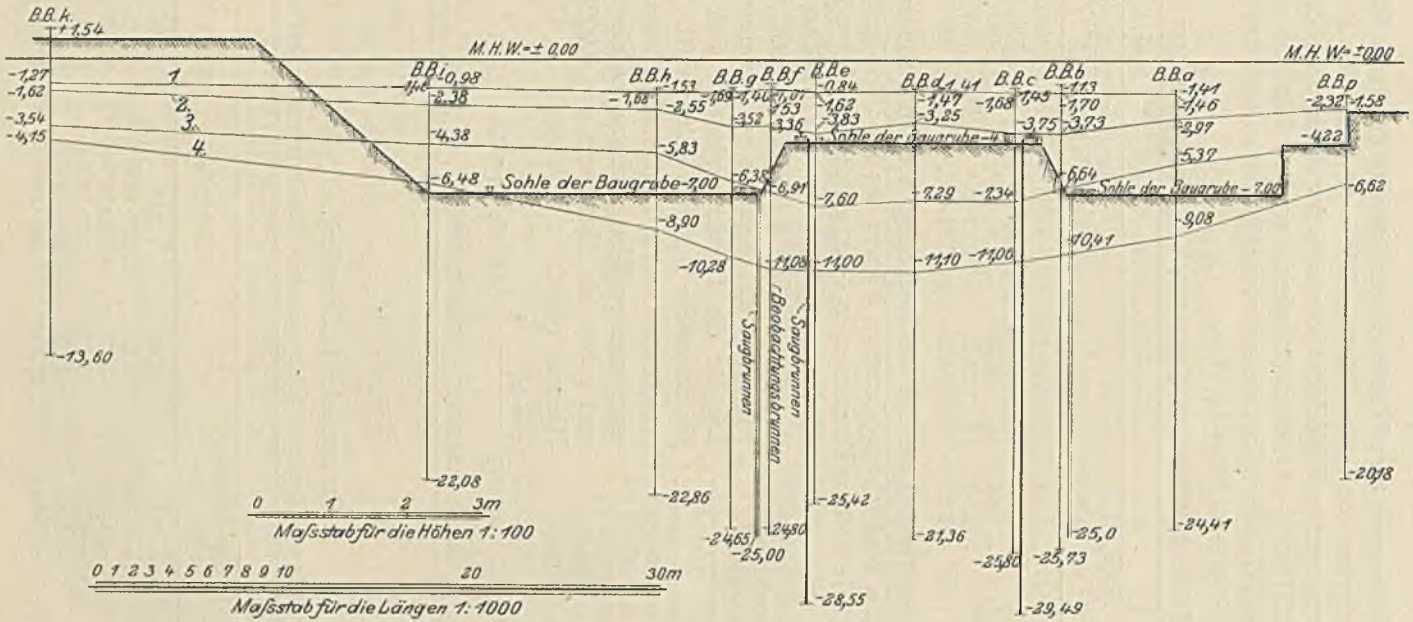


Abb. 71. Neue Emder Seeschleuse. Grundwasserstände für die drei Vorversuche.

1. Höchster Grundwasserstand vor Beginn des Pumpens am 6. Juli 1908,
2. „ „ am 19. August 1908 (1. Vorversuch; 6 Brunnen),
3. „ „ „ 18. September 1908 (2. Vorversuch: 15 Brunnen),
4. „ „ „ 28. November 1908 (3. Vorversuch; 20 Brunnen).

sich als Höhe des ungesenkten Wasserspiegels über der durch die Filterunterkanten gelegten Sohle $H = 28{,}00 - 1{,}56 = 26{,}44$ m. Die Unterkante der übergelagerten Kleischicht kann an der Stelle der Vorversuche (s. Tafel III) zu $-11{,}50$ angenommen werden. Für das unter Druck befindliche Wasser ergibt sich daher als Höhe der wasserführenden Schicht $m = 28{,}00 - 11{,}50 = 16{,}50$ m.

Zahlentafel 11. Schleuse Emden. 1. Vorversuch. Rechnungsunterlagen.

Spalte 1	2	3	4	5
Bezeichnung des BB	Höchster Stand am 19. 8. 08	z	$x_1 x_2 \cdots x_n$	$\frac{1}{n} \log x_1 x_2 \cdots x_n$
k	$-1{,}62$	26,38	115^6	2,060
i	$-2{,}38$	25,62	$5{,}92 \cdot 10^{10}$	1,795
h	$-2{,}55$	25,45	$8{,}6 \cdot 10^8$	1,490
a	$-2{,}97$	25,03	$9{,}17 \cdot 10^8$	1,496
d	$-3{,}25$	24,75	$2{,}42 \cdot 10^7$	1,232

In Zahlentafel 11 sind die für die Rechnung nötigen Grundlagen gegeben. Für den Beobachtungsbrunnen k kann das Produkt der Entfernungen von den einzelnen Brunnen $x_1 \cdot x_2 \cdots x_n$ gleich dem Abstand des Beobachtungsbrunnens von der Mitte der Anlage, nämlich $x = 115$ m gesetzt werden, ohne das Resultat zu beeinflussen. Die für die Durchlässigkeit k nach der für artesische Brunnen gültigen Gl. (110) errechneten und in Zahlentafel 12 zusammengestellten Werte schwanken ziemlich und geben als Mittelwert $k = 0{,}000231$. Hieraus berechnet sich nach Gl. (109):

Zahlentafel 12. Schleuse Emden. 1. Vorversuch. Durchlässigkeit k.

BB	k
d und k	0,000200.5
d „ i	0,000239.5
d „ h	0,000136.5
d „ a	0,000349
im Mittel:	0,000231

$$\ln R = \frac{(H - z)\, 2\pi\, m\, k}{Q} + \frac{1}{n} \ln x_1\, x_2 \cdots x_n,$$

$$\log R = \frac{(26{,}44 - 24{,}75)\, 2\, \pi\, 16{,}50 \cdot 0{,}000231}{0{,}0167 \cdot 2{,}3} + 1{,}232 = 2{,}284.$$

$$R = 193 \text{ m}.$$

2. Vorversuch (15 Brunnen).

Zahlentafel 13. Schleuse Emden. 2. Vorversuch. Rechnungsunterlagen.

Spalte 1	2	3	4	5
Bezeichnung des BB	Höchster Stand am 18. 9. 08	z	$x_1 x_2 \cdots x_n$	$\frac{1}{n} \log x_1 x_2 \cdots x_n$
k	$-3{,}54$	24,46	115^{15}	2,060
i	$-4{,}38$	23,62	$1{,}037 \cdot 10^{27}$	1,802
k	$-5{,}83$	22,17	$5{,}32 \cdot 10^{22}$	1,515
p	$-4{,}22$	23,78	$1{,}888 \cdot 10^{26}$	1,752
a	$-5{,}37$	22,63	$5{,}32 \cdot 10^{27}$	1,515
d	$-7{,}29$	20,71	$1{,}965 \cdot 10^{17}$	1,152

Filterunterkante ebenfalls — 28,00; ebenso $H = 26{,}44$ m. In Zahlentafel 13 sind die für die Rechnung nötigen Werte zusammengestellt. Als Mittelwert für die Durchlässigkeit wurde $k = 0{,}000198$ berechnet (s. Zahlentafel 14), und die Reichgrenze $R = 240$ m.

Zahlentafel 14. Schleuse Emden. 2. Vorversuch. Durchlässigkeit k.

BB	k
d und k	0,000224
d „ i	0,000207
d „ h	0,000203
d „ p	0,000181
d „ a	0,000175
im Mittel:	0,000198

3. Vorversuch (20 Brunnen).

Filterunterkante — 25,00. Entsprechend dem höheren Wasserstand der Ems wurde hier der dem mittleren Hochwasserstand der Ems entsprechende Grundwasserstand von — 1,10 m angenommen, so daß sich ergibt $H = 23{,}90$ m. Ferner ist $m = 25{,}00 - 11{,}50 = 13{,}50$ m. Nach den in Zahlentafel 15 angegebenen Werten erhält man als Mittelwert für die Durchlässigkeit

Zahlentafel 15. Schleuse Emden. 3. Vorversuch. Rechnungsunterlagen.

Spalte 1	2	3	4	5
Bezeichnung des BB	Höchster Stand am 28. 11. 08	z	$x_1 x_2 \cdots x_n$	$\frac{1}{n} \log x_1 x_2 \cdots x_n$
k	— 4,15	20,85	115^{20}	2,060
i	— 6,48	18,52	$1{,}058 \cdot 10^{36}$	1,804
h	— 8,90	16,10	$1{,}656 \cdot 10^{30}$	1,513
p	— 6,62	18,38	$6{,}52 \cdot 10^{34}$	1,742
a	— 9,08	15,92	$1{,}656 \cdot 10^{30}$	1,513
d	— 11,10	13,90	$3{,}47 \cdot 10^{25}$	1,276

$k = 0{,}000211$ (s. Zahlentafel 16), und $R = 244$ m.

Zahlentafel 16. Schleuse Emden. 3. Vorversuch. Durchlässigkeit k.

BB	k
d und k	0,000214
d „ i	0,000217
d „ h	0,000205
d „ p	0,000197
d „ a	0,000223
im Mittel:	0,000211

d) Vergleich der drei Vorversuche miteinander.

Es sollen nun die Ergebnisse aus den einzelnen Vorversuchen miteinander verglichen werden.

1. Vergleich von Vorversuch 1 und 2.

Für den Vergleich dient die Gleichung:

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{m_2\,(H_2 - z_2)}{m_1\,(H_1 - z_1)} \cdot \frac{\log R_1 - \frac{1}{n} \log x_1' x_2' \cdots x_n'}{\log R_2 - \frac{1}{m} \log x_1'' x_2'' \cdots x_m''}, \tag{111}$$

die für artesische Brunnen entsprechend Gl. (68) gebildet ist. Bei beiden Vorversuchen lag die Filterunterkante auf — 28,00, es ist daher $H_1 = H_2 = 26{,}44$ m und $m_1 = m_2 = 16{,}50$ m zu setzen.

Ferner sind für z_1 und z_2 die entsprechenden Werte für den Beobachtungsbrunnen d, d. h. für die Mitte der Anlage, aus den Zahlen-

tafeln 11 und 13, und ebenso die dazugehörigen Werte für $x_1' x_2' \cdots x_n'$ und $x_1'' x_2'' \cdots x_m''$ einzusetzen.

a) Setzt man zunächst in die Formel für R die beiden gefundenen Werte:

$$R_1 = 193 \text{ m}, \quad R_2 = 240 \text{ m},$$

so ergibt sich:

$$\frac{Q_2}{Q_1} = \frac{26{,}44 - 20{,}71}{26{,}44 - 24{,}75} \cdot \frac{2{,}285 - 1{,}232}{2{,}380 - 1{,}152} = 3{,}39 \cdot 0{,}857 = 2{,}905,$$

und für $Q_1 = 16{,}7$ l/sek aus dem 1. Vorversuch eine Wassermenge von $Q_2 = 48{,}5$ l/sek für den 2. Vorversuch.

b) Wollte man unter Zugrundelegung des aus dem 1. Vorversuch gefundenen Wertes von R die Wassermenge für den 2. Vorversuch berechnen, und in Gl. (111)

$$R_1 = R_2 = 193 \text{ m}$$

setzen, so erhielte man

$$\frac{Q_2}{Q_1} = 3{,}15. \qquad Q_2 = 52{,}5 \text{ l/sek}.$$

2. Vergleich von Vorversuch 2 und 3.

Für den 3. Vorversuch ist $H_3 = 23{,}90$ m und $m_2 = 13{,}50$ m einzusetzen, und die entsprechenden Werte für z_3 und $\frac{1}{n} \cdot \ln x_1 \cdot x_2 \cdots x_n$ sind aus Zahlentafel 15 für Beobachtungsbrunnen d zu entnehmen.

a) Mit $R_2 = 240$ m und $R_3 = 244$ m ergibt sich dann:

$$\frac{Q_3}{Q_2} = \frac{13{,}50\,(23{,}90 - 13{,}90)}{16{,}50\,(26{,}44 - 20{,}71)} \cdot \frac{2{,}380 - 1{,}152}{2{,}387 - 1{,}276} = 1{,}428 \cdot 1{,}105 = 1{,}576.$$

Unter Einsetzung von $Q_2 = 41{,}7$ l/sek, dem tatsächlich gemessenen Wert, wird dann $Q_3 = 65{,}6$ l/sek.

b) Setzte man im Zähler und Nenner $R_2 = 240$ m ein, den aus dem 2. Vorversuch gewonnenen Wert, so würde sich

$$Q_3 = 66{,}2 \text{ l/sek}$$

ergeben.

3. Vergleich des 1. und 3. Vorversuches.

Die entsprechenden, sämtlich schon angeführten Werte für diese beiden Vorversuche sind sinngemäß in Gl. (111) einzusetzen; es ergibt sich dann:

a) für $R_1 = 193$ m und $R_2 = 244$ m:

$$\frac{Q_3}{Q_1} = \frac{13{,}50 \cdot (23{,}90 - 13{,}90)}{16{,}50 \cdot (26{,}44 - 24{,}75)} \cdot \frac{2{,}285 - 1{,}232}{1{,}387 - 1{,}276} = 4{,}84 \cdot 0{,}947 = 4{,}58$$

$$Q_3 = 76{,}4 \text{ l/sek}$$

b) für $R_1 = 193 \text{ m} = R_3$, wäre

$$Q_3 = 79{,}8 \text{ l/sek}.$$

Man sieht aus den gefundenen Resultaten, daß die Übereinstimmung der aufgestellten Formeln mit der Wirklichkeit, d. h. die Anwendung der Formeln für den Vergleich oder die Vorausberechnung derartiger Anlagen eine recht gute ist, soweit sich dies bei den verwickelten Verhältnissen und bei den in der Wirklichkeit stets vorhandenen Unregelmäßigkeiten erwarten läßt.

Betrachtet man einfach die Absenkung in der Mitte der Baugrube, Beobachtungsbrunnen *d*, im Verhältnis der entnommenen Wassermenge

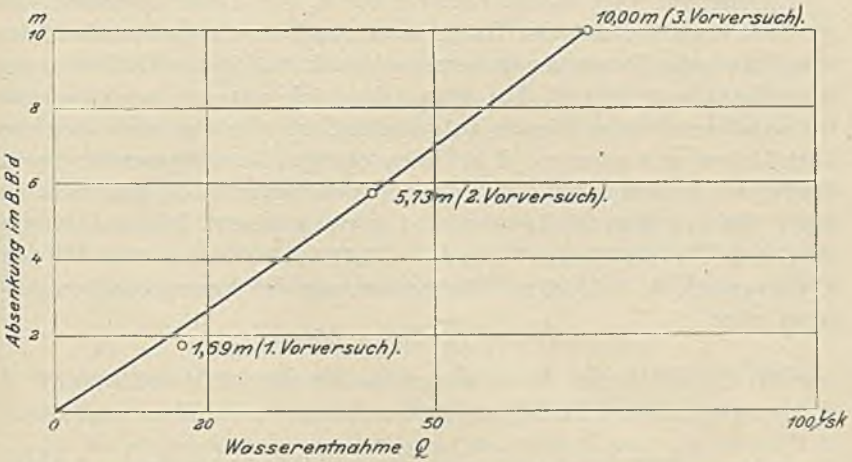


Abb. 72. Absenkungen im Beobachtungsbrunnen *d* bei den 3 Vorversuchen, Schleuse Emden.

bei den drei Vorversuchen, so entsprechen nach Abb. 72 die Werte für den 2. und 3. Vorversuch ziemlich gut der Proportionalität zwischen Absenkung und Wassermenge, da beide Anlagen fast die gleiche Größe haben. Die Absenkung für den 1. Vorversuch bleibt im Verhältnis etwas zurück und erklärt sich aus der geringen Anzahl der in weiter Entfernung einander gegenüberstehenden Brunnen. Derartige überschlägliche Vergleiche, ohne Rücksicht auf die Ausgestaltung der Anlage, können daher angestellt werden.

e) Berücksichtigung der in der Nähe befindlichen offenen Gewässer.

Ausgeführt wurden die Berechnungen mit den Formeln, die zur Voraussetzung haben, daß die Anlage sich in gleichmäßigem Untergrunde, in einem sich nach allen Seiten hin erstreckenden Grundwasserbecken befindet. In Wirklichkeit liegt aber hier die Anlage, wie bereits erwähnt wurde, zwischen der Ems und dem Außenhafen. Es bleibt noch zu untersuchen, ob bei Berücksichtigung dieser beiden in der Nähe befindlichen, offenen Gewässer eine Änderung der Resultate sich er-

geben würde. Von der Mitte der Voranlagen aus gerechnet, d. h. ungefähr vom Beobachtungsbrunnen d aus, ist der kürzeste Abstand von der Ems 240 m, während der nächstliegende Punkt des Ufers des Außenhafens sich in einer Entfernung von 260 m befindet. Betrachtet man nun die Verhältnisse so, als ob die Versuchsstelle sich in einem mittleren Abstand von $e = 250$ m zwischen zwei parallel laufenden Uferstrecken befände, so würde es möglich sein, die oben angegebenen Formeln auf den vorliegenden Fall anzuwenden.

Einzusetzen wäre in die Formeln für h_0 der Flußwasserstand. Es ist oben erwähnt, daß der Grundwasserstand durchaus beeinflußt ist vom Stande der Ems und mit diesem schwankt und in der Flutbewegung eine Nacheilung besitzt. Um einen Vergleich mit den nach anderer Methode berechneten Werten zu gestatten, ist es nötig, auch ähnliche Verhältnisse anzunehmen, d. h. einen ebenen Grundwasserstand von der in den anderen Berechnungen angenommenen Höhe zugrunde zu legen, der mit dem Flußwasserstand korrespondiert. Demnach würde für den 2. Vorversuch eine Höhe $h_0 = 26{,}44$ m einzusetzen sein, für den 3. Vorversuch $h_0 = 23{,}90$ m. Die Entfernung der hinzugedachten Anlagen wäre

$$\sqrt{2}e = \sqrt{2} \cdot 250 = 354 \text{ m}.$$

Für die Mitte der Baugrube, d. h. für Beobachtungsbrunnen d würde entsprechend Gl. (96) gelten:

$$h_0 - z = \frac{Q}{2\pi m k}\left(\ln \sqrt{2}e - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n\right). \tag{112}$$

Setzt man die entsprechenden Werte für den 2. Vorversuch ein, so wird $k = 0{,}000225$, was mit den früher gewonnenen Werten gut übereinstimmt. Für die zu Beobachtungsbrunnen d gehörigen Werte des 3. Vorversuches würde sich etwas abweichend $k = 0{,}000265$ ergeben.

Die Reihe der Beobachtungsbrunnen kann annähernd als auf der Mittellinie zwischen den beiden Gewässern liegend angenommen werden; es gilt für sie dann ähnlich Gl. (97):

$$h_0 - z = \frac{Q}{2\pi m k}\left(\ln y - \frac{1}{n} \ln x_1 x_2 \cdots x_n\right). \tag{113}$$

Es ist dann z. B. für Beobachtungsbrunnen k einzusetzen:

$$y = \sqrt{354^2 + 115^2} = 372 \text{ m}$$

und die übrigen bereits benutzten Werte. Für den 2. Vorversuch ergibt sich dann $k = 0{,}000239$, wiederum ziemlich mit den früheren übereinstimmend, für den 3. Vorversuch allerdings abweichend $k = 0{,}000318$. Hier scheinen besondere Unregelmäßigkeiten vorzuliegen; denn z. B. für Beobachtungsbrunnen i mit

$$y = \sqrt{354^2 + 65^2} = 360 \text{ m}$$

findet sich $k = 0{,}000265$.

Es ergibt sich also eine verhältnismäßig gute Übereinstimmung mit den nach der früheren Rechnungsart gefundenen Ergebnissen, soweit dies erwartet werden kann, in Hinsicht auf die für die Wirklichkeit nur angenähert zutreffende Annahme des Vorhandenseins von zwei parallelen Gewässern zu beiden Seiten der Anlage. Es war daher gestattet, die einfacheren Verhältnisse eines unbegrenzten Grundwasserbeckens zugrunde zu legen; eine wesentliche Beeinflussung der Absenkungen der Voranlagen durch die Ems bzw. den Außenhafen ist nicht festzustellen.

Es ist jedoch klar, daß, je größer die Wasserentnahme an der späteren Baustelle sein wird, d. h. also je weiter sich die Reichweite der Absenkung nach allen Seiten hin und auch in die Spitze zwischen Ems und Außenhafen hinein erstrecken wird, um so größer der Einfluß der benachbarten offenen Gewässer werden wird.

Die Zuströmungsverhältnisse zu den Brunnen werden günstigere und es werden verhältnismäßig größere Wassermengen entnommen werden müssen. Die Rechnung nach den einfacheren Formeln für Annahme eines unbegrenzten Grundwasserbeckens ist nicht statthaft.

f) Absenkung des Außenhauptes.

Für die Absenkung des Außenhauptes wurde von der Königl. Wasserbauinspektion Emden folgender Plan aufgestellt:

Da als erwiesen zu betrachten war, daß eine Absenkung bis zu 4 m möglich wäre, so wurde für die Staffeln ein Höhenunterschied von 4 m angenommen. Die gesamte Baugrube war teilweise schon bis auf — 7,00 ausgehoben und sollte durchweg bis — 7,00 mit Hilfe der 20 Versuchsbrunnen und etwa nötig werdender Oberflächenpumpen ausgehoben werden. Die Versuchsanlage sollte dann durch Bohren von weiteren 39 Brunnen mit einer Gesamtanzahl von 59 Brunnen als oberste Staffel auf — 7,00 erweitert werden. Die zweite Staffel sollte auf — 11,00 liegen und die dritte auf — 15,00, und zwar die zweite ebenfalls mit 59, die dritte mit 76 Brunnen. Wenn es nicht möglich sein sollte, die ganze Baugrube bis auf — 19,00 trocken zu legen, so sollte von der erreichten trockenen Sohle aus eine Spundwand geschlagen werden und der Rest des Bodenaushubes und die Herstellung der Bauwerksohle im Wasser ausgeführt werden. Der Rückbau nach Vollendung des Baues sollte in ähnlicher Weise erfolgen, wie der Aufbau.

Der Abstand der Brunnen war für die Saugleitung auf — 7,00 und die auf — 11,00 mit 9 m bemessen und für die Saugleitung auf — 15,00 mit nur 5 m. Die Konstruktion der Brunnen sollte dieselbe wie bei der Versuchsanlage sein, also mit 10 m langen Filtern und einem äußeren Durchmesser von etwa 150 mm. Die Saugleitung aus Muffenrohren sollte überall denselben Durchmesser von 250 mm l.W. haben und

ohne Steigung überall in gleicher Höhe verlegt werden, weil die verschiedenen angeschlossenen Pumpen einander als Reserve dienen sollten. Hinter jedem 5. Brunnen sollte ein Schieber eingebaut werden.

Der Aufbau der Anlage erfolgte in der Tat nach dem aufgestellten Plan mit einigen Abänderungen, die auf Tafel III ersichtlich sind. Bei der Absenkung mit der Staffel auf — 11,00 gelang es nicht, an der der Ems zu gelegenen Seite die gewünschte Absenkungstiefe zu erreichen, um die unterste Saugleitung auf — 15,00 verlegen zu können. Es wurde daher noch eine besondere Saugleitung auf Ordinate — 13,00 mit 12 angeschlossenen Brunnen verlegt und in Betrieb genommen, mit deren Hilfe die Absenkung gelang. Ebenso erwies es sich als nötig, um die Absenkung von — 15,00 aus bis mindestens zur Tiefe der Fundamentsohle, d. h. bis — 19,00 zu erreichen, auf der trockengelegten Sohle — 18,00 noch eine weitere Saugleitung anzulegen mit nochmals 28 angeschlossenen Brunnen. Diese Brunnen hatten aber nur eine Gesamtlänge von 10 m, von denen 5 m als Filter ausgebildet waren. Der stärkere Wasserzudrang an der der Ems zu gelegenen Seite der Baugrube hatte seinen Grund weniger in der großen Nähe der Ems, die auf dieser Seite bedeutend näher an der Baugrube lag, als der Außenhafen an der anderen Seite, sondern besonders darin, daß bedeutend gröbere Schichten, die hier gefunden wurden, höchstwahrscheinlich einen leichteren Durchtritt des Wassers von der Ems her gestatteten.

Durch die erwähnten, besonders unregelmäßigen Untergrundverhältnisse an der Emsseite und den daraus folgenden stärkeren Wasserandrang von dieser Seite her, findet von der für die Rechnung zugrunde zu legenden Bedingung eines gleichartigen Untergrundes in der Wirklichkeit eine derartige Abweichung statt, daß eine auf dem Wege der Rechnung für die Gesamtanlage ermittelte Wassermenge bedeutend hinter der wirklich geförderten Wassermenge zurückbleiben müßte. Nach bekanntgewordenen Ergebnissen wurde aus der Gesamtanlage des Außenhauptes bei Erreichung der tiefsten Absenkung bis etwa — 20,00 in der Mitte der Baugrube eine Gesamtwassermenge von 420 l/sek gefördert. Vergleichsweise angestellte, überschlägliche Rechnungen ergaben, wie zu erwarten war, eine weit geringere Wassermenge.

Solche durch die Unregelmäßigkeit des Untergrundes eintretenden, oft nicht vorauszusehenden Zufälligkeiten können natürlich bei jeder Grundwasserabsenkungsanlage vorkommen und es muß mit ihnen gerechnet werden. Daher wird auch die Forderung aufgestellt werden müssen, die Gesamtanlage in der Weise auszuführen, daß sie derartigen unerwartet auftretenden Unregelmäßigkeiten mit Leichtigkeit angepaßt werden kann.

Besondere Schwierigkeiten ergaben sich auch bei der Emder Anlage durch die großen, auftretenden Gasmengen, sowohl in Hinsicht

auf den Gang der Pumpen, als auch durch die zerstörende Wirkung auf Rohrleitungen und Pumpen. Bemerkenswert aber vor allem ist der außerordentlich große Umfang dieser Anlage und die schließlich erreichte große Absenkungstiefe von etwa 19 m. Es dürfte wohl die erste größere Anlage sein, bei der mit mehr als zwei Staffeln gearbeitet wurde. Ganz außerordentlich begünstigt wurden die hier erreichten großen Erfolge durch die außerordentliche Feinheit des Untergrundes, die die Förderung einer nur verhältnismäßig geringen Gesamtwassermenge zur Folge hatte. Eine Ausführung der Absenkung bei gröberem Untergrunde wäre selbstverständlich auch möglich gewesen, aber infolge der dann auftretenden größeren Wassermengen mit einem weit größeren Kraftbedarf.

Der Vollständigkeit halber sollen noch einige Einzelheiten der Anlage mitgeteilt werden, besonders auch des maschinellen Teiles.

Die Brunnen wurden bei der Gesamtanlage mit größerer lichter Weite ausgeführt; die Filter hatten einen Durchmesser von 200 mm und eine Länge von 10 m; die Konstruktion war dieselbe wie bei der Versuchsanlage. Die Tiefe der Brunnen der einzelnen Staffeln ist auf Tafel III ersichtlich, ebenso die Lage der Rohrleitungen, die Verteilung und die Zahl der angeschlossenen Kreisel.

Sämtliche Kreisel haben die gleiche Größe, 250 mm l.W.; sie liefen mit 1280 bis 1340 Umdr./min und wurden mittels Riemen durch 80-PS-Gleichstrom-Motoren für 450 Volt und 900 Umdr./min angetrieben. Die Anzahl der an einem Kreisel angeschlossenen Brunnen war in den unteren Staffeln entsprechend der größeren Förderhöhe eine geringere als in den oberen Staffeln. Es waren im Betrieb 4 Kreisel in der Staffel auf — 7,00, 7 Kreisel in der Staffel auf — 11,00 und gleichzeitig 1 Kreisel an der Saugleitung auf — 13,00, und für die endgültige Absenkung 1 Kreisel an der Saugleitung auf — 13,00, 8 an der Staffel auf — 15,00 und 3 an der Saugleitung auf — 18,00; die übrigen noch angeschlossenen Kreisel dienten als Reserve.

4. Grundwasserabsenkung beim Bau der neuen Schleuse am Lehnitzsee bei Oranienburg des Großschiffahrtsweges Berlin—Stettin.

Überschlägliche Rechnung.

An dem Beispiel der Schleuse am Lehnitzsee bei Oranienburg des Großschiffahrtsweges Berlin-Stettin soll kurz die Möglichkeit gezeigt werden, die bei einem ersten Ausbau der Anlage gewonnenen Resultate auf die Absenkung der Gesamtanlage zu übertragen.

Bei dieser Anlage, bei der mit zwei Staffeln abgesenkt werden mußte, wurde die obere Staffel nicht als geschlossene Ringleitung

ausgebildet, sondern nur an einer Seite der Baugrube ein Leitungsstrang mit 19 angeschlossenen Brunnen verlegt (s. Abb. 73). Im Schutze der nach Inbetriebnahme dieser Leitung erreichten Absenkung wurde der weitere Bodenaushub vorgenommen und der an derselben Seite liegende Leitungsteil der unteren Staffel verlegt. Nach Inbetriebnahme auch der unteren Leitung erfolgte ein allmählich tieferes Absenken des Grundwasserspiegels, und es war möglich, fortschreitend die Leitung an den beiden Schmalseiten und unter sofortiger Inbetriebnahme der jedesmal angeschlossenen Brunnen schließlich auch die gegenüberliegende Längsseite der Leitung zu verlegen. Die obere Leitung mußte natürlich inzwischen außer Betrieb genommen werden. Den Aufbau der Gesamtanlage zeigt Abb. 73.

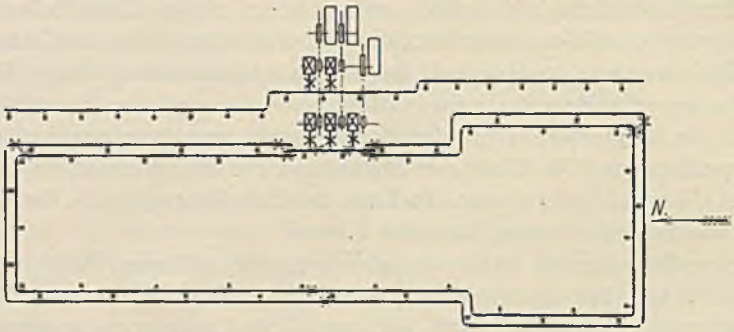


Abb. 73. Grundwasserabsenkungsanlage der Schleuse am Lehnitzsee bei Oranienburg des Großschiffahrtsweges Berlin—Stettin.

Der ungesenkte Grundwasserspiegel befand sich auf + 34,00, der tiefste Punkt der Fundamentsohle auf + 26,50. Fast unter der ganzen Baugrube und auch in weiterer Ausdehnung in die Umgebung hin befindet sich eine Tonschicht in einer Mächtigkeit von ungefähr 2 bis 3 m mit mehr oder weniger starken Verwerfungen. Im Mittel kann für die Berechnung die undurchlässige Sohle auf + 20,00 angenommen werden. Die Brunnen wurden bis auf die undurchlässige Schicht gebohrt.

Es soll ein kurzer, überschläglicher Vergleich zwischen der aus der oberen und der unteren Staffel entnommenen Wassermenge und den dabei erreichten Absenkungen angestellt werden.

Die aus der oberen Staffel entnommene Wassermenge betrug ungefähr 230 l/sek, während die Entnahme aus der unteren Staffel zwischen 300 und 325 l/sek schwankte. Erreicht wurde mit der oberen Staffel nach der Angabe eines etwa in der Mitte der Reihe zwischen zwei Brunnen liegenden Beobachtungsbrunnens eine Absenkung bis + 28,70; für die untere Staffel ist etwa für die Mitte der Baugrube eine Absenkung bis + 26,00 anzunehmen.

Der Vergleich soll auf Grund folgender Formel erfolgen:

$$\frac{H^2 - z_1^2}{H^2 - z_2^2} = \frac{Q_1}{Q_2}, \tag{64}$$

die sich für einen überschläglichen Vergleich durchaus eignet. Vernachlässigt wird dabei die verschiedenartige Brunnenanordnung in beiden Staffeln. Tatsächlich ist bei der oberen Staffel nur eine Reihe vorhanden, während bei der unteren Staffel gewissermaßen zwei Reihen im Abstande von etwa 35 m sich gegenüberstehen. Doch ist immerhin der dadurch auftretende Fehler nicht bedeutend, wie aus Abb. 38 hervorgeht.

Zahlentafel 17. Schleuse Lehnitzsee, Oranienburg.

BB	Staffel	Stand	z	z^2	$\frac{Q_2}{Q_1}$	Q_2 l/sek
Mitte Reihe	obere	+ 28,70	8,70	75,7	1,33	306
Mitte Baugrube	untere	+ 26,00	6,00	36		
13	obere	+ 29,95	9,95	99	1,214	279
13	untere	+ 28,50	8,50	72,25		
2	obere	+ 30,75	10,75	115	1,67	384
2	untere	+ 27,80	7,80	60,8		

Setzt man die in Zahlentafel 17 in den beiden ersten Reihen angegebenen Werte für z^2 in die Formel ein, so ergibt sich mit $Q_1 = 230$ l/sek eine Wassermenge für die untere Staffel von $Q_2 = 305$ l/sek, was mit dem tatsächlich gemessenen Wert sehr gut übereinstimmt.

Setzt man für Beobachtungsbrunnen *13*, der sich in einem am nördlichen Ende der Schleuse gelegten Querschnitt in einem Abstande von etwa 50 m von der Schleusenlängsachse befand, die entsprechenden Werte aus der Zahlentafel ein, so erhält man ebenfalls mit $Q_1 = 230$ l/sek gerechnet, $Q_2 = 279$ l/sek; entsprechend erhält man für Beobachtungsbrunnen *2*, der sich in einem am südlichen Ende der Schleuse gelegten Querschnitt auf der westlichen Seite in einem Abstande von etwa 40 m von der Schleusenlängsachse befand, für $Q_2 = 384$ l/sek.

Bei Beurteilung der beiden Ergebnisse ist folgendes zu beachten. Bei der Absenkung der zweiten Staffel befanden sich beide Beobachtungsbrunnen ungefähr gleich weit von je einer Seite der Anlage entfernt; immerhin lag Beobachtungsbrunnen *2* etwas näher, da erstens der Abstand von der Schleusenlängsachse etwa 40 m betrug, zweitens auch an dieser Seite die Anlage nach Abb. 73 etwas verbreitert war, und daraus erklärt sich die tiefere Absenkung im Brunnen *2* gegenüber der im Brunnen *13*.

Bei der Absenkung mit der ersten Staffel jedoch lag der Brunnen *13* bedeutend näher an der Brunnenreihe als Beobachtungsbrunnen *2*.

Die Brunnenreihe hatte eine Entfernung von etwa 24 m von der Schleusenachse, so daß Beobachtungsbrunnen *13* nur etwa 26 m, Beobachtungsbrunnen *2* jedoch 64 m von der Brunnenreihe entfernt lag. Die Absenkung im Brunnen *13* mußte daher eine günstigere sein als im Beobachtungsbrunnen *2*, und es erklären sich daraus die beiden abweichenden Werte von Q_2. Das Mittel aus beiden würde etwa 330 l/sek betragen.

Angenommen war nach dem Projekt für die obere Staffel eine Wasserentnahme von 360 l/sek und für die untere eine solche von 600 l/sek. Diesen beiden Wassermengen entsprechend erfolgte auch der Ausbau der beiden Rohrleitungen. Nach den Ergebnissen der oberen Staffel wäre eine Ersparnis an Rohrleitungskosten bei der unteren Staffel möglich gewesen und auch eine Ersparnis an Betriebskosten, da die beiden an der unteren Leitung angeschlossenen Kreisel von 400 mm l.W. nicht voll ausgenutzt waren.

5. Grundwasserabsenkung beim Bau einer unterirdischen Bedürfnisanstalt am Knie in Charlottenburg; Vorkommen feinen Schliefsandes.

An diesem Beispiel sollen die Erscheinungen bei Vorhandensein des äußerst feinen Schliefsandes gezeigt werden, die bereits erörtert wurden.

Nach Inbetriebsetzung der verhältnismäßig kleinen Anlage mit einer nur geringen Anzahl von Brunnen fiel der Grundwasserstand zunächst schnell, dann allmählich langsamer und blieb schließlich auf einer bestimmten Höhe stehen, so daß die Ausschachtungsarbeiten nicht weiter fortgesetzt werden konnten. Eine Verstärkung der Anlage hatte keinen Erfolg, und man entschloß sich daher, im Nassen unter Zuhilfenahme einer kleinen Oberflächenhandpumpe weiter auszuschachten. Als man die eingelagerte feine Schliefsandschicht erreicht hatte, war ein weiteres Ausschachten nicht mehr möglich, weil ein Nachfließen des Sandes von außen her stattfand und eine Absteifung unmöglich machte. Es wurde darauf die Stärke der Schliefsandschicht festgestellt durch Eingraben eines Fasses und durch Bohrungen, wobei sich eine Mächtigkeit von 1,00 bis 1,50 m ergab (s. Abb. 74). Nach Schlagen einer Spundwand innerhalb rings um die

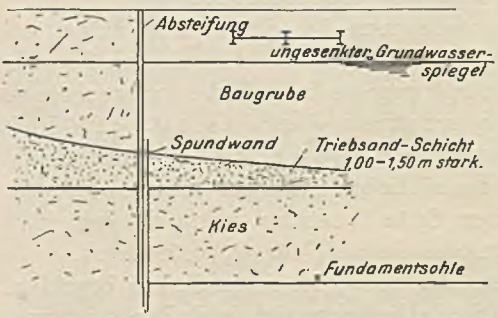


Abb. 74. Unterirdische Bedürfnisanstalt am Knie, Berlin-Charlottenburg. Zusammensetzung des Untergrundes.

Grube konnte dann weiter ausgeschachtet werden, und man fand nach Abtragen der feinen Sandschicht darunter bereits trockenen Boden vor.

Es zeigt sich hier also mit großer Deutlichkeit die Eigenart einer derartig feinen Sandschicht, das Wasser nicht nur in sich zurück zu halten, sondern auch ein Durchfließen des über der Schicht stehenden Wassers zu verhindern, wenn die zur Verfügung stehende Druckhöhe nicht ausreicht, um die Widerstände in der feinen Schicht zu überwinden.

Eine genaue Analyse des Schliefsandes wurde vorgenommen; aus dem im Besitz des Magistrats von Charlottenburg befindlichen Bericht möge das folgende kurz mitgeteilt werden.

1. Der eingelieferte Sand wurde sofort getrocknet; er enthielt 12,1 % Wasser.

2. Eine Schlämmanalyse des getrockneten Sandes ergab:

Rückstand im Schlämmzylinder	99,43 %
Rückstand auf dem Filter, durch das das weglaufende Wasser filtriert wurde	0,31 %
Mithin ist durch das Filter noch weggeschlämmt	0,26 %

Der Filterrückstand bestand in der Hauptsache aus äußerst feinem Sand.

3. In dem Triebsand fanden sich Knollen vor. Diese wurden ausgesucht und getrocknet.

Eine Schlämmanalyse ergab:

Rückstand im Schlämmzylinder	95,10 %
Rückstand im Filter	3,00 %
Mithin ist durch das Filter noch fortgeschlämmt	1,90 %

Der Filterrückstand bestand wiederum aus äußerst feinem Sand.

4. Diese Knollen enthielten:

$$\begin{array}{l} 1{,}04\ \%\ Al_2O_3 \\ 0{,}22\ \%\ Fe_2O_3 \\ \hline 1{,}26\ \% \end{array}$$

Es entspricht also ungefähr die Menge der durch das Filter weggeschlämmten Teile (1,9 %) dem Gehalt an Tonerde und Eisen.

5. Eine Bestimmung der Wasseraufnahme im Vergleich zu anderen Sandsorten ergab keine Resultate, die auf Richtigkeit Anspruch machen können. Es müßten hierbei Vorkehrungen getroffen werden, die praktisch sehr schwer auszuführen sind.

6. Die Bestimmung der Korngröße des Triebsandes im Vergleich zu anderen Sandsorten hatte die in Zahlentafel 18 zusammengestellten Ergebnisse.

Aus dieser Zahlentafel ergibt sich, daß die Eigenschaft des Triebsandes, das Wasser festzuhalten, auf der Feinheit des Sandes beruht.

Maßgebend scheint aber vor allem das Verhältnis der Korngröße 2 zur Korngröße 1 zu sein. Die Größe 1 wird jedenfalls genügen, um die

Zahlentafel 18. Triebsand-Analyse. Unterirdische Bedürfnisanstalt Knie, Charlottenburg.

			I		II		III		IV		V	
	Durchgang durch	Maschen je cm²	Triebsand ungeschlämmt %		Triebsand geschlämmt %		Sand über dem Triebsand %		Mauersand v. Lagerplatz %		Kies unter den Triebsand %	
1	0,015—0,1 mm Sieb	6400—1024	8,0	8,5	7,5	8,9	5,8	5,0	8,0	10,3	9,5	7,
2	0,25 —0,7 „ „	400— 144	72,0	75,5	73,5	76,1	85,3	85,5	64,0	66,7	53,0	47,
3	1,50 —6,0 „ „	64— 16	16,5	13,0	16,5	12,5	7,7	8,0	25,5	20,1	31,5	37,
4	Rückstand auf 6 mm	16	2,0	2,5	1,5	1,5	0,5	0,5	1,0	1,1	5,0	7,
			98,5	99,5	99,0	99,0	99,3	99,0	98,5	98,2	99,0	99,

Hohlräume zwischen der Größe 2 auszufüllen und somit eine starke Kapillarwirkung hervorzurufen. Unter dem Mikroskop konnte festgestellt werden, daß jedes Sandkörnchen mit einer der Form des Sandkörnchens entsprechenden Wasserhülle umgeben war. Liegen nun solche Körnchen eng nebeneinander, so gehen die Hüllen ineinander über und halten sich so aneinander fest, während die Sandkörner in der gemeinsamen Wasserumhüllung schwimmen und sich nicht berühren.

6. Probeabsenkung und Grundwasserabsenkung beim Bau der Nordschleuse in Bremerhaven*.

Vergleich der Ergebnisse der Auswertung der Probeabsenkung mit dem Ergebnis der Beobachtungen der Hauptanlage.

a) Allgemeines, der geologische Aufbau des Untergrundes, die hydrologischen Verhältnisse, Anordnung und Ausführung der Probeabsenkung und der eigentlichen Grundwasserabsenkung.

Der Bau der Nordschleuse in Bremerhaven, der größten deutschen Schleuse, deren Abmessungen der größten Schleuse der Welt in Ymuiden nur um ein geringes nachstehen, war bereits vor dem Kriege in Angriff genommen worden, aber bald nach seinem Beginn wegen Mangel an Arbeitskräften und Baustoffen eingestellt worden. Im Jahre 1927 wurden die Arbeiten durch die Hansestadt Bremen wieder aufgenommen, und zwar unternahm das Hafenbauamt Bremerhaven zunächst umfangreiche Vorarbeiten, die von Agatz[65, 66, 67] ausführlich beschrieben worden sind, und welche die Klärung der Eigenschaften und Tragfähigkeit des Baugrundes und der hydrologischen Verhältnisse hin-

* Nach einer Arbeit von W. Sichardt[64] und H. Weber: Bautechnik 1930, H. 29 u. 30, mit Genehmigung des Verlages von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

sichtlich der Anwendungsmöglichkeit des Grundwasserabsenkungsverfahrens zum Ziele hatten.

Die Durchführung der notwendigen zahlreichen Probebohrungen und der Probeabsenkung erfolgte durch die Siemens-Bauunion, der auch die eigentliche Grundwasserabsenkung übertragen wurde.

Die Bohrungen, die z. T. bis zu einer Tiefe von 50 m unter Gelände hinabgeführt wurden, ergaben über die Zusammensetzung des Untergrundes folgendes (vgl. auch Abb. 75).

Unterhalb der Geländeoberfläche, die im allgemeinen auf der Höhe + 4 bis + 5 über Bremerhavener Null liegt (mit Ausnahme der bereits vor und während des Weltkrieges bis — 4 ausgeschachteten Teile der Schleusenbaugrube) befindet sich eine wasserabdichtende Schicht aus Klei, die im Mittel bis zur Tiefe — 15 hinabreicht. Darunter steht eine teilweise kiesige Sandschicht an, deren Mächtigkeit an der Bau-

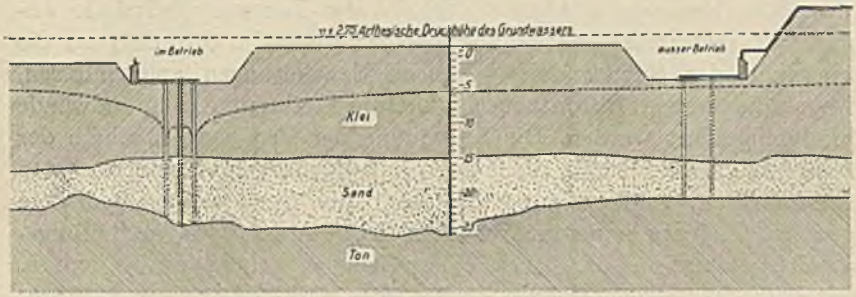


Abb. 75. Nordschleuse Bremerhaven. Geologisches Längenprofil, Probeabsenkungsanlage im Außenhaupt in Betrieb (nach W. Sichardt und H. Weber: Bautechnik 1930).

stelle zwischen 0,30 m und 10 m wechselt. Auf diese grundwasserführende diluviale Sandschicht folgt in der Tiefe eine diluviale, grundwasserabdichtende Tonschicht, der sogenannte Urton. Die Gründung der Schleusenhäupter war bis in die Sandschicht hinabzuführen, die gespanntes Grundwasser führt. In nicht entspanntem, normalem Zustande steigt der Grundwasserspiegel im Bohrrohr bis zur Höhe + 2,75 m an. Er unterliegt geringen Schwankungen, die unter dem Einflusse der sich im Weserstrom bemerkbar machenden Gezeiten stehen.

Unter diesen örtlichen Verhältnissen mußte für den Schleusenbau damit gerechnet werden, daß bei der Ausschachtung der Baugruben für die Schleusenhäupter Wasserdurchbrüche des unter rund 2 Atm. Überdruck stehenden Grundwassers den Fortgang der Arbeiten in Frage stellen würden, sofern nicht für eine rechtzeitige Entspannung und Absenkung durch eine ausreichende Grundwasserabsenkungsanlage gesorgt würde. Für die richtige Bemessung der Entspannungsanlagen wurden die nötigen Unterlagen durch eine Probeabsenkung im Binnen- und Außenhaupt gewonnen. Die Probeanlage des Binnen-

hauptes bestand aus 4 Brunnen, deren Pumpenachse auf Höhe — 3,12 lag, diejenige des Außenhauptes aus 6 Brunnen mit der Pumpenachse auf Höhe —3,40 (vgl. Abb. 75 u. 76). Die bei dem Probebetrieb gewonnenen Beobachtungswerte wurden für die Ermittelung der Rechnungsgrundwerte (Bodendurchlässigkeitswert k und Reichweite R) ausgewertet und das Ergebnis wurde dem Entwurf der Hauptanlagen zugrunde gelegt.

Wegen der großen Ausschachtungstiefe von 22 m war eine Abböschung der Baugrube auf die ganze Tiefe nicht möglich. Es wurden deshalb von der Tiefe — 4 ab Umfassungsspundwände bis in den Urton gerammt. Bis zur Tiefe — 9,0 konnte ohne Aufbruchgefahr ausgeschachtet werden, so daß es möglich war, die Brunnen der Entlastungsanlagen von der Tiefe — 9 aus einzubauen und die Saugleitungen und Pumpenachsen auf — 9 so tief zu verlegen, daß nur eine Brunnenstaffel nötig war. Die Brunnen wurden außerhalb der Larssenspundwände angeordnet und unter Anwendung von Schlitzen im Erdreich an die innerhalb der Spundwände gelegenen Saugleitungen angeschlossen, wobei die kurzen Brunnenanschlußleitungen durch die Spundwände hindurchgeführt wurden. Die Anordnung der Brunnen außerhalb der Spundwände verhinderte nicht nur die Aufbruchgefahr beim weiteren Ausschachten, sondern entlastete noch die Spundwände von dem größten Teil des äußeren Wasserdrucks, wodurch an Aussteifungsarbeiten gespart und die Sicherheit der Baugrube erhöht werden konnte. Mit diesen Entlastungsanlagen, die für jedes Haupt aus 20 bzw. 18 Brunnen von 150 mm Filterdurchmesser bestanden, konnte der Wasserspiegel bis zur Tiefe — 14,50 außerhalb der Spundwandumschließung entspannt werden. Der gleiche Wasserdruck stellte sich auch innerhalb der Spundwände ein, da die Schlösser der Spundwände einen Druckausgleich zuließen. Die weitere Entspannung und völlige Trockenlegung innerhalb der Spundwand wurde dadurch erleichtert, daß die Baugrube jedes Hauptes durch schottenartige Zwischenspundwände in mehrere Unterabschnitte unterteilt wurde, die nacheinander bis zur endgültigen Sohlentiefe ausgehoben wurden.

Es genügten in jedem der 12 Unterabschnitte eines Hauptes ein bis zwei Brunnen dazu, den hierfür erforderlichen Absenkungszustand zu erreichen.

b) Die Auswertung der bei den Probeabsenkungen gewonnenen Beobachtungsergebnisse.

Die nachfolgenden Ausführungen hierüber sind dem „Bericht über den Versuch zur Entspannung des Grundwassers auf der Baustelle der Nordschleuse Bremerhaven“ entnommen, den die Siemens-Bauunion an das Hafenbauamt Bremerhaven erstattet hat.

Die Bohrungen für die Absenkungsbrunnen der beiden im vorigen Abschnitt bereits erwähnten Probeanlagen wurden mit Bohrrohren von 300 mm ⌀ durchgeführt, die Brunnen selbst bestanden aus Filterrohr von 150 mm ⌀ mit Tresse; der Zwischenraum zwischen Bohrrohr

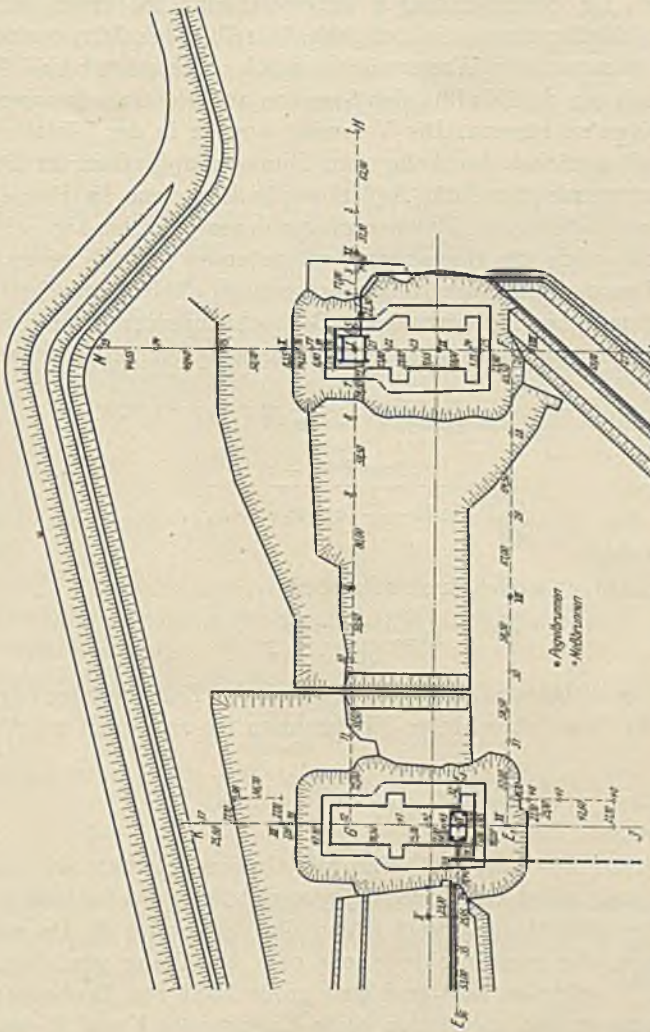


Abb. 76. Nordschleuse Bremerhaven. Grundriß der Probeabsenkungsanlagen mit Eintragung der Pegel- und Meßbrunnen (nach W. Sichardt und H. Weber: Bautechnik 1930).

und Filterrohr wurde mit Filterkies ausgefüllt. Im Klei bestanden die Brunnen aus Aufsatzrohr von 150 mm ⌀. Sämtliche Brunnen reichten durch die wasserführende Sand-Kiesschicht hindurch bis in den Urton, durchfuhren also das artesische Wasserstockwerk in ganzer Mächtigkeit.

Zur Durchführung der erforderlichen Messungen wurde eine große Anzahl Meßbrunnen gebohrt (vgl. Abb. 76), welche in der Hauptsache

sowohl für die Binnenhaupt- als auch für die Außenhauptanlage auf zwei sich rechtwinklig kreuzenden Achsen angeordnet waren. In diesen Meßbrunnen wurde während der Dauer der Versuche der Wasserstand zweimal täglich gemessen. Außerdem wurden fortlaufend die Fördermenge und der Stromverbrauch aufgezeichnet. Bei einer größeren Anzahl von Meßbrunnen, die auf Abb. 76 näher bezeichnet sind, erfolgte die Messung der Wasserstände durch selbstschreibende Pegel, hauptsächlich um den Einfluß der Gezeiten auf den Grundwasserstand laufend prüfen zu können. Die Versuche wurden in der Weise durchgeführt, daß zunächst die Anlage im Binnenhaupt allein im Betrieb war. Später wurde dann die Außenhauptanlage dazu in Betrieb genommen, so daß beide Entspannungsanlagen gleichzeitig wirkten. Zum Schluß wurde die Binnenhauptanlage außer Betrieb gesetzt und die Entspannung durch die Außenhauptanlage allein beobachtet.

Der rechnerischen Auswertung der Beobachtungsergebnisse wurde die für Mehrbrunnenanlagen im gespannten Wasser aufgestellte Formel (109)

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

bzw.

$$Q = \frac{2\pi m k (H - z)}{\ln R - \frac{1}{n}\ln x_1 x_2 \cdots x_n} \tag{114}$$

zugrunde gelegt.

Die Gl. (114) läßt sich auch schreiben:

$$Q = \frac{2\pi m k s}{\ln R - \ln a} \tag{115}$$

wenn berücksichtigt wird, daß $H - z$ gleich der Entspannung oder Absenkung s in dem betrachteten Meßbrunnen ist und wenn zur Vereinfachung

$$\frac{1}{n}\ln x_1 x_2 \cdots x_n = \ln a$$

gesetzt wird.

In den Gl. (114) bzw. (115) sind alle Größen bekannt, sei es durch die Anordnung selbst oder durch die angestellten Beobachtungen bis auf den Durchlässigkeitsbeiwert k und die Reichweite R. Da sich für jede Beobachtung eines Meßbrunnens eine Gleichung von der Form der Gl. (115) aufstellen läßt und eine große Zahl von Beobachtungen zur Verfügung stehen, so können beide Unbekannte k und R ermittelt werden. Hierbei ist zu beachten, daß k unabhängig von der Zeit und konstant ist, während die Reichweite R sich in der ersten Zeit der Absenkung sehr stark mit der Zeit und in den späteren Zeitabschnitten der Entspannung auch noch in gewissen Grenzen ändern kann. Es müssen daher zur Ermittlung von k und R die Beobachtungen stets zu Gruppen zusammengefaßt werden, deren Einmessung zu gleicher Zeit

stattgefunden hat. Im Idealfalle muß sich sodann k konstant ergeben, während die verschiedenen Werte R, die sich für die verschiedenen Gruppen ergeben, die zeitliche Entwicklung der Reichweite angeben.

Wegen der großen Anzahl der zur Verfügung stehenden Beobachtungen sind die Unbekannten k und R überbestimmt. Nach dem Vorschlage von H. Weber soll deshalb die Bestimmung nach der Methode der kleinsten Quadrate so erfolgen, daß, wenn die aus den ermittelten Werten k und R errechnete Entspannungskurve dem Gesetz

$$Q = \frac{2\pi m k s}{\ln R - \ln a}$$

folgt, und diese Entspannungskurve die Entspannungen zu $s_1, s_2 \cdots s_r$ gegenüber den Beobachtungen $S_1, S_2 \cdots S_r$ für r Meßbrunnen rechnerisch ergibt, der Ausdruck

$$F = \sum_1^r (S - s)^2 \qquad (116)$$

ein Minimum wird (vgl. Abb. 77).

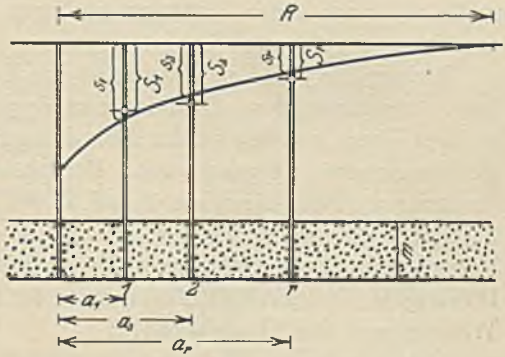


Abb. 77. (Nach W. Sichardt und H. Weber: Bautechnik 1930.)

Aus Gl. (116) lassen sich dann nach den Gesetzen der Maxima- und Minimarechnung Gleichungen für k und R aufstellen, durch die diese Werte bestimmt sind.

Aus Gl. (115) folgt nämlich

$$s = \frac{Q}{2\pi m k}(\ln R - \ln a).$$

Wird dieser Wert in Gl. (116) eingesetzt, so wird

$$F = \sum_1^r \left[S - \frac{Q}{2\pi m k}(\ln R - \ln a)\right]^2. \qquad (117)$$

Wird nunmehr $\frac{\partial F}{\partial R}$ und $\frac{\partial F}{\partial k}$ gebildet und werden diese Werte gleich 0 gesetzt, so erhält man zwei Bestimmungsgleichungen für k und R. Die Lösungen lauten:

$$k = \frac{Q\left[\left(\sum_1^r \ln a\right)^2 - r\sum_1^r (\ln a)^2\right]}{2\pi m\left(r\sum_1^r S \ln a - \sum_1^r S \sum_1^r \ln a\right)}, \qquad (118)$$

$$\ln R = \frac{\sum_1^r S \sum_1^r (\ln a)^2 - \sum_1^r \ln a \sum_1^r S \ln a}{\sum_1^r S \sum_1^r \ln a - r\sum_1^r S \ln a}. \qquad (119)$$

Die Gleichungen gelten für beliebige Werte r sinngemäß, jedoch mit Ausnahme des Wertes $r = 1$, wofür sich auf der rechten Seite der unbestimmte Wert $\frac{0}{0}$ ergibt. Die Meßbrunnen können hierbei auch in beliebiger Grundrißanordnung liegen, sie müssen nicht auf einer Geraden liegen. Da jedoch der k-Wert und insbesondere die Reichweite in verschiedenen Richtungen, von der Entnahmestelle aus gerechnet, voneinander abweichende Größen haben können, so ist es wünschenswert, Brunnengruppen zu bilden, die von der jeweiligen Entnahmestelle aus nach einer Richtung hinliegen und diese gesondert zu betrachten.

Wichtig für jede Auswertung ist die Ermittlung des unabgesenkten bzw. unentspannten Grundwasserspiegels. Im vorliegenden Falle wurden hierzu vor Beginn der Absenkung in verschiedenen Meßbrunnen Beobachtungen vorgenommen. Berücksichtigt wurden hiervon die Messungen in den Brunnen *1* und *2*, die in der Zeit vom 27. Juli bis 3. August vorgenommen worden sind, da späterhin durch das Niederbringen von Brunnen, durch die artesisches Wasser überfloß, eine Störung der Druckverhältnisse eingetreten ist. Es ergab sich der mittlere Wasserstand des Grundwassers:

während der Flut zu . . . . . + 2,88 m,
während der Ebbe zu . . . . . + 2,68 m,
beim Mittelwasser zu . . . . . + 2,76 m,

wobei die Flut- und Ebbewasserstände des Grundwassers zeitlich nicht mit dem Auftreten von Flut und Ebbe in der Weser zusammenfielen. Die größten Unterschiede in dem unentspannten Grundwasser betragen demgemäß 0,20 m.

Während der Entspannung selbst ist der unentspannte Wasserspiegel unbekannt, er kann jeweils nur geschätzt werden, ausgehend von den Weserwasserständen. Nach Vorstehendem bleiben die Schätzungen innerhalb eines Fehlers von 0,20 m. Es läßt sich an Hand von Gl. (115)

$$Q = \frac{2\pi m k s}{\ln R - \ln a}$$

zeigen, daß Fehler im Maße der Absenkung absolut gemessen prozentual in gleicher Höhe auf den k-Wert übergehen. Da die Absenkung in den Meßbrunnen im allgemeinen nicht unter 5,00 m betragen hat, so kann ein Schätzungsfehler von 0,20 m bei der Bestimmung des k-Wertes nur einen Fehler von 4% hervorrufen.

Hinsichtlich der Mächtigkeit m der artesischen Schicht ist zu bemerken, daß die Gl. (115) und ebenso (118) und (119) voraussetzen, daß m über das gesamte artesische Feld hinweg konstant bleibt, was praktisch nicht der Fall ist. Es muß deshalb für die Untersuchungen

jeder einzelnen Brunnengruppe von Fall zu Fall aus den Bohrergebnissen der mittlere Wert für m geschätzt werden. Die Festsetzung von m ist naturgemäß Zufälligkeiten unterworfen. Da die Ermittlung von R vollkommen unabhängig von m, dagegen k umgekehrt proportional dem Wert m ist, so empfiehlt es sich, k und m zu der gemeinsamen Unbekannten e zusammenzufassen und diesen Wert späterhin für die Berechnung der Hauptanlage statt der Einzelwerte m und k einzuführen; hierdurch werden die Zufälligkeiten und Unstimmigkeiten bei der Bestimmung von m ausgeschaltet.

Von den zahlreich zur Verfügung stehenden zeitlich aufeinanderfolgenden Beobachtungen wurden auf Grund eines graphischen Vergleichs, wobei die Entspannungen in den einzelnen Meßbrunnen als Funktion der Zeit aufgetragen wurden, folgende ausgewählt, die die geringsten Störungen aufweisen:

Betriebsweise	Zeitpunkt der geringsten Störungen	
Binnenhaupt allein in Betrieb	29. 9.	6 Uhr
„ „ „ „	24. 9.	16 „
Außenhaupt allein in Betrieb	21. 10.	17 „
Gesamtanlage (beide Häupter) in Betrieb	11. 10.	17 „

Die Auswertung für jeden der drei Betriebsfälle ging jeweils von der Auswahl der gemeinsam zu betrachtenden Brunnengruppen und Ermittlung der mittleren Mächtigkeit in der artesischen Schicht jeder Brunnengruppe aus. Sodann wurden für jede Gruppe die Werte k und R mit Hilfe der Gl. (118) und (119) ermittelt und der Wert $m\,k$ aus der Multiplikation des gefundenen Wertes k mit der mittleren Mächtigkeit m gebildet.

Alleinbetrieb im Binnenhaupt.

Brunnengruppen und mittlere Mächtigkeit m.

Brunnengruppe	zugehörige Meßbrunnen	mittl. Mächtigkeit m
Nord (außerhalb d. Spundwand)	1, 2, XI, 3, 4, 5	5,67
Süd (außerhalb d. Spundwand).	7, 8, 9, II, 10, 11, 12	7,83
West (außerhalb d. Spundwand)	13, 14, 15, X, 16, 17, 18, 19	6,07
Ost (außerhalb d. Spundwand) .	25, 26, VIII, 27	6,01
Brunnengruppe innerhalb d. Spundwand	A, B, C, D, 20, I, 6, 21, 22, 23, IX, 24	5,66

Die Ermittlung von k, R bzw. mk wird an dem nachfolgenden Beispiel der Gruppe Nord für den Zeitpunkt des 29. September 6 Uhr gezeigt. Für die Ermittlung der Absenkung S wurde hier wie auch

weiterhin der mittlere Wasserstand mit der Ordinate + 2,76 zugrunde gelegt.

Alleinbetrieb im Binnenhaupt, Gruppe Nord.

Meß-brunnen	Wasser-stand	S	a	$\ln a$	$(\ln a)^2$	$S \ln a$
1	— 2,88	5,64	168,30	5,13	26,32	28,95
2	— 3,91	6,67	105,40	4,66	21,72	31,07
XI	— 4,30	7,06	73,30	4,29	18,40	30,25
3	— 5,01	7,77	58,80	4,07	16,56	31,60
4	— 5,57	8,33	41,80	3,73	13,91	31,10
5	— 6,65	9,41	19,50	2,97	8,82	27,92
		44,88 $= \sum S$	—	24,85 $= \sum \ln a$	105,73 $= \sum (\ln a)^2$	180,89 $= \sum S \ln a$

weiterhin ist: $m = 5{,}67$;
die Anzahl der Brunnen $n = 6$;
die sekundliche Fördermenge $Q = 0{,}022$ cbm/sek.
Nach Gleichung (7) und (8) erhält man nunmehr:

$$\ln R = \frac{44{,}88 \cdot 105{,}73 - 24{,}85 \cdot 180{,}89}{44{,}88 \cdot 24{,}85 - 6 \cdot 180{,}89} = \frac{250{,}08}{29{,}93} = 8{,}35$$

$$\boldsymbol{R = 4200 \text{ m}}.$$

Weiterhin wird:

$$k = \frac{0{,}022}{2 \cdot 5{,}67 \cdot 3{,}14} \cdot \frac{24{,}85^2 - 6 \cdot 105{,}73}{-29{,}93} = \mathbf{0{,}000348}$$

und

$$mk = 5{,}67 \cdot 0{,}000348 = \mathbf{0{,}00197}.$$

Die Gruppe Süd wurde für die Auswertung ausgeschlossen, da durch gleichzeitig stattgefundene Bohrungen im Außenhaupt und die hiermit verbundene Wasserentnahme eine Beeinflussung der Südgruppe eingetreten zu sein scheint. Die Gruppe West wurde ausgeschlossen, da hier, anscheinend durch unmittelbaren Zufluß von der Weser her, die Entspannungskurve unregelmäßig verlief. Die Brunnen innerhalb der alten Holzspundwand aus der Vorkriegszeit wurden als gesonderte Gruppe behandelt, da durch die Einschnürung, welche durch die Spundwand im artesischen Stockwerk bewirkt wird, die Entspannungskurve an der Spundwand nicht stetig verläuft. Ohne diese getrennte Behandlung wäre das Ergebnis der Reichweite für die außerhalb der Spundwand gelegenen Brunnen stark beeinflußt worden. Die Ermittlungen wurden für den Zeitpunkt des 24. September, 16 Uhr, noch einmal in gleicher Weise durchgeführt. Zu diesem Zeitpunkt war die Entspannung noch nicht so weit fortgeschritten wie am 29. September, desgleichen war die geförderte Wassermenge etwas geringer. Die Gruppen Süd und West wurden wiederum ausgeschlossen. Die Ergebnisse finden sich in der Zusammenstellung aller Auswertungsdaten.

Alleinbetrieb im Außenhaupt.

Brunnengruppen und mittlere Mächtigkeit m.

Brunnengruppe	zugehörige Meßbrunnen	mittl. Mächtigkeit m
West . . .	37, 38, III, 39, 12, 41, 42, 43	6,36
Ost	44, 45, VI, 46, 47, 40	3,20
Nord . . .	32, 31, 30, VII, 29, 28, 26	4,84
Süd	33, 34, V, 35, 36	4,88

Die Wassermenge Q beträgt hier $Q = 0{,}027$ m³/sek, die Brunnenzahl $n = 4$.

Für die Auswertung wurde der unentspannte Spiegel wieder auf Ord. + 2,76 angenommen. Für die Gruppe Nord gilt das gleiche wie für die Gruppe Süd des Binnenhauptes und die Gruppe Nord wurde deshalb bei der Auswertung nicht berücksichtigt. Ebenso wurde hinsichtlich der Gruppe West verfahren, die ebenso wie die Gruppe West des Binnenhauptes von der Weser beeinflußt ist. Die ermittelten Werte k, R und mk finden sich in der Zusammenstellung aller Auswertungsdaten.

Betrieb der Gesamtanlage.

Für die Auswertung der Meßergebnisse während des Betriebes der Gesamtanlage ist zu berücksichtigen, daß sowohl am Binnen- als auch am Außenhaupt, d. h. an zwei räumlich verschiedenen Stellen, Grundwasser entnommen wurde und daß die in den beiden Häuptern entnommenen Wassermengen voneinander verschieden waren.

Abb. 78. (Nach W. Sichardt und H. Weber; Bautechnik 1930.)

Angenommen wurde, daß aus dem Binnenhaupt Q_1 m³/sek und aus dem Außenhaupt Q_2 m³/sek entnommen werden, wobei $Q_1 + Q_2 = Q$, d. h. gleich der Gesamtentnahmemenge aus beiden Häuptern ist. Liegt der beobachtete Meßbrunnen in größerer Entfernung sowohl vom Binnen- als auch vom Außenhaupt und wird die Entfernung vom Schwerpunkt des Binnenhauptes $= a_1$ und die Entfernung vom Schwerpunkt des Außenhauptes $= a_2$ gesetzt (vgl. Abb. 78), so würde für den betrachteten Meßbrunnen, vorausgesetzt, daß $Q_1 = Q_2$ wäre, die Gleichung gelten:

$$Q = Q_1 + Q_2 = \frac{2\pi m k s}{\ln R - \frac{1}{n} \ln a_1 a_2}. \tag{115a}$$

In Gl. (115a) ist $n = 2$. Diese Gleichung ist zulässig, da bei größerer Entfernung des Meßbrunnens die Entspannung in dem beobachteten

Meßbrunnen genau so groß ist, als wenn die Wassermenge Q_1 bzw. Q_2 aus je einem einzelnen Brunnen am Binnen- bzw. am Außenhaupt entnommen würde.

Sind Q_1 und Q_2 voneinander verschieden und ist $Q_2 = \alpha \cdot Q_1$, so kann angenommen werden, daß am Binnenhaupt sich ein einziger Brunnen befindet, dem die Wassermenge Q_1 entnommen wird, während am Außenhaupt α Brunnen in Betrieb sind, von denen jeder einzelne ebenfalls Q_1 liefert. Die Aufgabe ist damit auf den Fall zurückgeführt, daß $(1 + \alpha)$ Brunnen im Betrieb sind, von denen jeder Q_1 m³/sek fördert. Es läßt sich also auch hierfür die Gl. (115a) anwenden, nur mit dem Unterschiede, daß $n = 1 + \alpha$ wird, daß statt der Entfernung a_2 jetzt der Wert a_2^α gesetzt werden muß, da in der mittleren Entfernung a_2 vom Meßbrunnen nunmehr α Brunnen in Wirksamkeit zu denken sind. Demgemäß wird erhalten:

$$Q = Q_1 + Q_2 = \frac{2\pi m k s}{\ln R - \frac{1}{1+\alpha} \ln a_1 a_2^\alpha}, \tag{115b}$$

oder wenn

$$\frac{1}{1+\alpha} \ln a_1 a_2^\alpha = \ln a$$

gesetzt wird, ergibt sich

$$Q = \frac{2\pi m k s}{\ln R - \ln a}. \tag{115}$$

Für Meßbrunnen, die sich in größerer Nähe eines der beiden Häupter befinden, wird nicht a_1 bzw. a_2 als Abstand vom Meßbrunnen bis zum Schwerpunkt der betreffenden Entspannungsanlage eingesetzt, sondern es wird hier der alte Wert benutzt

$$a_1 = \frac{1}{n_1} \ln x_1 x_2 \cdots x_{n_1}$$

bzw.

$$a_2 = \frac{1}{n_2} \ln x_1 x_2 \cdots x_{n_2}.$$

Hierin ist n_1 die Anzahl der Entnahmebrunnen in der ersten Entspannungsanlage (Binnenhaupt) und n_2 die Anzahl der Entnahmebrunnen in der zweiten Entspannungsanlage (Außenhaupt).

$x_1\, x_2 \cdots x_{n_1}$ bzw. $x_1\, x_2 \cdots x_{n_2}$ bedeuten die Entfernungen der ersten bzw. der zweiten Entspannungsanlage vom Meßbrunnen.

Nunmehr lassen sich die Beobachtungen am 11. Oktober, 17 Uhr, während des gleichzeitigen Betriebes des Binnen- und Außenhauptes in der gleichen Weise wie oben beschrieben auswerten. Die Fördermenge im Binnenhaupte betrug im Tagesmittel

$$Q_1 = 0{,}020 \text{ m}^3/\text{sek},$$

und im Außenhaupt im Tagesmittel

$$Q_2 = 0{,}026 \text{ m}^3/\text{sek}.$$

Es ist daher

$$\alpha = \frac{Q_2}{Q_1} = \frac{0{,}026}{0{,}020} = 1{,}3\,,$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 0{,}046\ \mathrm{m^3/sek}\,.$$

Zahlentafel 19.

Brunnengruppen und mittlere Mächtigkeit m.

Brunnengruppe	zugehörige Meßbrunnen	mittl. Mächtigkeit m
Ost	25, 26, VIII, 44, 45, VI, 46, 40	4,64
Nord	1, 2, XI, 3, 4, 5	5,67
Süd	33, 34, V, 35, 36	4,88

Die Ermittlung von R, k und mk ist nachfolgend an dem Beispiel der Brunnengruppe Ost durchgeführt:

Zahlentafel 20.

Meßbrunnen	Wasserstand	S	a_1	a_2	$\ln a$	$(\ln a)^2$	$S \ln a$
25	— 4,50	7,26	102	379	5,35	28,62	38,84
26	— 3,94	6,70	125	380	5,45	29,70	36,52
VIII	— 3,80	6,56	140	381	5,50	30,25	36,08
44	— 10,51	13,27	390	8,00	3,76	14,14	49,90
45	— 9,12	11,88	393	19,90	4,28	18,32	50,85
VI	— 7,81	10,57	399	39,10	4,67	21,81	49,36
46	— 7,58	10,34	384	59,10	4,89	23,91	50,57
40	— 4,47	7,23	412	123,30	5,34	28,32	38,61
—	—	73,81 $= \Sigma S$	—	—	39,24 $= \Sigma \ln a$	195,27 $= \Sigma (\ln a)^2$	350,73 $= \Sigma S \ln a$

Weiterhin ist zu setzen:

$$m = 4{,}64\,,$$

$$n = 8\,,$$

$$Q = 0{,}046\ \mathrm{m^3/sek}\,.$$

Es wird:

$$\ln R = \frac{73{,}81 \cdot 195{,}27 - 39{,}24 \cdot 350{,}73}{73{,}81 \cdot 39{,}24 - 8 \cdot 350{,}73} = 7{,}23,$$

$$\boldsymbol{R = 1400\ \mathrm{m}}$$

$$k = \frac{0{,}046}{2 \cdot 4{,}64 \cdot 3{,}14} \cdot \frac{39{,}24^2 - 8 \cdot 195{,}27}{-90{,}46} = \mathbf{0{,}000391},$$

$$\boldsymbol{mk = 0{,}00181}\,.$$

Eine Kontrollrechnung für den Zeitpunkt des 10. Oktober, 8 Uhr, für die gleiche Brunnengruppe Ost liefert folgende Werte:

$$R = 1400\ \mathrm{m}\,,$$

$$k = 0{,}000389\,,$$

$$mk = 0{,}00180\,.$$

Einfluß der Weser.

Wie schon erwähnt wurde, muß damit gerechnet werden, daß das artesische Stockwerk teilweise durch Wasser der Weser gespeist wird. Dies geht schon daraus hervor, daß die Wasserstände in den Meßbrunnen in starkem Maße, bis zu 30 cm, den Schwankungen von Ebbe und Flut ausgesetzt sind. Genauere Unterlagen hierüber standen durch die Aufzeichnungen der selbstschreibenden Pegel zur Verfügung. Aus diesen Aufschreibungen ging noch hervor, daß, trotzdem sie auf ein räumlich nur kleines Gebiet verteilt sind, die Pegel in der Nähe der Weser die stärksten Schwankungen aufwiesen, während die Schwankungen für die weiter entfernt liegenden Pegel stark abnahmen.

Auch aus der Form aufgetragener Entspannungskurven konnte auf den Zusammenhang zwischen Weserwasser und Grundwasser geschlossen werden.

Zusammenstellung der Gesamtergebnisse.

In der nachfolgenden Zusammenstellung sind die Ergebnisse, die bei der Auswertung gewonnen wurden, zusammengefaßt.

Zahlentafel 21.
Zusammenstellung der Werte R, k und mk aller Auswertungen.

Datum	Meßbrunnengruppe	R	k	mk
29. 9. 27	Nord	4200	0,000348	0,00197
29. 9. 27	Ost	1650	0,000248	0,00149
29. 9. 27	innerh. d. Spundwand.	2820	0,000311	0,00176
24. 9. 27	Nord	4250	0,000345	0,00196
24. 9. 27	Ost.	1550	0,000248	0,00149
24. 9. 27	innerh. d. Spundwand.	2140	0,000303	0,00172
21. 10. 27	Süd	4620	0,000453	0,00224
21. 10. 27	Ost.	4100	0,000655	0,00209
11. 10. 27	Ost.	1400	0,000391	0,00181
10. 10. 27	Ost.	1400	0,000389	0,00180
11. 10. 27	Nord	2400	0,000404	0,00228
11. 10. 27	Süd	1860	0,000426	0,00208
				0,02269 : 12
				= 0,00189 = mk

Aus dieser Zusammenstellung geht hervor, daß die mk-Werte für alle ausgewerteten Beobachtungen sehr gut übereinstimmen. Die höchsten und niedrigsten, ermittelten Werte von mk weichen nur um rund 20% von dem Mittelwert aus allen Beobachtungen, der sich zu $mk = 0{,}00189$ ergeben hat, ab. Größere Unterschiede ergeben sich im k-Wert selbst, doch rühren diese, wie schon erwähnt wurde, von den Zufälligkeiten bei der Bestimmung der Werte für m her. Bei den

weiteren Berechnungen für den Entwurf der eigentlichen Entspannungsanlage sind diese Unterschiede ohne Belang, da die Rechnungen mit dem Wert mk durchgeführt werden können.

Große Unterschiede zeigen sich bei den Werten R. Tatsächlich muß mit solchen Abweichungen bei der Entspannung bei zeitlich aufeinanderfolgenden Beobachtungen gerechnet werden, da der Gleichgewichtszustand bei einer Entspannung von artesischem Wasser sehr labil ist und geringfügige Schwankungen in der Fördermenge sofort Druckänderungen im artesischen Felde hervorrufen, die sich bei der Bestimmung von R auswirken. Wichtig ist das Ergebnis, daß die Reichweite bei der Entspannung nach keiner Seite hin über 5000 m hinausging, da die Reichweite in einem artesischen Stockwerk auch bei größter Wasserentnahme sich nur bis zu der Grenze des artesischen Feldes ausdehnen kann. Diese Grenze wird jedoch auch bereits bei geringen Entnahmemengen erreicht, da alles Wasser, das dem artesischen Stockwerk entnommen wird, von außerhalb des artesischen Feldes her zuströmen muß und da infolgedessen durch die Wasserentnahme eine Bewegung bis an die Grenze des Feldes eingeleitet wird, welche Bewegung eine Entspannung mit sich bringen muß. Übrigens geht auch aus dem Ergebnis der Auswertung hervor, daß die Reichweite bei gespanntem Grundwasser nur wenig von der Entnahmemenge abhängt, da sonst die Beobachtungen vom 11. Oktober 1927 die größte Reichweite hätten ergeben müssen.

Für hydrologische Vorausberechnungen für den Entwurf einer Entspannungsanlage spielt die Größe der Reichweite keine wesentliche Rolle, da in der maßgebenden Gl. (115) nicht R, sondern $\ln R$ auftritt und Fehler von R daher ganz wesentlich abgeschwächt werden. Für die Berechnung der bei der endgültigen Entspannungsanlage zu erwartenden Fördermenge war es daher genügend genau, mit $R = 2000$ m zu rechnen. Eine tatsächliche Vergrößerung der Reichweite über diesen Wert hinaus hätte bedeutet, daß in Wirklichkeit eine etwas geringere Menge Wasser zu fördern gewesen wäre, als berechnet wurde.

c) Die hydrologische Berechnung für den Entwurf der Entspannungsanlagen der beiden Schleusenhäupter auf Grund des Ergebnisses der Probeabsenkung.

Auf Grund der Auswertung der bei der Probeabsenkung angestellten Beobachtungen wurden folgende Werte eingesetzt:

$$mk = 0{,}00189 \text{ m},$$

$$R = 2000 \text{ m}.$$

Ferner standen auf Grund der örtlichen Verhältnisse und des Entwurfs

des Bauwerks (vgl. auch Abb. 79) für das Außenhaupt folgende Werte zur Verfügung:

$$H = 24{,}75\,,$$
$$h = 7{,}00\,.$$

Der Inhalt der von den Brunnen umschlossenen Fläche betrug $F = 5440\,\mathrm{m}^2$, der Radius des flächengleichen Kreises war daher

$$A = \sqrt{\frac{F}{\pi}} = \sqrt{\frac{5440}{3{,}14}} = 42\,\mathrm{m}\,.$$

Die zu fördernde Wassermenge Q ist für den Fall zu berechnen, daß nur die Anlage des Außenhauptes in Betrieb ist, da die Arbeiten hier zunächst gefördert werden sollen. Es besteht die Gleichung

$$Q = \frac{2\pi m k (H - h)}{\ln \frac{R}{A}} = \frac{2 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}00189\,(24{,}75 - 7)}{\ln \frac{2000}{42}}\,,$$

hieraus ergibt sich

$$Q = 0{,}054\,\mathrm{m}^3/\mathrm{sek}\,,$$
$$= 54\ \mathrm{l/sek}\,.$$

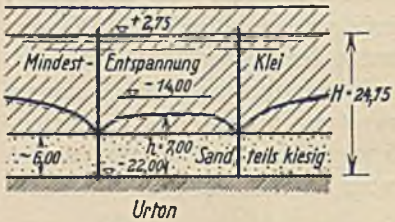


Abb. 79. Nordschleuse Bremerhaven. Notwendige Entspannung im Außenhaupt (nach W. Sichardt u. H. Weber: Bautechnik 1930).

Zwecks Bestimmung der Brunnenzahl wurde ferner das Fassungsvermögen eines Brunnens nach Sichardt berechnet:

$$f = 2 x_0 \pi y_0 \frac{\sqrt{k}}{15}\,.$$

Der Brunnenwasserstand y_0 kann hier gleich m gesetzt werden:

$$y_0 = m = \sim 6{,}0\,\mathrm{m}\,.$$

Weiter ist der Brunnenradius $x_0 = \frac{0{,}15}{2} = 0{,}075\,\mathrm{m}$. Der k-Wert errechnet sich aus $mk = 0{,}00189$ und $m = 6$ zu

$$k = \frac{0{,}00189}{6} = \sim 0{,}0003\,,$$

zur Sicherheit nach unten abgerundet.

Demnach

$$f = 2 \cdot 0{,}075 \cdot 3{,}14 \cdot 6 \cdot \frac{\sqrt{0{,}0003}}{15}\,,$$
$$f = 0{,}0033\,\mathrm{m}^3/\mathrm{sek}\,,$$
$$f = 3{,}3\ \mathrm{l/sek}\,.$$

Als erforderliche Brunnenzahl wird für das Außenhaupt allein erhalten:

$$\frac{54}{3{,}3} = \sim 17 \text{ Stück Brunnen.}$$

Vorgeschlagen wurden 20 Stück.

Da zum Schluß das Binnenhaupt allein in Betrieb sein sollte, wurde für dasselbe mit der gleichen Brunnenzahl gerechnet, während, wie erwähnt, nur 18 Stück eingebaut wurden.

d) Nachprüfung der Ergebnisse der Auswertung der Probeabsenkung an Hand der mit der eigentlichen Anlage gemachten Beobachtungen.

Für die Berechnung von R, k und mk aus den Beobachtungen des Außenhauptes wurde der gleiche Rechnungsgang unter Zuhilfenahme der Gl. (118) und (119) wie bei der Auswertung der Versuchs-

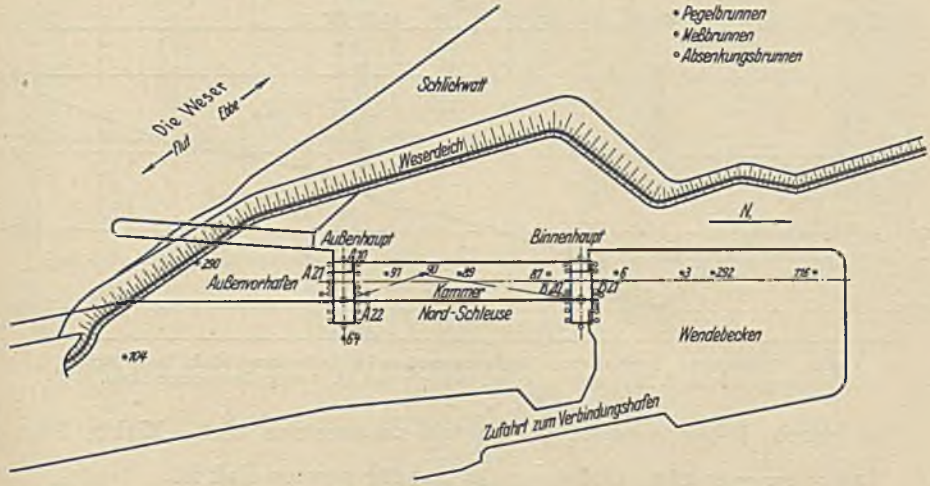


Abb. 80. Nordschleuse Bremerhaven. Grundriß der Entspannungsanlagen (nach W. Sichardt und H. Weber: Bautechnik 1930).

ergebnisse gewählt. Für die Rechnung wurden die in der Achsenrichtung der Schleuse sich erstreckenden Meßbrunnengruppen Nord-Süd (vgl. Abb. 80) berücksichtigt.

Als maßgebend für die Auswertung sind die Meßergebnisse vom 6. März 1929 (Abb. 81) angenommen worden. An diesem Tage befand sich die Entlastungsanlage im Außenhaupt der Nordschleuse bereits seit Monaten im Betrieb und förderte eine durchschnittliche Wassermenge von $Q_1 = 0{,}050$ m³/sek. Zu dieser Zeit lief die Anlage im Binnenhaupt noch nicht, doch muß mit einer Wasserentnahme auch dort gerechnet werden, weil aus den einzelnen, dort bereits gebohrten Brunnen das artesische Wasser frei herausfloß und einen Einfluß auf die Gestalt der Absenkungskurve ausübte.

Die Wassermenge Q_2, die im Binnenhaupt frei herausfloß, betrug 0,010 m³/sek, d. h. ein Fünftel derjenigen des Außenhauptes. Um diese doppelten Wasserentnahmestellen in der Rechnung zu berück-

sichtigen, müssen die bei der Auswertung der Versuchsergebnisse entwickelten Formeln angewandt werden. Dementsprechend beträgt die insgesamt geförderte Wassermenge $Q = Q_1 + Q_2 = 0{,}050 + 0{,}010 = 0{,}060\ \mathrm{m^3/sek}$, und der Wert α ergibt sich zu $\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{0{,}050}{0{,}010} = 5$. Der Wert $\alpha = 5$ bedeutet, daß die aus dem Außenhaupt geförderte Wassermenge fünfmal so groß ist, wie die aus dem Binnenhaupt, und daß im Ausdruck $\ln a = \frac{1}{n} \ln x_1 x_2$, worin x_1 und x_2 die Abstände der Meßbrunnen von dem Schwerpunkt der Anlagen im Außen- und Binnenhaupt sind und n die Anzahl der Wasserentnahmestellen bedeutet,

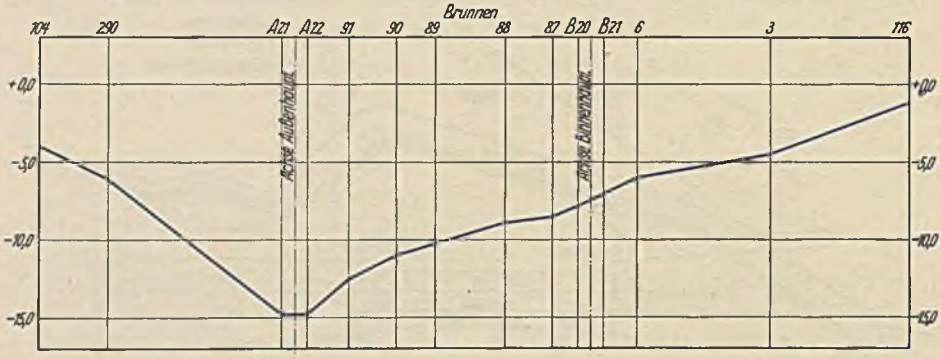


Abb. 81. Nordschleuse Bremerhaven. Entlastungsanlage im Außenhaupt allein in Betrieb, Meßergebnisse vom 6. März 1929 (nach W. Sichardt und H. Weber: Bautechnik 1930).

n durch $1 + \alpha$ und x_1 durch x_1^α zu ersetzen sind. Mithin ist $\ln a = \frac{1}{1+\alpha} \ln x_1^\alpha x_2$ und $a = \sqrt[1+\alpha]{x_1^\alpha x_2}$; für unseren Fall ist

$$a = \sqrt[6]{x_1^5 x_2}.$$

Die für die Rechnung gemäß den Gl. (118) und (119) erforderlichen Werte sind in nachstehender Zahlentafel zusammengefaßt worden.

Es bedeuten darin:

z die gemessenen Wasserstände,

S die Absenkung vom freien Wasserspiegel aus gemessen, der auf der Ord. $+ 2{,}76$ angenommen ist,

x_1 den Abstand der Meßbrunnen vom Schwerpunkt der Anlage im Außenhaupt,

x_2 den Abstand der Meßbrunnen vom Schwerpunkt der Anlage im Binnenhaupt,

$a = \sqrt[6]{x_1^5 \cdot x_2}$.

Unter Berücksichtigung der Fördermenge $Q = 0{,}060\ \mathrm{m^3/sek}$ und der Brunnenanzahl $r = 16$ wird erhalten:

$$m\,k = \frac{0{,}060}{2 \cdot 3{,}14} \cdot \frac{84{,}56^2 - 16 \cdot 456{,}8}{16 \cdot 898{,}22 - 179{,}61 \cdot 84{,}56} = 0{,}00955 \cdot \frac{158{,}41}{816{,}30} = 0{,}00185.$$

Zahlentafel 22.

Br. Nr.	z	S	x_1	x_2	a	$\ln a$	$(\ln a)^2$	$S \ln a$
A 21	— 14,80	17,56	35,0	405,0	53	3,97	15,76	69,71
A 22	— 14,75	17,51	30,0	365,0	45,5	3,82	14,59	66,89
91	— 12,50	15,26	80,0	315,0	100,5	4,61	21,25	70,35
A 10	— 12,50	15,26	70,0	385,0	93	4,53	20,52	69,13
64	— 12,20	14,96	60,0	385,0	82	4,41	19,45	65,97
90	— 11,00	13,76	135,0	260,0	151	5,02	25,20	69,08
89	— 10,20	12,96	190,0	200,0	192	5,26	27,67	68,17
87	— 8,50	11,26	333,0	65,0	251	5,53	30,58	62,27
B 20	— 7,80	10,56	360,0	40,0	250	5,52	30,47	58,29
B 21	— 7,00	9,76	405,0	40,0	275	5,62	31,58	54,85
6	— 6,00	8,76	440,0	70,0	324	5,78	33,41	50,63
290	— 6,10	8,86	245,0	620,0	286	5,66	32,04	50,15
3	— 4,50	7,26	545,0	165,0	447	6,10	37,21	44,29
104	— 4,00	6,76	360,0	735,0	405	6,00	36,00	40,56
292	— 2,40	5,16	595,0	215,0	502	6,22	38,69	32,10
116	— 1,20	3,96	755,0	375,0	672	6,51	42,38	25,78
		179,61 $= \sum_1^r S$				84,56 $= \sum_1^r \ln a$	456,80 $= \sum_1^r (\ln a)^2$	898,22 $= \sum_1^r S \ln a$

Ist m = Mächtigkeit der grundwasserführenden Schicht = rund 6,00 m, so wird

$$k = \frac{0{,}00185}{6} = 0{,}0003.$$

Weiterhin ist

$$\ln R = \frac{179{,}61 \cdot 456.80 - 84{,}56 \cdot 898{,}22}{179{,}61 \cdot 84{,}56 - 16 \cdot 898{,}22} = 7{,}46$$

und

$$R = 1700\,\text{m}.$$

Vergleicht man die Werte der Hauptanlage mit denen der Versuchsanlage, so ergibt sich, daß dem hier errechneten Wert $mk = 0{,}00185$ ein solcher von 0,00189 im Mittel gegenübersteht. Die gute Übereinstimmung dieses Ergebnisses war allerdings auch vorauszusehen, wenn man in Betracht zieht, daß die Grundwasserentlastungsanlagen, die auf Grund der Auswertung der Versuchsanlagen entworfen worden sind, die gewünschte Absenkung erreicht haben.

VI. Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels*.

Die bei Ausführung einer Grundwasserabsenkung zu überwindenden Schwierigkeiten hängen, abgesehen von den Bodenverhältnissen, hauptsächlich von der zu erreichenden Gründungstiefe unter dem vorhandenen Grundwasserspiegel ab. Hiernach bestimmt sich die zu ver-

* Nach W. Sichardt[23].

langende Absenkungstiefe, die wiederum unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse die Ausbildung der Absenkungsanlage im einzelnen, die Konstruktion und Anzahl der Brunnen, die Anordnung und Aufstellung der Pumpen, die Größenbemessung und Führung der Saug- und Abflußleitungen beeinflußt. Die fortschreitende Entwicklung im Grundbau erfordert die Erreichung größerer Gründungstiefen unter dem natürlichen Grundwasserspiegel immer häufiger, und die Leistungsfähigkeit des Grundwasserabsenkungsverfahrens hinsichtlich der Erzielung tiefer Absenkungen ist in vielen Fällen, nämlich dann, wenn die geo-hydrologischen Verhältnisse für die Anwendung des Absenkungsverfahrens geeignet sind, von maßgebendem Einfluß auf die Lösung der Gründungsaufgabe. Nachfolgend sollen die bei Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels auftretenden Schwierigkeiten und ältere und neuere Mittel zu deren Überwindung besprochen werden.

A. Bisher erreichte Tiefsenkungen.

Unter Tiefsenkungen sind hierbei solche Absenkungen verstanden, bei denen mindestens drei Brunnenstaffeln, d. h. drei Brunnengruppen, deren Saugleitungen nach der Tiefe gestaffelt sind, zur Anwendung kamen, bzw. bei denen eine Absenkungstiefe von mindestens 8 m erreicht wurde. Die wichtigsten Absenkungen dieser Art sind in der nachstehenden Zusammenstellung (Zahlentafel 23) verglichen worden.

Die Bodenverhältnisse, unter denen die in der Aufstellung enthaltenen Tiefsenkungen zur Durchführung kamen, sind sehr mannigfaltig; sie umfassen von den feinen, tonigen Sanden der Küste alle Abstufungen hinsichtlich der Korngröße und Durchlässigkeit bis zum groben Kies im Mittel- und Oberlauf der Flußtäler (Spree bei Berlin, Mur bei Gratwein).

Sehr verschieden sind auch die Abmessungen der trockengelegten Flächen, sie bewegen sich zwischen 60 und 48000 m². Da der Wasserandrang zunächst verhältnismäßig wenig wächst, wenn die trockenzulegende Grundfläche vergrößert wird, so nehmen die relativen Kosten einer Tiefsenkung mit wachsender Grundfläche stark ab. Die Tiefsenkung für eine kleine Baugrube erfordert demgemäß zwecks Gewährleistung einer möglichst guten Wirtschaftlichkeit besondere Aufmerksamkeit.

Hinsichtlich der erreichten Absenkungstiefe stehen die Absenkungen für die Seeschleusen in Emden und Brunsbüttelkoog an der Spitze. Die Überwindung größerer Absenkungstiefen ist möglich. Daß bisher nicht noch weit größere Absenkungen, als in Emden und Brunsbüttelkoog, im Tiefbau vorgekommen sind, hat seinen Hauptgrund darin, daß eine entsprechende Tiefgründung in geeignetem Untergrunde

noch nicht verlangt wurde. Der Druckluftgründung ist die Gründung mittels Grundwasserabsenkung hinsichtlich Erreichung großer Gründungstiefen zum mindesten ebenbürtig.

Die zu fördernde Wassermenge war bei der Absenkung in Södertälje bei weitem am größten. Neben der unmittelbaren Nähe eines Meerarmes und der ansehnlichen Größe der trockenzulegenden Baugrube war es die sehr beträchtliche Durchlässigkeit des Untergrundes, die den Wasserandrang so vergrößerte. Im Verhältnis zur erreichten Absenkungstiefe von 16 m war der Wasserandrang bei der Grundwasserabsenkung für die Schachtbauten der Matador-Bergbaugesellschaft m. b. H. bei Senftenberg sehr klein. Wie später gezeigt werden wird, lagen aber gerade bei dieser Anlage besondere Schwierigkeiten vor, deren Überwindung besondere Maßnahmen erforderte.

B. Ältere Mittel zur Erzielung tiefer Absenkungen.

1. Die vollkommene Staffelsenkung.

Die Erreichung tiefer Absenkungen des Grundwasserspiegels erfolgte in der Mehrzahl der Fälle mit Hilfe der „Staffelsenkung" (Abb. 82). Die Absenkung geschieht hierbei stufenförmig durch Anordnung einer

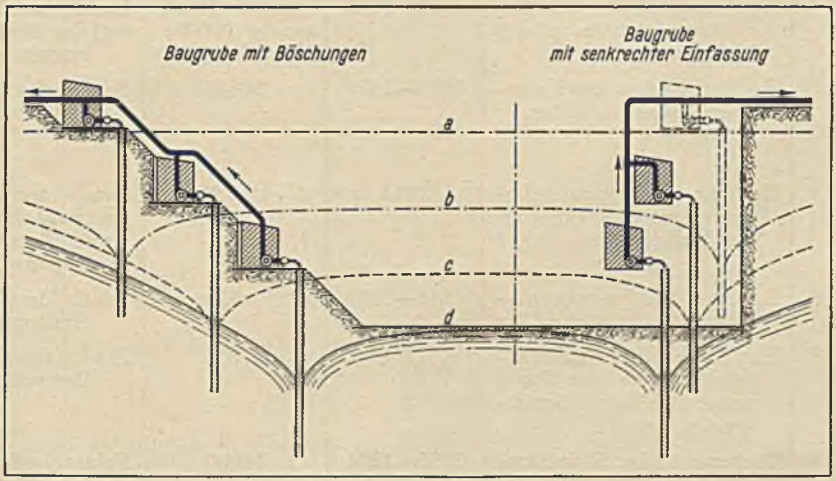


Abb. 82. Staffelsenkung (nach W. Sichardt: Siemens-Zeitschrift 1927, H. 4).
a = Ungesenkter Grundwasserspiegel; *b* = Absenkung durch I. Staffel; *c* = Absenkung durch II. Staffel; *d* = Absenkung durch III. Staffel.

entsprechenden Anzahl von Brunnengruppen oder „Staffeln", deren jede durch eine gemeinsame Saugleitung mit einem oder mehreren Pumpensätzen auf gleicher Höhe verbunden ist. Da mit einer Staffel praktisch eine Absenkung von 3 bis 5 m erreicht werden kann, so betragen ent-

Zahlentafel 23. Zusammenstellung ausgeführter Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels*.

Lfde. Nr.	Baustelle	Baujahr	Größe der trockengelegten, nutzbaren Grundfläche m²	Zusammensetzung des Untergrundes	Größter Wasserandrang l/sek	Größte erreichte Absenkungstiefe m	Ausbildung der Absenkungsanlage	Bauleitung (Auftraggeber)
1	Emden: Neue Emder Seeschleuse (Außenhaupt)	1908/09	rd. 5000	Feiner Sand, zum Teil gröberer und mit Kies vermischt, unter 11 bis 12 m starker Kleischicht	420	19,00	Offene Haltung und 6 Staffeln (auf — 4,30, — 7,0, — 11,0, — 13,0, — 15,0 und — 18,0) mit 234 Brunnen von 150 mm ⌀ und Kiesschüttung, 24 Betriebspumpensätze mit 250 mm Rohranschluß, 11 Reservepumpensätze	Preußische Regierung. (Im Eigenbetrieb)
2	Brunsbüttelkoog: Neue Schleuse am Nordostseekanal (Doppelschleuse)	1910—1912	48000	Wasserführender Sand unter sandigem und festerem Klei	610	20,00	Zwei Staffeln in größere Tiefe eingebaut**	Kaiserliches Kanalbauamt, Kiel. (ImEigenbetrieb)
3	Holtenau: Neue Schleuse des Nordostseekanals (Doppelschleuse)	1910—1912	2×8000=16000	Lehm, Sand- und Kiesschichten (Mergel, unter dem Mergel Sand)	850	22,00	Zusammen 5 Staffeln, 181 Brunnen, 20 Pumpensätze***	Kaiserliches Kanalbauamt, Kiel. (ImEigenbetrieb)
4	Berlin: Untergrundbahntunnel unter der Spree an der Inselbrücke I. Bauabschnitt II. Bauabschnitt	1910—1913	 930 800	Sande des Berliner Urstromtales	 380 300	Ab Spreespiegel 11,00 11,00	Tiefbrunnen mit Mammutpumpen. Im I. Bauabschnitt 30 Tiefbrunnen mit Mammutpumpen, im II. Bauabschnitt 30 normale, 10 m lange Brunnen, 26 Tiefbrunnen mit Mammutpumpen	Siemens & Halske A.-G., Elektrische Bahnabteilung
5	Berlin: Fundierung der Erweiterungsbauten auf der Museumsinsel	1911—1913	gesamte Baugrube 16000; Tiefsenkung 5000	Sand (zum Teil kiesig) des Berliner Urstromtales	950	15,00	Eine Staffel für die gesamte Baugrube, dazu weitere fünf Staffeln für die Tiefsenkung	Bauleitung der Staatlichen Museen, Berlin
6	Berlin: Umbau des Untergrundbahnhofs Wittenbergplatz	1911—1912	24000	Sande des Berliner Urstromtales	—	9,50	3 Staffeln	Gesellschaft für elektrische Hoch- u. Untergrundbahnen, Berlin
7	Berlin: Untergrundbahntunnel unter der Spree an der Waisenbrücke	1914	1900	Sande des Berliner Urstromtales, Sand mit Toneinlagerungen	663	10,80	111 Brunnen. Anlage in sich gestaffelt	A. E. G.-Schnellbahngesellschaft
8	Berlin: Landwehrkanal—Kreuzung Hallesches Tor	1915—1922	400	Sande des Berliner Urstromtales	—	9,50	3 Staffeln. Anlage in sich gestaffelt	Nordsüdbahn A.-G., Berlin
9	Berlin: Untergrundbahntunnel unter der Spree unter der Weidendammbrücke. Los VI	1914	950	Sande des Berliner Urstromtales	—	10,15	3 Staffeln und Mammutpumpen zur Verstärkung der Tiefsenkung	Stadt Berlin (NordsüdbahnA.-G., Berlin)
10	Wesermünde: Neue Doppelschleuse für die Erweiterung des Fischereihafens	1921—1924	14000	Feiner Sand und Kies unter einer Kleischicht, stark eisen- und säurehaltiges Wasser	209	17,60	Offene Wasserhaltung und 3 Staffeln. Gesamteinbau: 167 Brunnen, 1500 m Saugeleitung, 750 m Druckleitung, 350 m Sammelleitung, 14 Pumpensätze	Preußische Regierung

* Ausführende waren für Nr. 4 die Untergrundbahnbaugesellschaft Berlin, für Nr. 5 bis 9 und 11 die Siemens & Halske A.-G., Elektrische Bahnabteilung (Siemens-Bauunion), für alle übrigen Nummern die Siemens-Bauunion. ** Die Erdarbeiten im Klei konnten bis zu einer beträchtlichen Tiefe ohne Wasserhaltung durchgeführt werden, ohne daß ein Durchbrechen des artesischen Grundwassers eintrat. *** Vorstaffel + 14,0: 18 Brunnen, 2 Pumpstellen; I. Staffel + 12,0: 33 Brunnen, 3 Pumpstellen: II. Staffel + 8,0: 29 Brunnen, 3 Pumpstellen; III. Staffel + 4,0: 26 Brunnen, 3 Pumpstellen; IV. Staffel + 0,50: 75 Brunnen, 9 Pumpstellen.

Zahlentafel 23

Lfde. Nr.	Baustelle	Baujahr	Größe der trockengelegten, nutzbaren Grundfläche m²	Zusammensetzung des Untergrundes	Größter Wasserandrang l/sek	Größte erreichte Absenkungstiefe m	Ausbildung der Absenkungsanlage	Bauleitung (Auftraggeber)
11	Södertälje (Schweden): Neue Schleuse	1921—1922	rd. 4000	Diluviale Sande mit Kies, stark mit Geröll vermischt und mit Einlagerungen feiner toniger Sande	2100	Unterhaupt 12,80 Oberhaupt 11,90	3 Staffeln mit 101 Brunnen von 290 mm ⌀ und 33 Pumpensätze	Schwedische Regierung
12	Antwerpen: Schleuse am Kruisschans	1922/23	rd. 2 × 8500 = 17000	Sehr feiner toniger Sand	68	16,0 bei Flut, davon 13,0 m mit offener Haltung	2 getrennte Anlagen mit zusammen 34 + 42 = 76 Brunnen und 4 Pumpensätze (offene Wasserhaltung und eine Staffel)	Belgische Regierung
13	Senftenberg/L.: Schachtbauten der Matador Bergbaugesellschaft m. b. H.	1923—1926	2 × 30 = 60	Feine tertiäre Sande mit Letteneinlagerungen	60	16,00	Schacht I 4 Staffeln, Schacht II Tiefbrunnen als Sickerfilter betrieben	„Matador" Bergbaugesellschaft m. b. H., Senftenberg
14	Gratwein/Steierm.: Gründung d. Krafthauses der Leykam-Josefstal Aktiengesellschaft	1924—1925	rd. 1000	Grober Sand mit Kies und Geröll und Einlagerungen feinen tonigen Sandes	500	9,30	3 Brunnenstaffeln und offene Wasserhaltung, 45 Brunnen von 150 mm ⌀ und 279 mm ⌀, 7 Pumpensätze	Leykam-Josefstal A.-G., Wien
15	Berlin: Umbau und Erweiterung der Staatsoper Unter den Linden	1926—1927	1800	Berliner Urstromtal. Mittelfeiner bis grober Sand, nach der Tiefe zu in Kies übergehend	650	12,00	3 Staffeln und Tiefbrunnen mit elektrisch betriebenen Tiefbrunnenpumpen	Preußisches Finanzministerium
16	Berlin: Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Landwehrkanalkreuzung. (Los XV)	1926/27	500	Sande des Berliner Urstromtales (mit Tonschichten)	—	Grundwasserspiegel 8,0 m, Kanalwasserspiegel 9,0 m	3 Staffeln (mit Anwendung der Staffelung in sich), 15 einstaffelige Brunnen, 70 zweistaffelige Brunnen, 60 dreistaffelige Brunnen	Nordsüdbahn A.-G., Berlin

sprechend die Absenkungsstufen bzw. die Höhenunterschiede zwischen benachbarten Staffelsaugleitungen ebenfalls 3 bis 5 m.

Ein Beispiel einer solchen Staffelsenkung ist die Grundwasserabsenkungsanlage für den Bau des Außenhauptes der Neuen Emder Seeschleuse (s. auch S. 141). Entsprechend den Neigungen der Baugrubenböschungen verringert sich die von den einzelnen Staffeln umschlossene Grundfläche nach der Tiefe zu. Hiermit verbunden ist zwar für die höher gelegenen Staffeln ein Mehrverbrauch an Gerät und Maschinen, andererseits wird durch die der Gestalt der Absenkungsfläche angepaßte Verjüngung der Staffeln die Absenkung erleichtert und beschleunigt. Bleiben alle Staffeln bis Bauende eingebaut, so ist hiermit der höchste Grad der Betriebssicherheit verbunden, da bei Versagen einer Staffel sofort die nächst höher gelegene in Betrieb gehen kann. Auch der Rückbau der Anlage bei Wiederansteigen des Grundwasserspiegels nach Beendigung der eigentlichen Bauarbeiten geht bei dieser

vollkommenen Ausbildung der Staffelsenkungsanlage sicher und bequem vor sich.

Die Vorzüge der Staffelsenkung lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. hohe Betriebssicherheit, da beim Versagen einer Staffel die nächsthöher gelegene das weitere Ansteigen des Grundwasserspiegels verhindert;

2. leichte Betriebsüberwachung, da eine größere Anzahl Brunnen an eine Pumpstelle angeschlossen und die Pumpstellen verschiedener Staffeln benachbart angeordnet werden können.

Als Nachteile der Staffelsenkung sind zu nennen:

1. umfangreiche Bohrarbeiten wegen des Übereinandergreifens der verschiedenen Staffeln;

2. Beschränkung des Bauplatzes durch die Pumpstellen, die Saug- und Druckleitungen;

3. großer Aufwand an Maschinen und Geräten, der mit der Anzahl der Staffeln steigt.

2. Vereinfachungen und Verbesserungen der Staffelsenkung.

Die Nachteile, die sich bei der vollkommenen Staffelsenkung bemerkbar machen, gaben Veranlassung zu Abänderungen und Verbesserungen, die auf eine Einschränkung des Geräteaufwandes und des Umfanges der Ein- und Ausbauarbeiten hinauslaufen. Diese Ab-

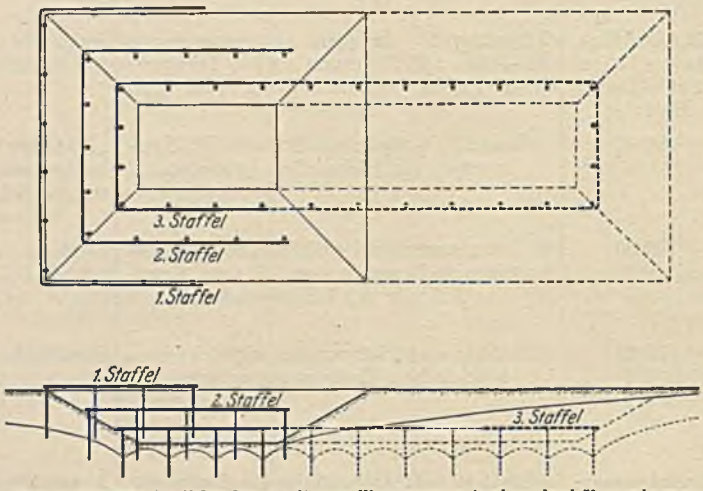


Abb. 83. Eingeschränkte Staffelsenkung mit unvollkommenem Ausbau der höher gelegenen Staffeln (nach W. Sichardt: Bautechnik 1927).

weichungen von der vollkommenen Staffelsenkung können wie folgt eingeteilt werden:

a) eingeschränkte Staffelsenkung mit unvollkommenem Ausbau der höher gelegenen Staffeln;

b) Staffelsenkung in Verbindung mit offener Wasserhaltung;

c) Staffelung in der Längsrichtung, auch mit Heberschaltung;

d) Staffelung in sich.

Je nach den durch die Zusammensetzung des Baugrundes, die Gestalt der trockenzulegenden Grundfläche, den Bauvorgang und die in Betracht kommenden Absenkungstiefen gegebenen örtlichen Verhältnissen kommen ferner Verbindungen der genannten Maßnahmen in Betracht.

Zu a): In Abb. 83 ist die eingeschränkte Staffelsenkung mit unvollkommenem Ausbau der höher gelegenen Staffeln gezeigt. Der Bodenaushub eilt im linken Teil der Baugrube dem übrigen Bodenaushub voraus. Die 1. und 2. Staffel werden nur hier eingebaut. Nach Inbetriebnahme der Staffel 3 wird der Bodenaushub nach rechts hin unter

gleichzeitiger Verlängerung des bereits fertigen Teiles der 3. Staffel fortgesetzt und beendet.

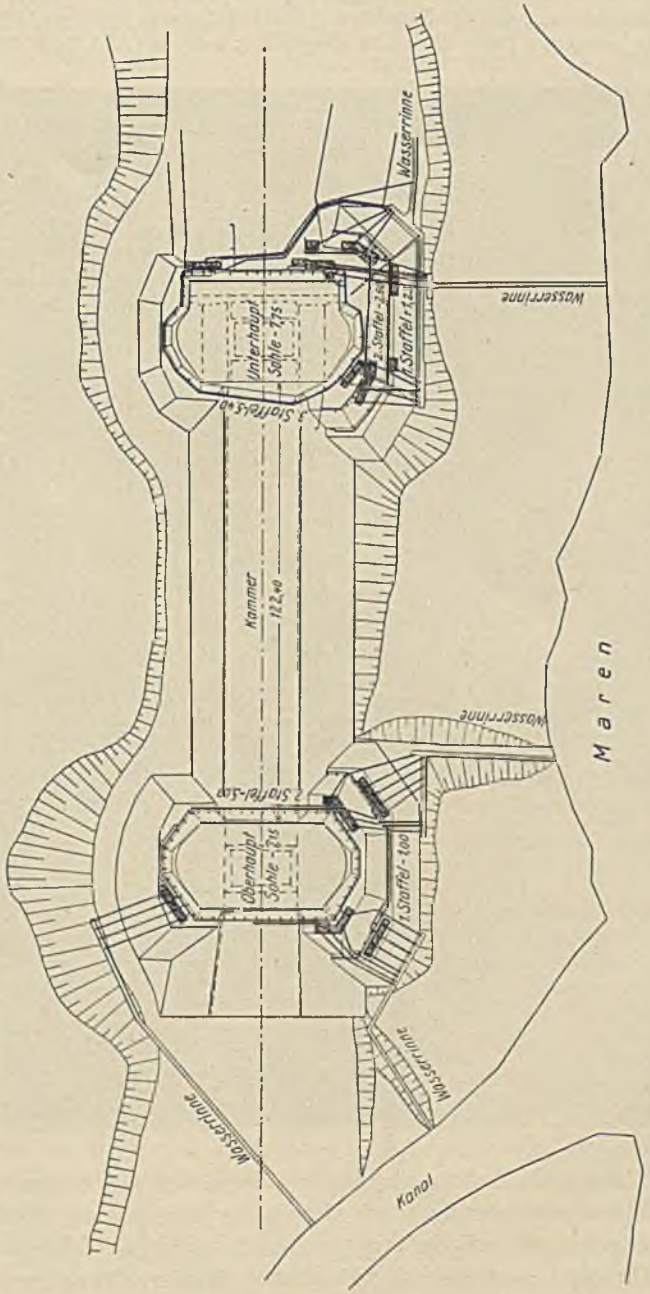


Abb. 84. Beispiel der eingeschränkten Staffelsenkung mit unvollkommenem Ausbau der höher gelegenen Staffeln: Grundriß der Absenkungsanlage beim Bau der neuen Schleuse in Södertälje (Schweden) (nach W. Schardt: Bautechnik 1927).

Beispiel: Bei der Grundwasserabsenkung für die neue Schleuse in Södertälje[68, 21, 69] wurden in beiden Häuptern nur die untersten Staffeln voll als Ringstaffeln ausgebaut, während die oberen Staffeln (1. und 2. des Unterhauptes und 1. des Oberhauptes) nur auf der dem Maren (Verbindungsarm zwischen Ostsee und Mälarsee) zu gelegenen Baugrubenseite ausgebildet wurden (Abb. 84 u. 85).

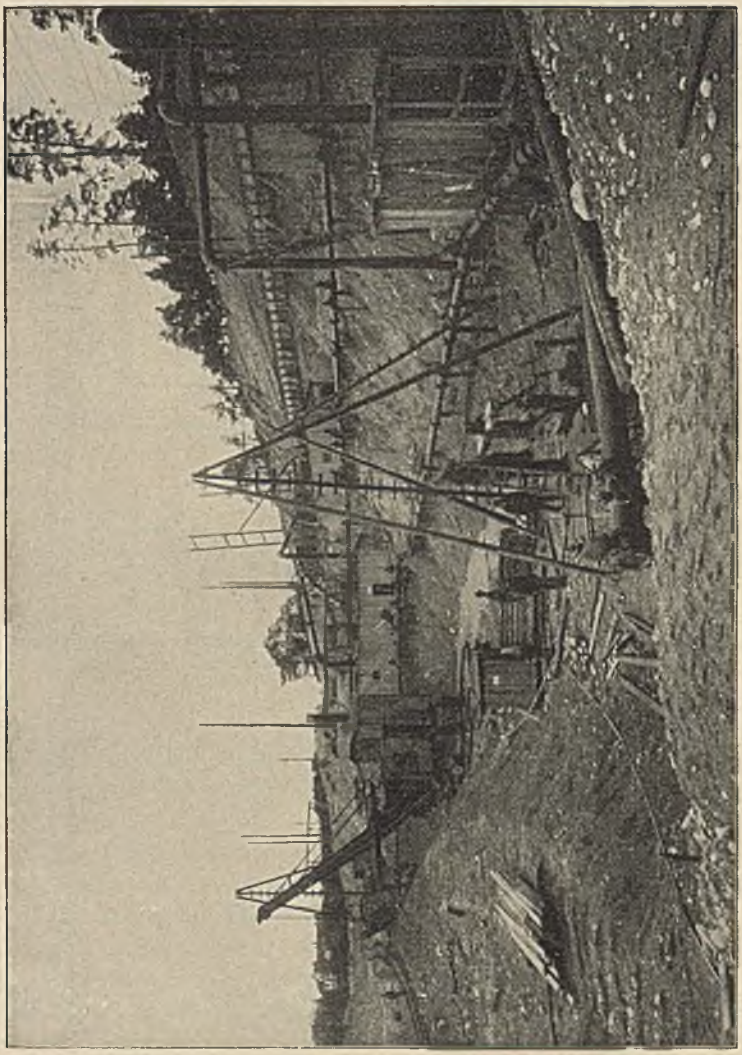


Abb. 85. Baugrube des Unterhauptes der neuen Schleuse in Södertälje (Schweden) (nach W. Sichardt: Bautechnik 1927).

Zu b): Zeigen die Bodenschichten im oberen Teil der Baugrube eine derartige Zusammensetzung, daß steile, nur wenig zum Ausfließen neigende Böschungen möglich sind, so kann — wenn Gebäude nicht in der Nähe sind — zunächst mit offener Wasserhaltung gearbeitet

werden. Unter dem Schutze dieser offenen Haltung werden in größerer Tiefe eine oder mehrere Brunnenstaffeln eingebaut. Diese Tiefe hängt von der Bodenzusammensetzung ab. Der Übergang zum Brunnenbetrieb wird so angeordnet werden müssen, daß Schichten mit fließsandähnlichen Eigenschaften völlig trockengelegt werden. Der Betrieb der Brunnenstaffeln bringt es mit sich, daß die Böschungen auch im oberen Teil der Baugrube austrocknen und standfest werden.

Beispiel: Die Trockenlegung der Baugrube für die Schleuse am Kruisschans bei Antwerpen [32 u. 70] ging so vor sich, daß vom gewöhnlichen Grundwasserstand

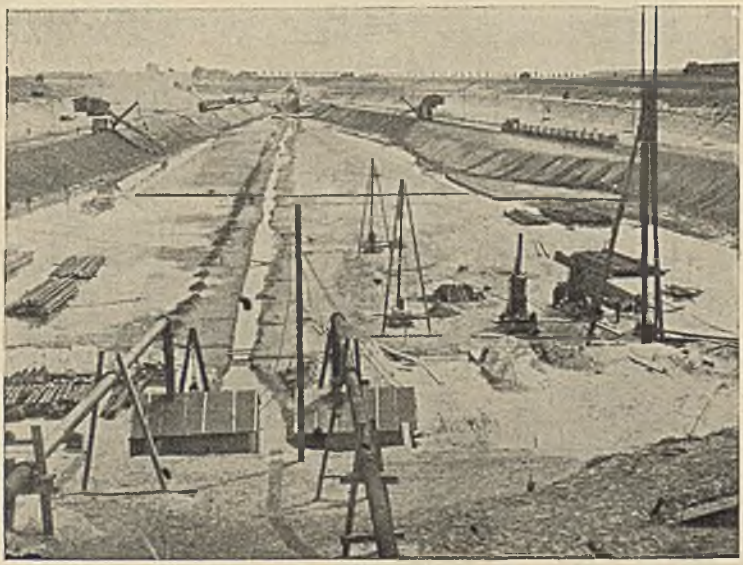


Abb. 86. Beispiel einer Staffelsenkung in Verbindung mit offener Wasserhaltung. Aushub der Baugrube für die neue Seeschleuse am Kruisschans bei Antwerpen mittels zweier Eimerkettenbagger unter dem Schutze einer offenen Wasserhaltung. Im Vordergrunde Beginn der Bohrarbeiten für den Einbau der Ringstaffel des Unterhauptes (nach W. Sichardt: Bautechnik 1927).

auf Ordinate +1,0 ab bis Ordinate —12,00 mit offener Haltung (Abb. 87) gearbeitet wurde. Sodann wurde in den Baugruben der beiden Schleusenhäupter eine Ringstaffel eingebaut, die die weitere Absenkung bis —16,00 übernahm. Die nötige Voraussetzung, tonhaltiger feiner Sand mit geringer Neigung zum Ausfließen, war in dem oberen Teil der Baugrube vorhanden (Abb. 86 u. 87).

Zu c): Bei Baugruben mit geneigter Grundfläche kann häufig auf den völligen Einbau mehrerer Staffeln verzichtet werden, indem die vor Kopf der 1. Staffel erreichte Absenkung ausgenutzt wird, die Staffel 2 tiefer als die Staffel 1 einzubauen. Ebenso können weitere Staffeln jeweils tiefer eingebaut werden als die zuletzt in Betrieb genommene Brunnengruppe (Abb. 88). Eine Ergänzung dieser Längsstaffelung besteht darin, daß zwei benachbarte Staffeln gemeinsam von einer Pumpstelle aus betrieben werden, die mit der Saugleitung der tieferen Staffel

unmittelbar und mit der Saugleitung der höheren Staffel durch eine Heberleitung verbunden ist.

Beispiel: Die Staffelung in der Längsrichtung fand in Södertälje neben der unvollkommenen Ausbildung der Staffelringe Anwendung. Unter dem Schutze der

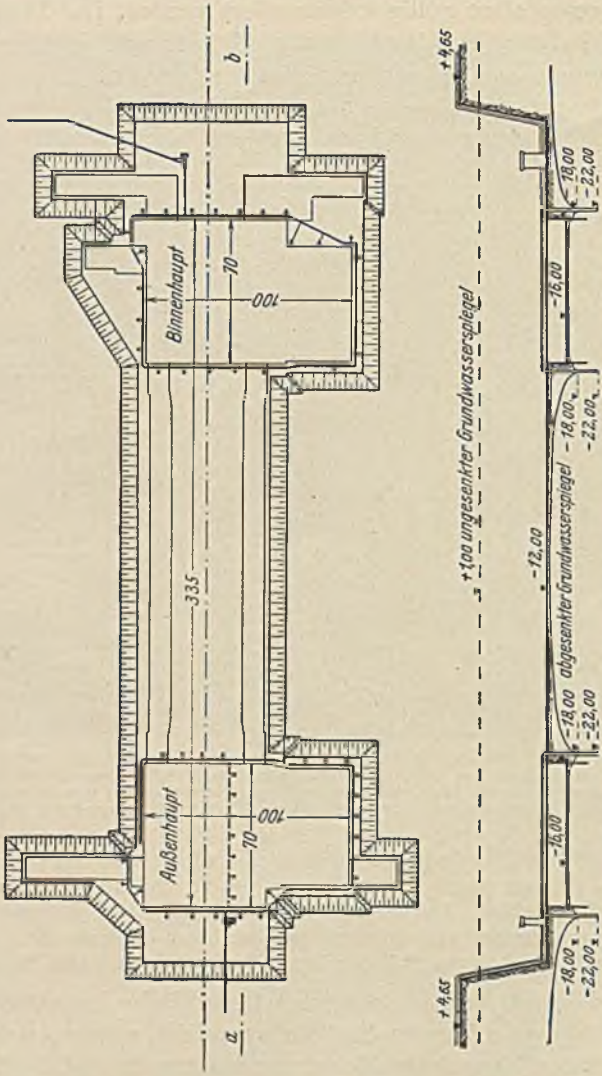


Abb. 87. Grundriß und Längsschnitt der Grundwasserabsenkungsanlage beim Bau der neuen Seeschleuse am Kruisschans bei Antwerpen (nach W. Sichardt: Bautechnik 1927).

1. Staffel des Unterhauptes wurde die 1. Staffel des Oberhauptes schon 2,23 m unter der 1. Staffel des Unterhauptes eingebaut. Beim Einbau der 2. Staffel des Unterhauptes wurde wiederum die Wirkung der Staffel 1 des Oberhauptes mit ausgenutzt. Schließlich wurden die untersten Staffeln bei beiden Häuptern, die, wie unter a) erwähnt wurde, als Ringstaffeln ausgebildet wurden, gleichfalls unter Ausnutzung der bereits erzeugten Absenkung der Anlagen beider Häupter ein-

gebaut. Es gelang so, bei dem Unterhaupt eine Absenkung von 12,5 m mit drei Staffeln und beim Oberhaupt eine solche von 11,9 m sogar lediglich mit zwei Stufen zu erreichen (vgl. Abb. 89).

Zu d): In Baugruben mit lotrechten Seitenwänden (Untergrundbahnen in Berlin) wurden früher alle Staffeln vollständig eingebaut. Hierbei störten nicht nur die verschiedenen Saugleitungen, Abfluß-

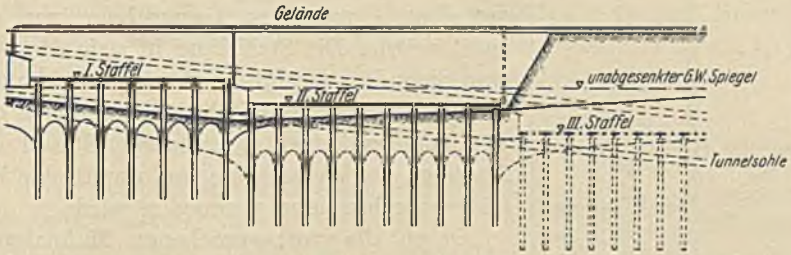


Abb. 88. Staffelung in der Längsrichtung (nach W. Sichardt: Bautechnik 1927).

leitungen und Pumpstellen die Bewegungsfreiheit, sondern diese ohnehin gegenüber geböschten Baugruben mehr ins Gewicht fallenden Erschwernisse wurden noch dadurch vergrößert, daß auch die Brunnen den freien Raum beengten. Durch die Staffelung in sich wird dieser Nachteil eingeschränkt und an Wasserhaltungsgerät gespart, und ferner

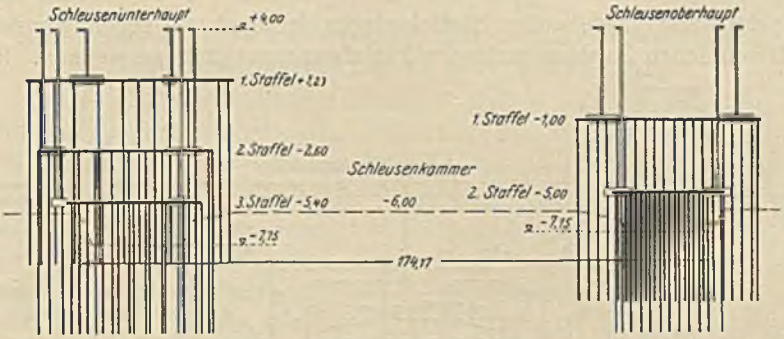


Abb. 89. Beispiel der Staffelung in der Längsrichtung: Die Grundwasserabsenkungsanlage beim Bau der neuen Schleuse in Södertälje. Längenschnitt durch die Baugrube (nach W. Sichardt: Bautechnik 1927).

wird der Umfang der Wasserhaltungsarbeiten kleiner. Die Staffelung in sich ist dadurch gekennzeichnet, daß die Brunnen gleich bis zu der für die unterste Staffel nötigen Tiefe gebohrt und eingebaut werden. Durch allmähliches Tieferlegen der Saugleitung und der Pumpstellen um die Staffelunterschiede bei entsprechender Verkürzung der Brunnen durch Abschrauben der besonders angeordneten Aufsatzrohre wird die Tiefsenkung erreicht (Abb. 90).

Beispiel: Die Staffelung in sich wurde unter anderem angewandt bei der Untertunnelung des Landwehrkanals beim Bau der Nordsüdbahn in Berlin (Abbildung 124d), ferner bei dem Bau der III. Schleuse in Wemeldinge (Abb. 91) und bei der Landwehrkanalunterfahrung an der Kottbuser Brücke in Berlin (Abb. 124e).

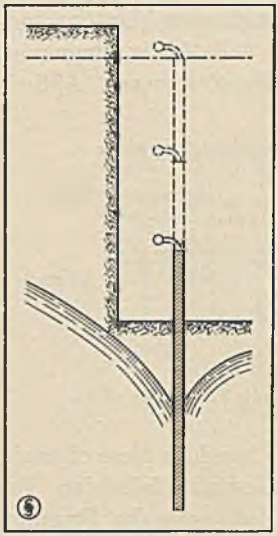


Abb. 90. Staffelung der Brunnen in sich (nach W. Sichardt: Siemens-Zeitschrift 1927).

Die Abbildungen lassen erkennen, daß durch die mehrmalige Verwendung ein und derselben Brunnen an Gesamtbohrlänge gespart wurde. Die Staffelung in sich erfordert eine besonders sorgfältige Montage und zuverlässiges Personal, damit beim Umkoppeln der Brunnen von einer zur anderen Staffel ein Abreißen der Wassersäule und damit eine Betriebsunterbrechung vermieden wird.

Durch die vorbesprochenen Maßnahmen läßt sich der Gerätebedarf einschränken. Ersparnisse an Gerät lassen sich außerdem bei vollkommenem Ausbau jeder Staffel dadurch erzielen, daß das Gerät der oberen Staffeln zum Teil bei den tieferen Staffeln wieder verwandt wird. Bei den zu leistenden Montagearbeiten und Bohrarbeiten treten hierdurch keine Ersparnisse ein. Als Vorteil aller nur teilweise ausgebauten Staffelanlagen ist noch die gegenüber dem vollkommenen Ausbau geringere Platzbeanspruchung zu nennen. Bei

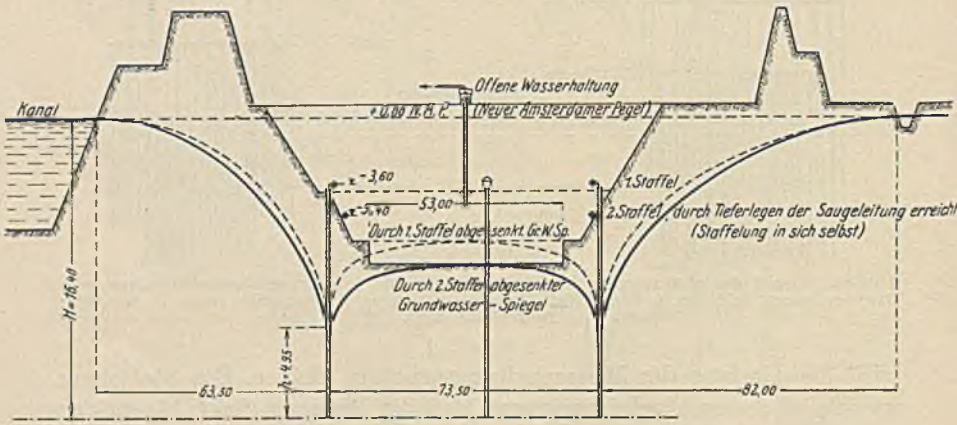


Abb. 91. Beispiel der Staffelung in sich: Die Grundwasserabsenkung beim Bau der dritten Schleuse in Wemeldinge. Querschnitt durch die Baugrube (nach J. Schulze).

der Staffelung in sich werden zwar die Bohrarbeiten geringer, jedoch werden alle Ersparnisse bei dieser Ausführung durch eine Verminderung der Betriebssicherheit erkauft, da der Schutz seitens der höher gelege-

nen Staffeln fortfällt. Bei den unter a) bis c) genannten Ausführungsarten der Staffelung läßt sich eine Sicherung durch eine höhere Staffel wenigstens zum Teil erreichen, immerhin ist die Betriebssicherheit gegenüber dem vollkommenen Ausbau herabgemindert.

Allen Ausführungsarten der Staffelsenkung gemeinsam bleibt stets der Nachteil, daß umfangreiche Maschinenbereitschaften vorgesehen werden müssen, da bei Maschinenstörungen sämtliche zu einer Brunnengruppe gehörigen Brunnen in Mitleidenschaft gezogen werden. Es ist daher nötig, eine 33⅓- bis 50proz. Maschinenreserve vorzusehen.

C. Neuere Wege zur Erzielung von Tiefsenkungen.

Bevor noch die weiter unten ausführlicher behandelten Bestrebungen, die Staffelsenkung durch Tiefbrunnen zu vermeiden, zum Abschluß gekommen waren, hatte die Siemens-Bauunion Gelegenheit, Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels durchzuführen, bei denen die übliche Staffelsenkung in offener Baugrube nicht ohne weiteres anwendbar war. Durch besondere Maßnahmen war es möglich, trotz der Schwierigkeiten, die sich der Anwendung einer Absenkungsanlage in üblicher Ausführung entgegenstellten, das Absenkungsziel zu erreichen. Die gewählten Ausführungen, bei denen neue Wege beschritten wurden, werden nachfolgend an zwei Beispielen erläutert.

1. Die Grundwasserabsenkung bei der Abteufung zweier Braunkohlenschächte in der Niederlausitz*.

Die „Matador" Bergbaugesellschaft m. b. H., Senftenberg, hat als erste unter den Niederlausitzer Gruben das Wagnis unternommen, das sogenannte zweite Braunkohlenflöz, das im Bereiche des Breslau-Magdeburger Urstromtales von diluvialen Sanden und Kiesen und darunter von tertiären Sand- und Lettenschichten überlagert ist, im Tiefbau aufzuschließen. Nach ihrem Plan waren zwei Schächte von je 55 m Tiefe nahe der bestehenden Brikettfabrik abzuteufen, wobei schwimmendes Gebirge in einer Mächtigkeit von 18 bis 20 m zu durchteufen war. Durch eine Probeabsenkung wurden die hydrologischen Verhältnisse des Deckgebirges an den gewählten Schachtpunkten geklärt. Auf Grund des günstigen Ergebnisses der Probeabsenkung entschied sich die genannte Bergbaugesellschaft, beide Schächte unter Grundwasserabsenkung nach den Vorschlägen der Siemens-Bauunion abzuteufen.

Das neue Verfahren geht von dem Grundgedanken aus, das Gebirge um den Schacht herum vollständig trockenzulegen und dadurch alle

* Vgl. auch Hilmar Müller[23], Monatl. Mitteilungen der Siemens-Bauunion G. m. b. H. Kdt.-Ges., Dez. 1926[71] und W. Sichardt[35].

Schwierigkeiten beim Teufen, insbesondere die Gefahr von Wassereinbrüchen, zu vermeiden, und gefährliche Bodenbewegungen, wie sie bei dem vielfach angewendeten, offenen Sümpfen auf der Schachtsohle

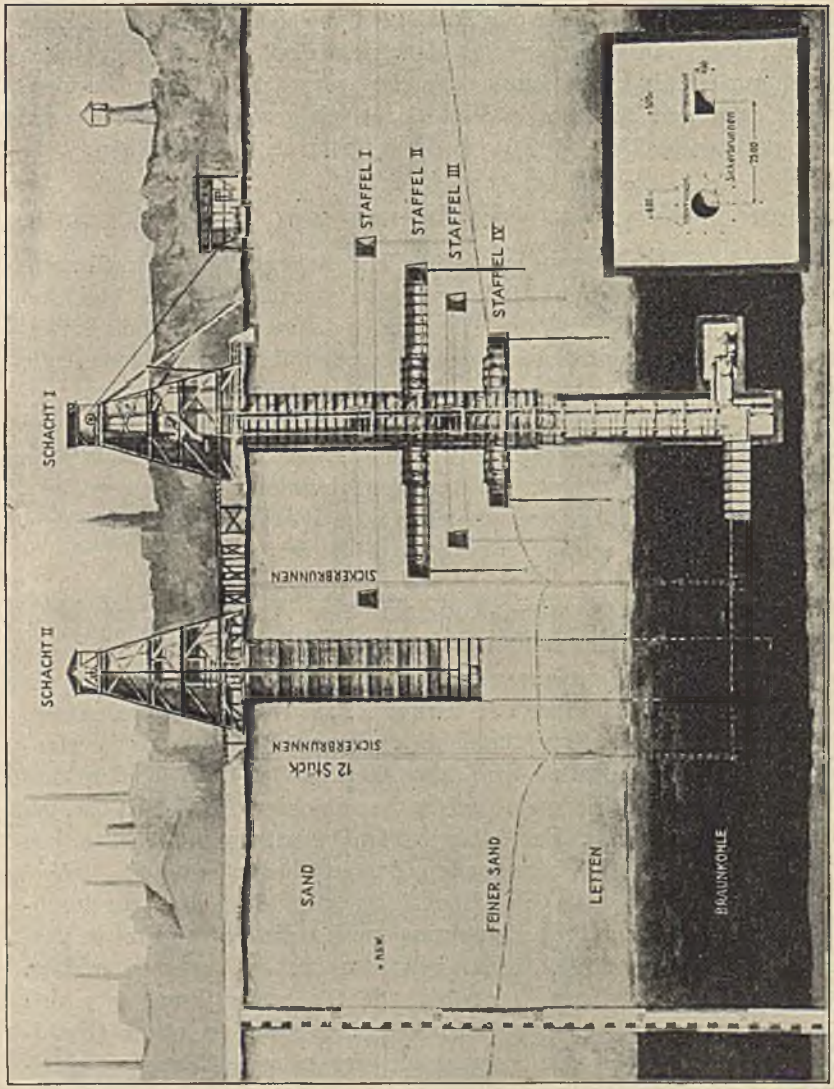


Abb. 92. Grundwasserabsenkungsverfahren der Siemens-Bauunion G. m. b. H. Kdt.-Ges. zur Abteufung von Schächten, angewandt bei den Schachtbauten der Matador-Bergbauges. m. b. H. in Senftenberg N.-L. (nach Monatl. Mitteilungen der Siemens-Bauunion 1926).

vorkommen, das sich hier übrigens schon mit Rücksicht auf die Nähe der vorhandenen Gebäude und Schornsteine verbot, zu verhindern. Die Grundwasserspiegelsenkung war dadurch erschwert, daß die Anordnung von Brunnen innerhalb des Schachtquerschnittes keine Aus-

sicht auf eine genügende Spiegelsenkung bot. Es war daher notwendig, die Brunnen außerhalb des Schachtquerschnittes anzuordnen. Die übliche Staffelsenkung in offener Baugrube schied vollkommen aus, weil der gewöhnliche Grundwasserspiegel erst in 14 m Tiefe angetroffen wurde, so daß der Aushub einer offenen Baugrube die Herstellung eines gewaltigen Trichters nötig gemacht hätte, einer Bauweise, die einmal aus wirtschaftlichen Gründen und ferner mit Rücksicht auf die benachbarten Gebäude nicht in Betracht kam. Konnte somit schon für den Einbau der ersten Staffel eine offene Baugrube nicht in Frage kommen, so verbot sich eine solche noch mehr, weil die Mächtigkeit

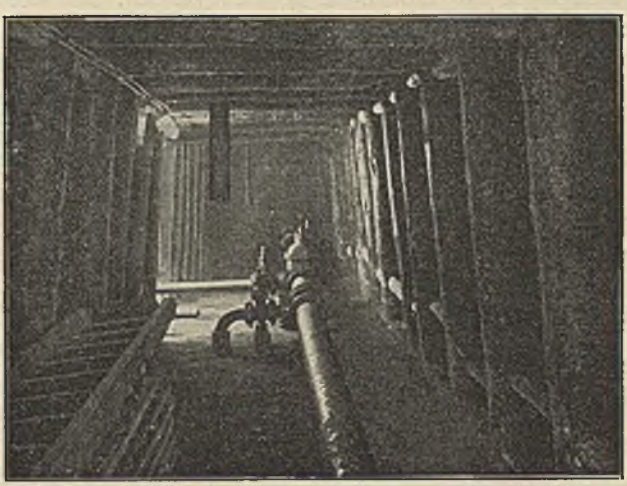


Abb. 93. Grundwasserabsenkung beim Schachtabteufen der Matador-Bergbauges. m. b. H., Verlegen der Staffelleitungen in bergmännisch vorgetriebene Stollen (nach Monatl. Mitteilungen der Siemens-Bauunion 1926).

der grundwasserführenden Bodenschichten, wie bereits erwähnt, 18 bis 20 m betrug. Die vier für die Absenkung nötigen Staffeln wurden daher für den Schacht I, der zuerst in Angriff genommen wurde, nach dem Verfahren der Siemens-Bauunion so eingebaut, daß die Brunnen vom Gelände aus gebohrt und gesetzt und die erforderlichen Saugleitungen der vier Staffeln in besonderen, vom Schacht aus vorgetriebenen Stollen (Abb. 92 u. 93) verlegt wurden, während zur Unterbringung der Pumpensätze besondere Pumpenräume in der Nähe der Schachtwandungen ausgebaut wurden. Die Druckleitungen wurden innerhalb der Schachtscheibe zutage geführt.

Mit dieser Anlage gelang es, den Grundwasserspiegel bei Schacht I um 16 m abzusenken. In diesem Ausmaße konnte der Schacht im völlig trockengelegten Sande in Bolzenschrotzimmerung von Hand geteuft werden. Der wasserdichte Anschluß des Schachtes an die über der

Braunkohle liegende Lettenschicht wurde durch eine kurze eiserne Spundwand erreicht.

Neben dem Vorzug der Kostenersparnis, der mit dem Teufen von Hand im trockengelegten Gebirge verbunden ist, machte sich noch die Tatsache, daß die Auswirkung der für den Schacht I eingebauten Absenkungsanlage sich auch auf den in einer Entfernung von 20 m anzulegenden Schacht II erstreckte, für die Arbeiten an diesem Schacht in einer Herabsetzung der Kosten bemerkbar. Schacht II konnte nämlich unter Ausnutzung dieses Vorteiles ohne besondere Wasserhaltungsmaßnahmen bis auf eine Tiefe von rund 10 m unter dem ursprünglichen Grundwasserspiegel im Trockenen geteuft werden. Bei der weiteren Absenkung des Grundwasserspiegels wurde so vorgegangen, daß das anfallende Wasser mit Hilfe von Sickerbrunnen einer von Schacht I aus vorgetriebenen Wasserstrecke zugeführt wurde, von wo aus die Hebung der Wassermengen durch besonders aufgestellte Pumpen durch Schacht I geschah. Der Anschluß des Schachtes II an die Lettenschicht über der Kohle wurde ebenfalls durch eine eiserne Spundwand erreicht. Abb. 92 stellt die Grundwasserabsenkungsanlage beider Schächte dar.

Schacht I wurde zuerst ausgemauert; sodann konnte die Staffelanlage unter gleichzeitigem Wiederanstieg des Grundwassers ausgebaut werden. Die Fertigstellung und Ausmauerung des zweiten Schachtes geschah sodann lediglich unter dem Schutze der Sickerbrunnenanlage, die hierfür völlig ausreichte.

Die Staffelsenkungsanlage der bei Schacht I angewandten Sonderausführung hat sich gut bewährt, namentlich bewies sie mehrfach bei kleineren Wassereinbrüchen auf der Sohle ihre Betriebssicherheit. Auf der anderen Seite zeigte sich auch hier, daß eine Tiefbrunnenanlage (als solche ist die Sickerbrunnenanlage anzusprechen) die recht ansehnliche Absenkung von rund 16 m erreichen kann.

2. Die Grundwasserabsenkung bei der Herstellung der Tiefbühne anläßlich des Um- und Erweiterungsbaues der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden*.

a) Die Tiefbauaufgabe in ihren Grundzügen, die Wahl des Gründungsverfahrens, Vergleich mit ähnlichen Arbeiten in Berlin.

Eine der Hauptfragen bei dem Um- und Erweiterungsbau der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden, war die Schaffung einer neuzeitlichen Bühneneinrichtung, die unter anderem einen schnelleren Szenenwandel ermöglicht und die bisherigen Unzuträglichkeiten abstellt, die sich insbesondere bei solchen Aufführungen bemerkbar mach-

* Nach W. Sichardt[26]: Bauing. 1928.

ten, bei denen zahlreiche Verwandlungen nötig sind. Die Bauverwaltung[72] entschied sich dafür, diese Aufgaben durch die Schaffung geräumiger Seitenbühnen und einer Vergrößerung der Hinterbühne, vor allem aber auch durch die Herstellung einer Doppelstock-Hebebühne zu lösen. Da die Bühnenhöhe aus architektonischen Gründen nicht geändert werden konnte, so war es nötig, für diese Versenkungseinrichtung ein besonderes Tiefbauwerk zu schaffen, dessen Herstellung durch die an der Baustelle bestehenden Grundwasserverhältnisse mit besonderen Schwierigkeiten verbunden war (vgl. Abb. 97).

Die Sohle des zur Aufnahme der Tiefbühneneinrichtung erforderlichen Eisenbetontroges sollte auf Ordinate — 15,8 zu liegen kommen, d. h. 9,4 m unter dem normalen Grundwasserspiegel. Es handelte sich bei dieser Bauarbeit also nicht darum, die Lasten eines an sich über dem Grundwasserspiegel zu errichtenden Gebäudes auf tiefer gelegene, tragfähigere Bodenschichten zu übertragen, sondern vielmehr darum, ein Tiefbauwerk nachträglich einzubauen, das wegen der ihm zugewiesenen Aufgaben und infolge der örtlichen Verhältnisse in das Grundwasser eintauchen mußte. Somit kam für die Durchführung nur eine Arbeitsweise in Betracht, die unter vorübergehender Beseitigung des Grundwassers im Bereich des neuen Bauwerkteiles die Ausführung ermöglicht. Die zur Verfügung stehenden drei Bauweisen, die während der Bauausführung das Wasser im Bereiche der Baustelle unschädlich machen bzw. beseitigen, sind:

1. das Gefrierverfahren,
2. das Druckluftgründungsverfahren,
3. die Gründung unter Absenkung des Grundwasserspiegels.

Das Gefrierverfahren ist für geringe Gründungstiefen nicht wirtschaftlich, und sein Anwendungsgebiet ist daher in der Hauptsache auf den Schachtbau beschränkt, wo mitunter Gründungstiefen von über 100 m im grundwasserführenden Gebirge erreicht werden müssen. Im Falle des Staatsoperumbaues verbot sich die Anwendung des Gefrierverfahrens auch deshalb, weil ein Zerreißen der alten zu unterfangenden Fundamente zu befürchten, ferner, weil eine Behinderung bei der Ausführung der Betonpfähle für die Abfangung zu erwarten war, und schließlich, weil die ordnungsmäßige Abdichtung gegen Grundwasser erschwert, ja unmöglich gemacht worden wäre.

Die Druckluftgründung schied aus nicht nur wegen der Kostenfrage, sondern mehr noch wegen der Unmöglichkeit, den Tiefbühnenkörper in einzelnen Abschnitten oder als Ganzes unter gleichzeitiger Durchführung der erforderlichen Abfangungs- und Unterfangungsarbeiten und ohne Gefährdung der Standsicherheit des alten Gebäudeteiles abzusenken.

Wenn die Bauverwaltung sich entschlossen hat, die besonders in

Berlin bei ähnlichen, schwierigen Gründungsaufgaben übliche und bewährte Grundwasserabsenkungsmethode anzuwenden, so hat sie nicht nur eine herkömmliche, allgemein erprobte Bauweise gewählt, die ständig vervollkommnet worden ist, sondern sie hat zugleich auch dasjenige Verfahren gewählt, das allein den vielseitigen Aufgaben, die hier zu erfüllen waren, gerecht werden konnte.

Ähnliche nachträgliche Einbauten in bestehende Gebäude, deren Sohlen unter den Grundwasserspiegel hinabreichen, sind in Berlin schon mehrfach mit Erfolg durchgeführt worden.

Zahlentafel 24. Zusammenstellung von Unterfangungen bestehender Bauwerke in Berlin unter Absenkung des Grundwasserspiegels.

Lfd. Nr.	Baujahr	Bauwerk bzw. Bauaufgabe	Größe der abzusenkenden Fläche m^2	Tiefe der Absenkung m
1	1906	Unterfahrung des Hauses Ecke Markgrafen- und Taubenstraße durch die Untergrundbahn Leipziger Platz—Spittelmarkt	196	4,15
2	1908	Unterfahrung des Kaufhauses A. Wertheim i. d. Leipziger Straße durch die Untergrundbahn Leipziger Platz—Spittelmarkt	250	4,50
3	1911 bis 1912	Unterfahrung des Reichsmarineamtes durch dieselbe Untergrundbahnstrecke	460	3,25
4	1919	Unterfahrung des Halleschen Torgebäudes durch die Nordsüdbahn	625	10,0
5	1923	Unterfangung des Kraftwerkes Siemensstadt	2000	3,5
6	1923	Unterfangung für den Einbau eines Heizkellers im Hochhaus Hardenbergstr. 42	125	3,0
7	1923	Bau eines Tresorkellers im ehemaligen Passagekaufhaus Berlin, Friedrichstraße	2000	4,8
8	1923	Tieferlegung eines Kellerraumes im Café Vaterland	12	1,5
9	1925	Erweiterungsbau des Elektrizitätswerkes Charlottenburg	600	4,0
10	1926	Unterfahrung des Hauses Kottbuser Str. 14 durch die Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln	80	8,5
11	1926	Unterfahrung des Hauses Kottbuser Damm Nr. 103—Ecke Maybach-Ufer durch die Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln	192	8,5
12	1927	Unterfahrung des Hauses Reichenberger Straße 13 und 14 durch die Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln	600	6,5
13	1927	Erweiterung des Maschinenhauses bei der Engelhardt-Brauerei	200	1,7
14	1927	Vertiefung der Kellerräume im Hotel Excelsior	2300	1,0

In Zahlentafel 24 ist eine Reihe bisheriger und im Gange befindlicher Tiefgründungen im Bereiche bestehender Gebäude unter Angabe der Gründungstiefen zusammengestellt.

Während hinsichtlich der Art der Ausführung die Gründung des Tiefbühnentroges beim Staatsoperumbau schon eine Reihe von Vorgängern hat, ist dieser Bau dadurch bemerkenswert, daß hier die größte Gründungstiefe bei einer solchen Ausführung verlangt und erreicht worden ist. An dieser Ausführung ist ferner hervorzuheben, daß wegen der besonderen örtlichen Verhältnisse und der Anforderungen, die durch das Verlangen, den alten Schnürboden zu erhalten, an den Tiefbau gestellt wurden, besondere Maßnahmen bei der Durchführung der Grundwasserabsenkung nötig waren, die im nachfolgenden näher besprochen werden sollen.

b) Das System der Absenkungsanlage in Abhängigkeit von den örtlichen und hydro-geologischen Verhältnissen der Baustelle und vom Bauprogramm.

Geologischer Aufbau des Untergrundes. Örtliche Lage und Vorflutverhältnisse.

Die Berliner Staatsoper Unter den Linden liegt im Bereiche des Berliner Urstromtales (Abb. 94). Dieses auch als „Warschau-Berliner Tal“ bezeichnete Urstromtal ist das mittelste der fünf großen diluvialen

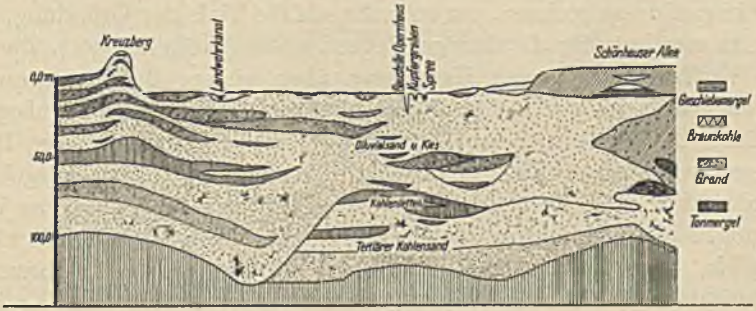


Abb. 94. Geologischer Schnitt durch das Berliner Urstromtal in der Nähe der Baustelle Staatsoperumbau (nach G. Berendt).

Stromtäler Norddeutschlands, die zum Teil von den heutigen Flüssen quer durchflossen werden.

Das Berliner Urstromtal ist hinsichtlich seiner geologischen und hydrologischen Verhältnisse durch die zahlreichen Grundwasserabsenkungen, die seit Beginn dieses Jahrhunderts zuerst in Verfolg der Untergrundbahnbauten und später bei der Ausführung zahlreicher anderer

Tiefbauarbeiten ausgeführt wurden, recht gut bekannt geworden. Man hat hierbei die Erfahrung gemacht, daß das Bett des sich durch Berlin hinziehenden Spreelaufes sowie der abzweigenden Kanäle durch Sinkstoffe derartig gegen den Sanduntergrund abgedichtet ist, daß bei Absenkungen des Grundwasserspiegels nur mit ganz geringen Zusatzwassermengen aus den Flüssen und Kanälen zu rechnen ist, während umgekehrt bei steigendem Grundwasserspiegel die Flüsse und Kanäle Grundwasser aufnehmen. Wegen der Nachbarschaft des Kupfergrabens und der Spree war also im vorliegenden Fall keine wesentliche Erhöhung des Wasserandranges bei der vorzunehmenden Absenkung zu befürchten. Daß der Boden als solcher sich für Grundwasserabsenkungszwecke eignete, war von vornherein zu erwarten.

Über die Zusammensetzung des Untergrundes in geologischer Beziehung konnte man bei der Lage der Baustelle inmitten des Urstromtales annehmen, daß in der Hauptsache feine bis gröbere Sandschichten, ziemlich frei von tonigen Bestandteilen, auftreten würden, deren Bodendurchlässigkeitsbeiwert k in Berlin im Mittel etwa 0,001 bis 0,002 m/sek beträgt. Obwohl diese Werte an vielen Stellen des Berliner Untergrundes festgestellt wurden, ist andererseits auch bekannt geworden, daß an manchen Stellen ältere, wenig durchlässige Ablagerungen der Spree auftreten. Auch finden sich an manchen Stellen noch Reste der diluvialen Urformation, des Geschiebemergels, die entweder inselförmig stehengeblieben sind oder nur zum Teil erodiert wurden. Mit solchen Störungen war immerhin zu rechnen, um so mehr, als die Tiefe der Gründung, wie bereits erwähnt, für die dortige Gegend außergewöhnlich war. Da die zur Verfügung stehenden Unterlagen über frühere Bauausführungen an der Baustelle nur wenig Aufschluß über die Bodenverhältnisse in größerer Tiefe gaben, entschloß sich die Bauverwaltung, einige Bohrungen vorzunehmen, die zu einer Probeabsenkungsanlage ausgebaut wurden. Für diese Probeabsenkung stand nur eine kurze Zeit zur Verfügung. Außerdem war es auch wegen der örtlichen Verhältnisse nicht möglich, diese Anlage, wie üblich, mit mehreren Entnahmebrunnen auszustatten. Die Probeabsenkung geschah so, daß mittels einer Kreiselpumpe das Grundwasser aus einem 18 m tiefen Filterbrunnen entnommen und die hierdurch erzielte Absenkung in drei Beobachtungsbrunnen, die sich in 10, 3 und 1 m Entfernung vom Entnahmebrunnen befanden, gemessen wurde.

Das Gelände lag auf + 34,40, der ungesenkte Grundwasserstand auf + 30,40 und der Filter des Entnahmebrunnens reichte bis Ord. + 12,47. Der Untergrund bestand durchweg aus Sanden mit zum Teil erheblichem Kiesgehalt. Im einzelnen wurden folgende Bodenarten, gerechnet von der Geländehöhe, angeschnitten:

von 0 bis 10,0 m mittelgrober Sand mit geringen Kieseinlagerungen,
„ 10,0 „ 10,5 m grober kiesiger Sand,
„ 10,5 „ 11,0 m kiesiger Sand,
„ 11,0 „ 13,5 m mittelgrober Sand,
„ 13,5 „ 14,2 m grober kiesiger Sand,
„ 14,2 „ 14,5 m grober Sand,
„ 14,5 „ 20,0 m grober Sand mit Steinen,
„ 20,0 „ 24,0 m mittelgrober Sand.

Der Versuch ergab, daß für die Bodenschichten bis etwa 6 m unter dem Grundwasserspiegel mindestens mit einem k-Wert von 0,0015 m/sek, ferner, daß an der Baustelle mit einem sehr mächtigen Grundwasserträger und schließlich, daß nach der Tiefe zu mit zunehmender Durchlässigkeit zu rechnen war.

Die Bodendurchlässigkeit, die sich späterhin nach Erreichung der tiefsten Absenkung ergeben hat, war nahezu doppelt so groß wie der

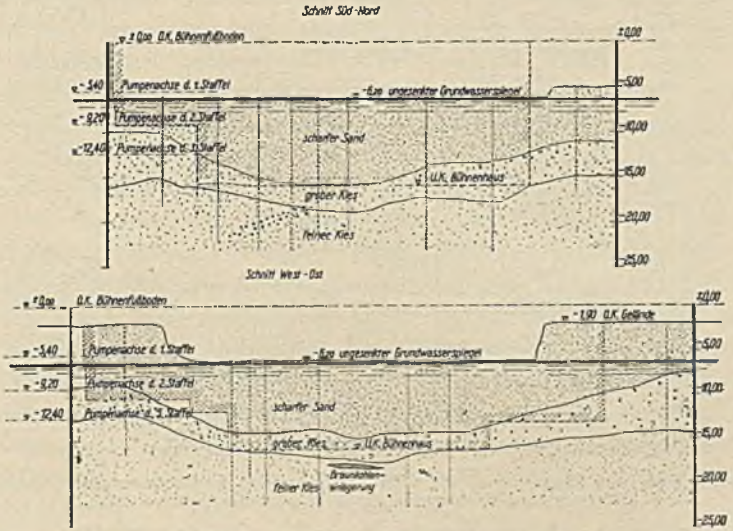


Abb. 95. Staatsoperumbau, Berlin. Geologische Profile des Bauuntergrundes auf Grund der vorgenommenen Bohrungen (nach W. Sichardt: Bauing. 1928).

vorstehende Wert, der, wie gesagt, nur für die oberen Schichten in Anspruch genommen werden darf. Dieses starke Anwachsen der Durchlässigkeit nach unten zu wird leicht verständlich, wenn man die in Abb. 95 dargestellten geologischen Profile der Baustelle betrachtet. Danach besteht der tiefere Untergrund aus gröberen und feineren Kiesen, die an der Baustelle eine Art Mulde bilden, und zwar so, daß an der Baustelle das Muldentiefste sich befindet. Die Mulde selbst ist mit feinerem Material, das in der Zeichnung als scharfer Sand eingetragen ist, angefüllt. Hieraus wird ersichtlich, daß bei einer geringen Absenkung der Durchlässigkeitswert des Sandes seinen Einfluß geltend

machen mußte, während bei einer Absenkung in größerem Umfange, bei welcher der scharfe Sand gänzlich trockengelegt wird und deren Absenkungsfläche gänzlich im Kies verläuft, die größere Durchlässigkeit der Kiesschichten ihren Einfluß geltend machen mußte.

Auf Grund der Probeabsenkung war schon zu erwarten, daß die endgültig zu pumpende Wassermenge den Betrag von 300 l/sek übersteigen würde. Die spätere Erweiterung des Projektes, sowie die vorgeschilderten, eigenartigen geologischen Verhältnisse ergaben noch höhere Werte bis zu 0,7 m³/sek.

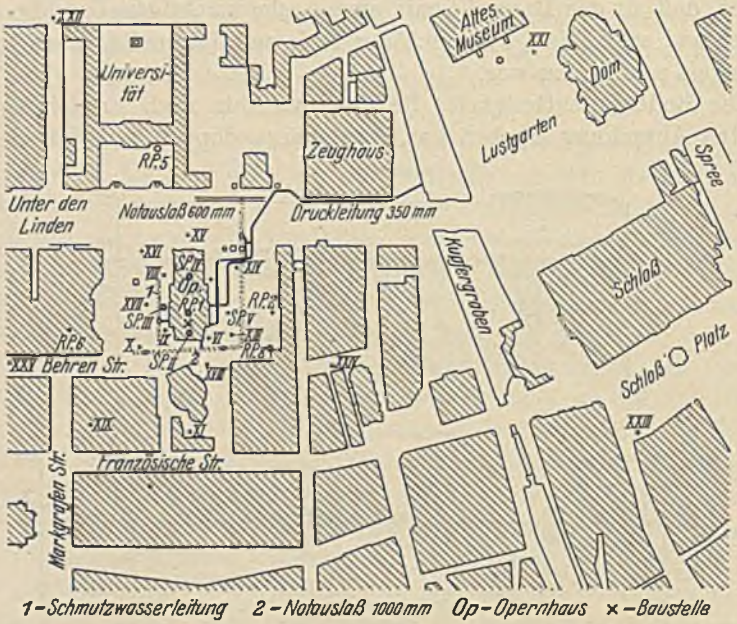


Abb. 96. Lageplan der Umgebung der Baustelle mit Darstellung der Einrichtungen zur Beseitigung der gepumpten Wassermenge (nach W. Sichardt: Bauing. 1928).

Solche Wassermengen mitten im bebauten Stadtgelände abzuführen, ist keine leichte Aufgabe. Das naheliegendste und das gewöhnlich angewandte Verfahren ist es, die geförderten Wassermengen bei Grundwasserabsenkungen nicht zu großen Umfanges dem nächsten Regenwasserkanal zuzuführen. Die hierfür an die Stadtentwässerung zu zahlenden Gebühren betragen in Berlin gewöhnlich 0,1 Pfg. je m³. Ein solcher Regenwasserkanal stand in der Straße Unter den Linden in nächster Nähe der Baustelle zur Verfügung. Indessen konnten hier nur bis zu 150 l/sek aufgenommen werden. Eine weitere Möglichkeit, die gepumpten Wassermengen abzubefördern, bestand in der Benutzung der Schmutzwasserkanäle auf der Südseite der Baugrube in der Behrenstraße (s. Abb. 96). Da die in diesen Schmutzwasserkanälen gesammelten

Abwässer durch besondere Pumpanlagen den Rieselfeldern zugeführt werden, so werden für die Einleitung von Wasser in diese Kanäle sehr hohe Abgaben, nämlich 0,15 M. je m^3 erhoben. Anschlüsse an diese Schmutzwasserkanäle kamen daher nur für Reserveleitungen in Frage, die für den Notfall der Störung der normalen Abflußleitungen vorgesehen wurden.

Die dritte Möglichkeit war die, nach dem nächsten offenen Wasserlauf, dem Kupfergraben, eine eigene Abflußleitung zu bauen.

Wie weiter unten in einem besonderen Abschnitt näher erläutert werden wird, wurde von allen drei Möglichkeiten Gebrauch gemacht.

Wahl des Absenkungssystems in Abhängigkeit vom Bauplan.

Eine besondere Erschwerung der Grundwasserabsenkung entstand dadurch, daß nach dem Bauplan, wie in der Einleitung schon erwähnt wurde, der vorhandene Schnürboden, der in einem hohen Aufbau über dem Bühnenhaus untergebracht war, erhalten werden mußte. Die Lasten dieses Bühnenhausaufbaues wurden durch vier eiserne Stützen auf besondere Fundamente übertragen. Außerdem aber wurde ein Teil der Dachlasten unmittelbar den vorhandenen Seitenwänden zugeführt. Diese Seitenwände waren nach dem Bauplan zu beseitigen und andererseits war es nötig, die Fundamente der vier erwähnten Stützen zu unterfangen und bis zur neuen Gründungssohle herabzuführen. Die Herabführung der Stützenfundamente bedingte die vorherige Ausführung der Grundwasserabsenkung; ferner konnte der Bodenaushub für die Baugrube zur Aufnahme der Tiefbühne erst nach Ausführung der Unterfangungsarbeiten vorgenommen werden (Abb. 97). Es stand damit fest, daß die erforderliche Absenkung mit Hilfe von drei nach der Tiefe gestaffelten Brunnenstaffeln nicht in der üblichen Weise zur Durchführung kommen konnte, wobei zunächst die oberste Staffel eingebaut wird, worauf unter Ausnutzung der hierdurch erzielten Absenkung die Erdarbeiten so weit fortgeführt werden, daß die zweite, tiefer gelegene Staffel eingebaut werden kann; sodann wären die Erdarbeiten weiter fortzuführen, die dritte Staffel einzubauen und schließlich unter deren Schutz die restliche Absenkung und die restlichen Erdarbeiten zu erledigen. Dieses Vorgehen setzt voraus, daß die ganze Baugrube freigelegt wird, was aber mit Rücksicht auf die notwendigen Unterfangungsarbeiten nicht möglich war.

An die Durchführung der Grundwasserabsenkung wurde die Aufgabe gestellt, daß möglichst im Bereich der abzufangenden Pfeiler keine Erdarbeiten ausgeführt wurden, bevor nicht die Unterfangungsarbeiten erledigt waren. Es kam also darauf an, die Erdarbeiten während der Unterfangungsarbeiten weitgehend einzuschränken, und, wo solche nicht vermeidbar waren, die Anordnung so zu treffen, daß in der Nähe

der Pfeiler Erdarbeiten gänzlich vermieden wurden. Ein geeignetes Mittel, Grundwasserabsenkungen in dieser Weise durchzuführen, besteht in der Verwendung von Tiefbrunnen, die mit Tauchpumpensätzen ausgerüstet werden, wodurch die bisher übliche Staffelsenkung vermieden wird. Da die Versuche mit der Tiefbrunnensenkung noch nicht völlig zum Abschluß gelangt waren*, als die Bauarbeiten begannen, so entschloß man sich zu einem anderen System, indem nämlich die Brunnen in sich gestaffelt wurden, und zwar so, daß die Saugleitungen

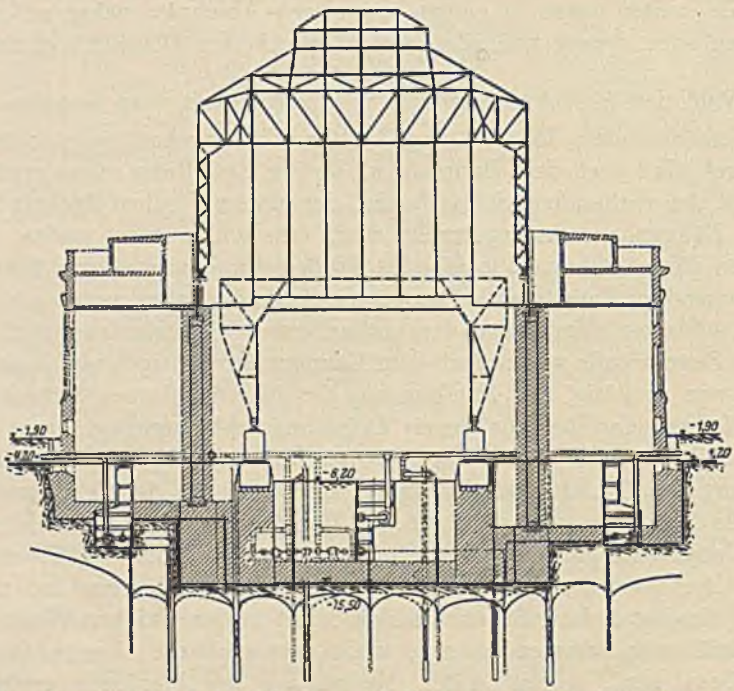


Abb. 97. Querschnitt durch das Bühnenhaus mit Eintragung des Erweiterungsbaues und der neuen Tiefbühne sowie der Grundwasserabsenkungsanlage bei Erreichung des tiefsten Absenkungszustandes (nach W. Sichardt: Bauing. 1928).

der einzelnen Staffelabschnitte übereinander lagen. Hierdurch war es möglich, die Absenkungsanlage in einem System kanalmäßig ausgesteifter Schlitze unterzubringen, die im Grundriß so angeordnet wurden, daß der Raum im Bereich der Pfeiler unangetastet blieb (Abb. 98, vgl. auch Abb. 102).

Ergänzung des Staffelsystems durch Tiefbrunnen.

Die Anordnung des Staffelsystems in Schlitzen stieß auf der nach dem Zuschauerraum hin gelegenen Seite der Baugrube auf Schwierig-

* Vgl. Abschnitt VI D: Die Tiefbrunnensenkung, S. 203.

keiten, da hier die nötigen Erdarbeiten wegen der Nähe der zu erhaltenden Fundamente und des Orchesterraumes nicht zur Durchführung gelangen konnten. Die Siemens-Bauunion als ausführende Firma schlug

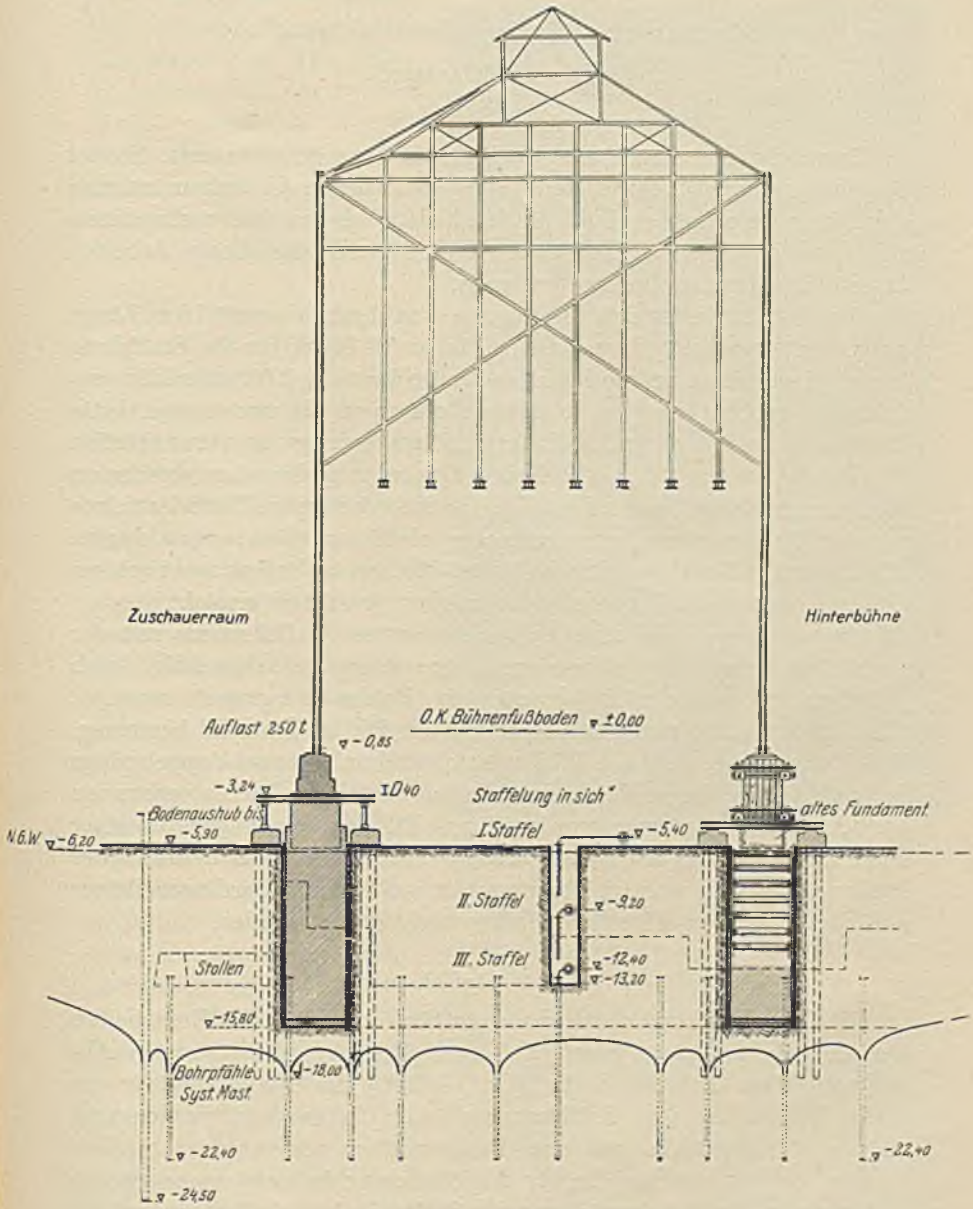


Abb. 98. Längsschnitt durch die Gebäudeachse vom Zuschauerraum zur Hinterbühne. Darstellung der Unterfangung der vier Hauptpfeiler des Bühnenhauses (nach W. Sichardt: Bauing. 1928)

deshalb vor, auf dieser Seite Tiefbrunnen, die mit elektrisch betriebenen Tiefbrunnenpumpen ausgerüstet waren, einzusetzen. Näheres über diese Tiefbrunnenanlage findet sich in Abschnitt VI. D. 2 b.

c) Die Ausführung der Absenkungsarbeiten.

Die Staffelanlage.

α) 1. Staffel.

Bevor die ganz innerhalb des Bühnenhauses gelegene erste Staffel eingebaut werden konnte, mußte die bestehende Unterkonstruktion der Bühne beseitigt werden und der Erdaushub bis zum vorhandenen Grundwasserspiegel erledigt sein. Nach Beendigung dieser Arbeiten konnte das Brunnenbohren beginnen.

Die erste Staffel erhielt 23 Brunnen, von denen vier mit 10 m Länge ausgeführt wurden, während die restlichen 19 Stück für die Staffelung in sich eingerichtet und sogleich bis zur Ordinate — 22,0 unter Bühnenfußboden gebohrt wurden, so daß sie später an die zweite und dritte Staffel angeschlossen werden konnten. Diese Brunnen wurden natürlich im Grundriß entsprechend der Grundrißanordnung der schon erwähnten Absenkungsschlitze angeordnet. Der Betrieb der ersten Staffel erfolgte mit drei Pumpensätzen, von denen einer als Reservepumpensatz diente. Mit der ersten Staffel wurden im Mittel 230 l/sek gefördert und in einem Zeitraum von sechs Tagen eine Absenkung von 3,4 m erreicht.

Gleich nach der Inbetriebnahme der ersten Staffel wurde mit der Herstellung der Schlitze begonnen, die untergrundbahnmäßig durch I-Träger mit dazwischen gespannten Bohlen ausgesteift wurden. Gleichzeitig wurde mit der Abfangung der Pfeiler I bis IV begonnen. Die Abfangung eines jeden Pfeilers erfolgte durch je zwei doppelreihige Bohrpfahljoche, deren Köpfe durch einen Eisenbetonbalken verbunden wurden. Die Pfeilerlasten wurden durch Differdinger Träger, die einer nach dem anderen in hierzu besonders ausgestemmte Schlitze der Pfeiler eingezogen wurden, abgenommen, wobei die Differdinger Träger auf die genannten Eisenbetonbalken aufgelagert wurden.

β) 2. Staffel.

Mit der Absenkung durch die erste Staffel wurden die Erdarbeiten für die Schlitze so gefördert, daß nach Erreichung der tiefsten Absenkung durch die erste Staffel (Ord. — 9,60) die Saugleitung für die zweite Staffel in dem Schlitzsystem (Abb. 99) verlegt werden und an eine Pumpenstation mit zwei Pumpensätzen angeschlossen werden konnte. Sodann wurden die für die Staffelung in sich eingerichteten Tiefbrunnen von der Saugleitung der Staffel 1 abgeschaltet und an die Saugleitung der Staffel 2 angeschlossen. Gleichzeitig nahm die Staffel 2

den Betrieb auf, wobei die Zahl der angeschlossenen Brunnen sich allmählich verstärkte, in gleicher Weise wie die durch die zweite Staffel geförderte Wassermenge, während in gleichem Maße sich die Brunnen der ersten Staffel verminderten und die Wassermenge hier zurückging. Die tiefste Absenkung mit der zweiten Staffel wurde nach 20 weiteren Pumptagen mit 36 Brunnen erreicht, und zwar bei einer größten Wasserförderung von 368 l/sek.

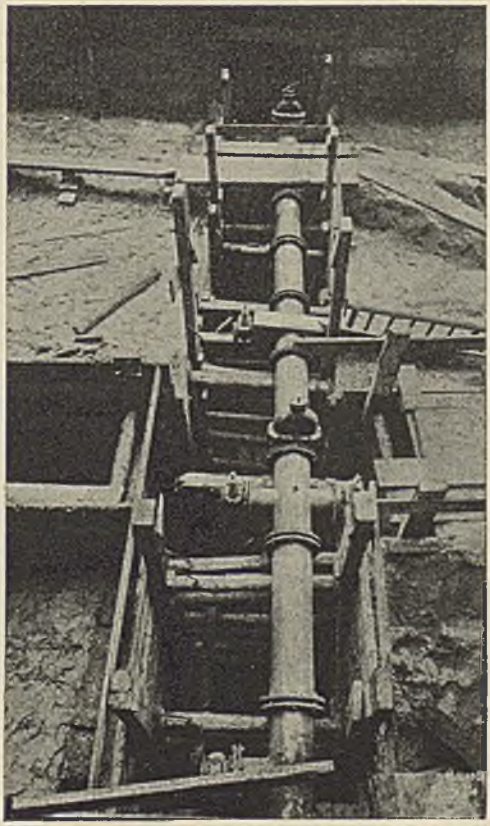


Abb. 99. Freigelegte Saugleitung der zweiten Staffel (nach W. Sichardt: Bauing. 1928).

γ) Die Zwischenstaffeln Ost und West.

Außerhalb des alten Bühnenhauses waren inzwischen die Erdarbeiten für die Seitenbühne und für die Erweiterung der Hinterbühne in Angriff genommen worden. Ferner wurden die auf den Seitenmauern des Bühnenhauses ruhenden Dachlasten des Bühnenaufbaues durch eine besondere Abfangungskonstruktion von dem Mauerwerk abgenommen und für jede der beiden Seitenmauern durch je 8 Pfahlbündel, bestehend aus Bohrpfählen, von denen die Hälfte außerhalb und die Hälfte innerhalb des Bühnenhauses parallel zu den Seitenmauern angeordnet war, übernommen. Sodann konnte daran gegangen werden, die Seitenmauern selbst abzubrechen.

Zur Unterstützung der Absenkung durch die Staffeln 1 und 2, ferner zur Erweiterung des Absenkungstrichters zwecks Erhöhung der Sicherheit bei Betriebsstörungen, wurden auf der Ost- und Westseite innerhalb der Baugrube für die Seitenbühne die beiden Zwischenstaffeln Ost und West ebenfalls in untergrundbahnmäßig ausgesteifte Schlitze eingebaut, und zwar so, daß die Saugleitung der Zwischenstaffeln auf Ord. — 10,25 und — 11,05 zu liegen kam, d. h. tiefer als die Staffel 2, aber noch höher als die endgültige Lage der Staffel 3. Die Zwischen-

staffel Ost erhielt 15 Brunnen, die an eine Pumpstation und zwei Pumpensätze angeschlossen wurde, während die Zwischenstaffel West 13 Brunnen und eine Pumpstation ebenfalls mit zwei Pumpensätzen erhielt.

Die Wasserförderung der Zwischenstaffeln betrug insgesamt 200 l. Im Bereich der Baugrube der Hinterbühne konnte von der Herstellung von Schlitzen abgesehen werden, da hier der Bodenaushub sofort im

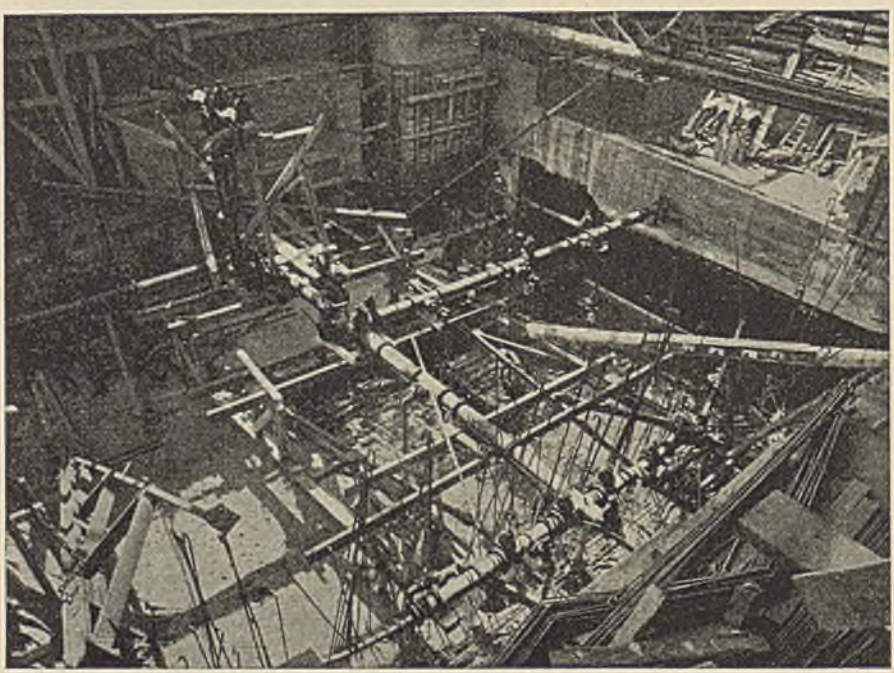


Abb. 100. Einbau der Tiefbühnensohle unter dem Schutze der 3. Staffel (nach W. Sichardt: Bauing. 1928).

ganzen vorgenommen werden konnte. Es wurde hier eine Hauptpumpenstation untergebracht, die aus vier Pumpensätzen bestand. Die Brunnen wurden hier ebenfalls in sich gestaffelt; die Zahl der Brunnen ist bei den Angaben der Staffel 1 und 2 schon mitenthalten.

δ) 3. Staffel.

Unter dem Schutze der Zwischenstaffeln Ost und West und der zweiten Staffel wurde schließlich die Absenkung so tief getrieben, daß die Schlitze bis zu ihrer endgültigen Tiefe auf Ord. — 13,20 vertieft und die Saugleitung der dritten Staffel eingebaut werden konnte. In der dritten Staffel (Abb. 100 und 101) waren insgesamt 38 Brunnen

und sechs Pumpensätze in Betrieb. Die Wasserförderung betrug 470 l. Inzwischen waren die Abfangungsarbeiten beendigt worden. Es wurden sodann unter den vier Pfeilern I bis IV die Schächte zur Aufnahme des Unterfangungsbetonmauerwerks abgeteuft.

Bei der Grundwasserabsenkung für den Staatsoperumbau wurden die in Senftenberg angewandten Strecken durch die bereits erwähnten Schlitze ersetzt, wobei gewissermaßen die Schlitze als übereinander-

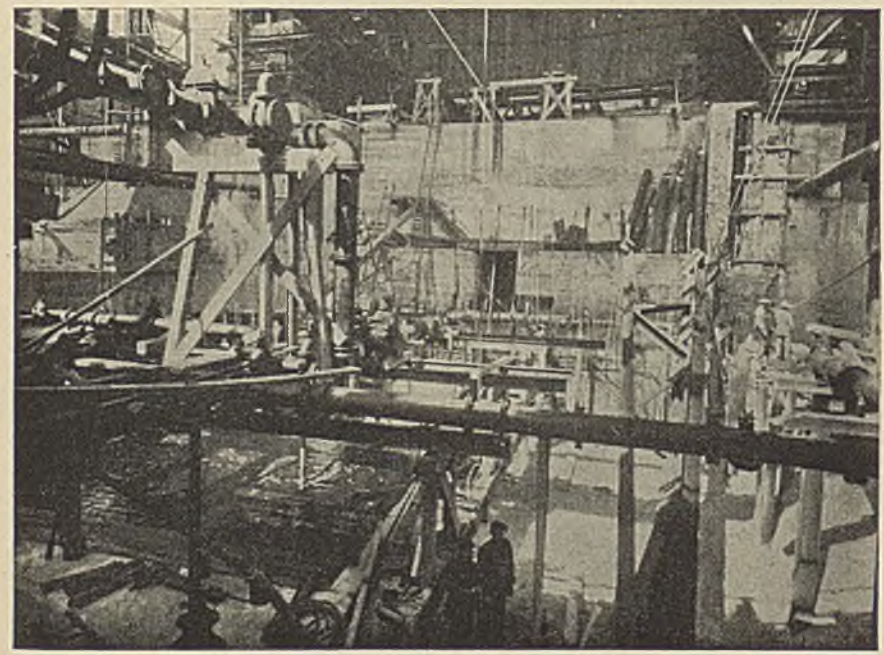


Abb. 101. Dritte Staffel im Betrieb. Blick von der Hinterbühne in Richtung auf den Zuschauerraum (nach W. Sichardt: Bauing. 1928).

liegende Strecken anzusehen sind, zwischen denen der stehengebliebene Boden mit beseitigt worden ist. Wegen der Ausführung der Tiefbrunnenanlage s. Abschnitt VI D 2b.

Die Ableitung des Wassers.

Die Frage der Beseitigung der geförderten Wassermengen spielte bei dieser Grundwasserabsenkung inmitten der Stadt eine besondere Rolle. Dies wird ohne weiteres verständlich, wenn man bedenkt, daß in der Hauptbetriebszeit rd. 50000 m³ je Tag abgeführt werden mußten. Trat in dem Ableitungssystem irgendeine Störung auf, so mußten entweder Straßenüberschwemmungen oder andere Schäden der Anlieger die Folge sein, oder aber, sofern diese unbedingt vermieden werden

sollten, war die Anlage außer Betrieb und damit die Baugrube unter Wasser zu setzen. Das letztere mußte aber unter allen Umständen vermieden werden, insbesondere während der Abfangungs- und Unterfangungsarbeiten. Somit waren besondere Maßnahmen notwendig, die dahin zielten, Störungen in der Vorflut gänzlich auszuschalten. Diese Maßnahmen erstreckten sich auf 1. die grundsätzliche Ausbildung der Abflußleitungen auf der Baustelle und 2. auf eine ausreichende Anzahl von Anschlüssen dieses Rohrleitungssystems an mehrere vorhandene,

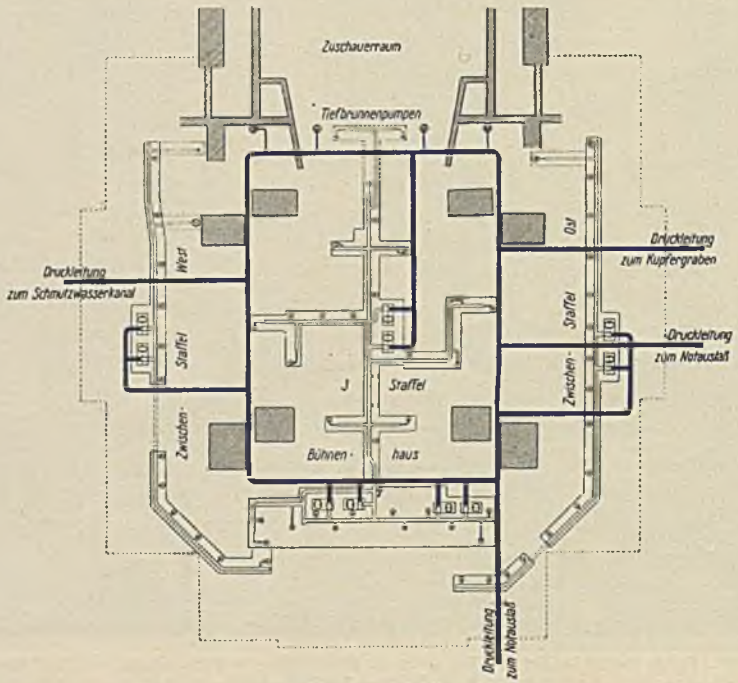


Abb. 102. Ableitung des durch die Grundwasserabsenkungsanlage geförderten Grundwassers (nach W. Sichardt: Bauing. 1928).

zur Aufnahme großer Wassermengen geeignete Kanäle und Wasserläufe. Zu 1 war insbesondere eine Ringleitung (Abb. 102) vorgesehen, die die ganze Baustelle umschloß und an die die einzelnen Pumpensätze durch Zubringerleitungen angeschlossen waren. Durch die Anordnung von T-Stücken und Unterteilung des Ringes durch Schiebereinbauten war es möglich, die Pumpensätze beliebig umzubauen und an jeder beliebigen Stelle der Baustelle schnell an den Abflußring heranzukommen. Der Abflußring selbst konnte bei Beschädigungen an einer Stelle durch Betätigung der Schieber teilweise ausgeschaltet werden, ohne daß eine größere Störung hierdurch eintrat. Zu 2: Der Ring wurde durch je eine besondere Rohrleitung an den nächsten Regenwasser-

kanal Unter den Linden angeschlossen und mit dem Kupfergraben verbunden. Diese beiden Abflußleitungen genügten zur Aufnahme der höchsten vorkommenden Fördermengen.

Zur Gewährleistung des Abflusses bei Störungen in diesen Leitungen war die Ringleitung ferner noch an zwei Stellen an benachbarte Gullys der Kanalisation angeschlossen. Diese Maßnahme bewährte sich bei Störungen, die an der Verbindung zum Regenwasserkanal Unter den Linden einige Male auftraten.

Die Stromversorgung.

Die besonderen Verhältnisse, gekennzeichnet durch die Gefährdung benachbarter kostbarer Bauten bei Betriebsstörungen, erforderten auch bei der Stromversorgung erhöhte Aufmerksamkeit und besondere Vorkehrungen. Für jeden eingesetzten Pumpensatz wurde ein Reservepumpensatz vorgesehen, der bei Störungen sofort einspringen konnte. Da auch mit Störungen in der Stromversorgung zu rechnen war, so war es notwendig, die Baustelle an zwei voneinander unabhängige Stromquellen anzuschließen, und zwar erhielt die Baustelle Drehstrom von Golpa von 380 Volt Spannung, sowie Gleichstrom von den Städtischen Elektrizitätswerken von 440 Volt Spannung. Der Anschluß der Pumpensätze wurde so vorgenommen, daß in jeder Betriebsstation immer je ein Pumpensatz an den Drehstrom und einer an den Gleichstrom angeschlossen wurde. Stromstörungen kamen wegen im Gange befindlicher Erweiterungen und Umbauten des Stromnetzes recht häufig vor, jedoch war es bis auf einen Ausnahmefall stets möglich, sofort mit der Reserve, sei es mit Drehstrom oder mit Gleichstrom, in Betrieb zu gehen. Ein einziges Mal fielen beide Kraftquellen zu gleicher Zeit rd. 30 Minuten lang aus. Hierbei bewährte sich die besondere Sorgfalt, die der Auszimmerung der Schlitze und der Aussteifung der Baugrubenwände gewidmet wurde. Die Fugen zwischen den Bohlen waren mit Strohwiepen gedichtet, so daß ein Auswaschen von Sand verhindert wurde.

Besondere Sicherheitsmaßnahmen.

Über die bereits schon erwähnten Sicherungen hinaus wurden noch weitere Vorkehrungen getroffen, um eine Betriebssicherheit zu gewährleisten, die über das sonst übliche Maß hinausging, im vorliegenden Fall aber mit Rücksicht auf die Bedeutung der umliegenden Gebäude und die besonderen Gefahren, die mit diesem Bau verknüpft waren, notwendig waren. Hierher gehören:

a) der Anschluß aller Pumpstationen an Entlüftungsanlagen (Abb. 103),

b) die Zentralisierung dieser Entlüftungsanlagen,

c) die Verbindung aller Pumpstationen durch eine Signalglockenanlage,

d) die Überwachung der Baustelle während der Betriebszeit der Grundwasserabsenkungsanlage durch besonders geübtes Aufsichtspersonal.

Bei den besonderen Sicherheitsmaßnahmen ist auch zu erwähnen, daß die Filterbrunnen im Boden verblieben und mit Beton verpreßt wurden. Es sollte hierdurch vermieden werden, daß späterhin bei Zer-

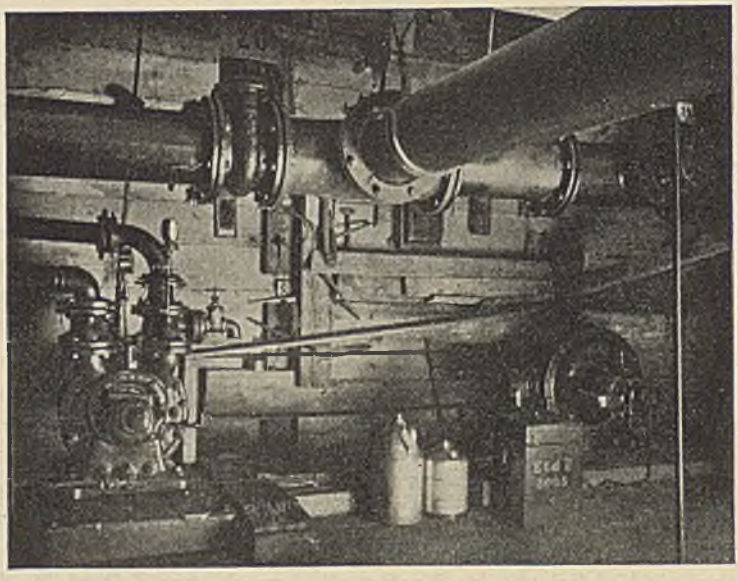


Abb. 103. Zentrale Entlüftungsanlage für die zweite und dritte Staffel (nach W. Sichardt: Bauing. 1928).

störungen der im Untergrund verbliebenen Filter Bodenbewegungen unter der Sohle des Bauwerkes eintreten könnten. Das Verpressen und die Abdichtung der Brunnenanschlüsse war dadurch besonders erschwert, daß die Sohle eine Stärke von mehreren Metern hatte (Abb. 104). Die gewählten Maßnahmen zum Verpressen der Brunnen haben sich gut bewährt.

Der Rückbau der Grundwasserabsenkungsanlage und der Wiederanstieg des Grundwasserspiegels.

Die Betonarbeiten unter dem Schutze der Grundwasserabsenkung waren in der tiefen, durch Versteifungen und Pfeilereinbauten eingeengten Baugrube sehr erschwert, und es war nicht möglich, die gesamte Baugrube in einem Stück auszuheben und freizulegen. Ins-

besondere konnte während der Unterfangungsarbeiten mit allen Arbeitsvorrichtungen nur schrittweise vorgegangen werden. Auch nach Beendigung der Unterfangungsarbeiten wurden die einzelnen Baublöcke, in die Sohle und Seitenwände zerlegt worden waren, nacheinander betoniert, und zwar so, daß nur jeweils ein verhältnismäßig

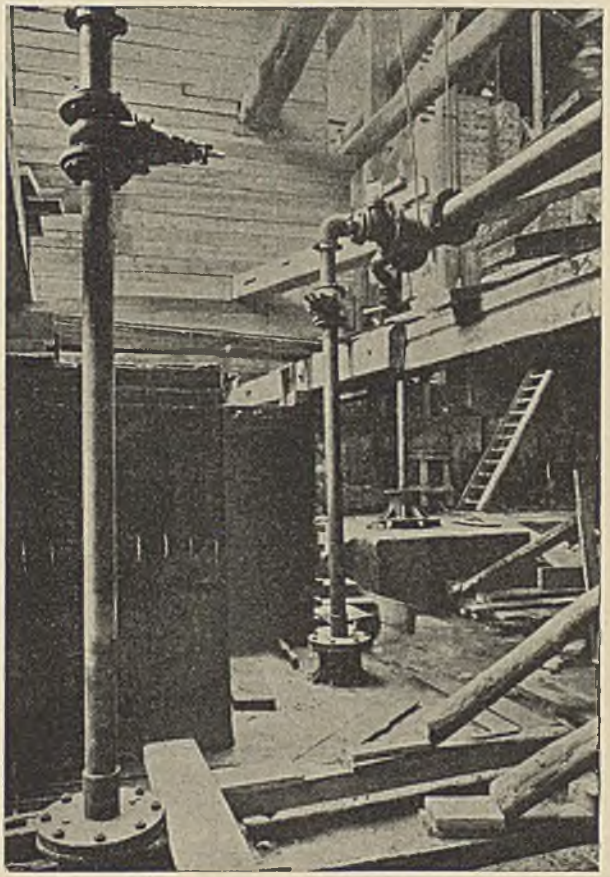


Abb. 104. Brunnenanschlüsse der dritten Staffel, eingerichtet zum Verpressen der Brunnen mit Beton (nach W. Sichardt: Bauing. 1928).

kleiner Teil der Bausohle ganz freigelegt war. Dieses aus Sicherheitsgründen gebotene Vorgehen hat sich bewährt und die schwierigen Arbeiten konnten ohne Zwischenfall durchgeführt werden.

Der Wiederanstieg des Grundwassers begann am 19. 5. 1927 mit der Außerbetriebnahme der Zwischenstaffel West. Vorher waren nur einige Brunnen abgeschaltet und außerdem war die Tiefbrunnenpumpenanlage nach Fertigstellung der Abschlußwand der Tiefbühne am Or-

chesterraum außer Betrieb genommen worden. Vom 19. Mai ab wurde die gesamte noch verbliebene Anlage in schneller Folge unter gleichzeitigem Verpressen der Brunnen ausgebaut. Der Ausbau wurde bis Ende Juni durchgeführt.

Der Wasseranstieg wurde an 5 Beobachtungsbrunnen je in der Mitte der Nord-, Ost-, Süd- und Westseite der Baugrube in kleineren Zeitabständen gemessen, und zwar anfangs zweistündlich und zur Zeit des allmählichen Anstieges vierstündlich. Auf Grund dieser Beobachtungen ist die Abb. 105 entwickelt, die den zeitlichen Verlauf des Wiederanstiegs des Grundwasserspiegels innerhalb der Baugrube zeigt.

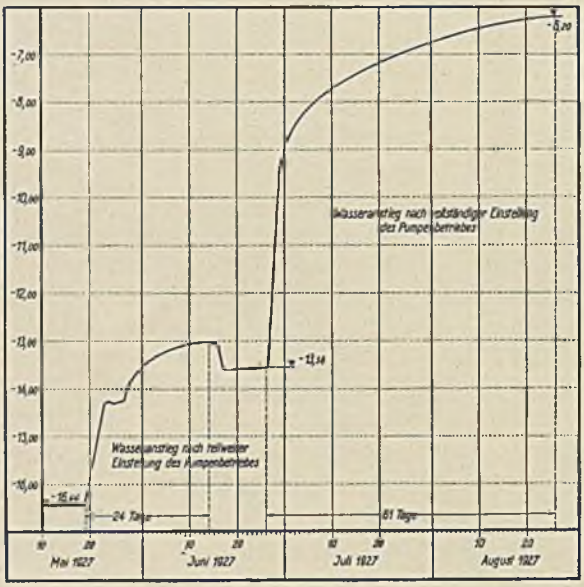


Abb. 105. Wiederanstieg des Grundwasserspiegels (nach W. Sichardt: Bauing. 1928).

Die Meßbrunnenanlage und die angestellten Beobachtungen.

Zur Beobachtung des abgesenkten Grundwasserspiegels wurde im August 1926 eine umfangreiche Meßbrunnenanlage eingebaut. Diese setzte sich zusammen aus:

6 selbstregistrierenden Pegeln,
4 Schwimmpegeln und
14 Meßbrunnen.

Die Anordnung der Meßbrunnenanlage geht aus Abb. 96 hervor. Die Anlage wurde noch ergänzt durch zwei Brunnen, die in größerer Entfernung gebohrt wurden, und zwar handelt es sich um den Meßbrunnen XXI im Lustgarten und den Meßbrunnen XXII in der Prinz-

Louis-Ferdinandstraße, Ecke Georgenstraße. Außerdem bestand noch die Möglichkeit, den abgesenkten Grundwasserspiegel in fünf Beobachtungsbrunnen der Stadtentwässerung und in einem Beobachtungsbrunnen auf der Museumsinsel zu beobachten. Sämtliche Höhen wurden auf die Oberkante Bühnenfußboden als ± 0 bezogen. Diese Ordinate liegt auf + 36,48 über N N. Die Registrierpegel zeichneten den jeweiligen Wasserstand auf die entsprechend beschriebenen Kurvenblätter, die wöchentlich ausgewechselt und in Mappen gesammelt wurden. Die Ablesungen an den Schwimmpegeln und an den gewöhnlichen

Abb. 106. Größe der Absenkung und jeweils geförderte Wassermenge in Abhängigkeit von der Betriebszeit (nach W. Sichardt: Bauing. 1928).

Meßbrunnen wurden täglich zweimal um 8 und um 20 Uhr vorgenommen. Neben diesen Beobachtungen wurden ständig Aufzeichnungen über die geförderte Wassermenge geführt (Abb. 106). Eine Auswertung der Beobachtungen ergab einen mittleren k-Wert von 0,0025 bis 0,0032 m/sek.

Aus der nachstehenden von Hansen[25] mitgeteilten Zusammenstellung der Ergebnisse der im Laufe der Betriebszeit durchgeführten k-Wertberechnungen ist ersichtlich, daß der k-Wert nach dem Betriebsbeginn der tieferen Staffeln ansteigt und während des Beharrungszustandes am größten ist. Dieses Ergebnis bestätigt die zu Anfang des Abschnittes über die Grundwasserabsenkung beim Staatsoperumbau ausgesprochene

Ansicht, daß mit tieferer Absenkung der Einfluß der gröberen, tieferen Schichten wachsen müsse und nach Trockenlegung der oberen, feineren Sandschichten der Wasserandrang nur noch von der Durchlässigkeit der tieferen Schichten abhängen könne.

Zahlentafel 25. Zusammenstellung der k-Werte.

		Bez. der Meßbrunnen	Abstand v. Gebäudemitte m	Vor Einsetzen d. II. Staffel beobachtet 7. 8. 1926	Vor Einsetzen d. III. u. Zwischenstaffeln beob. 8. 9. 1926	Beharrungszustand während d. Betriebes d. III. u. Zwischenstaffeln beob. 22. 11. 1926	Bemerkungen
1		SP IV	20	$k = 0{,}005156$	$k = 0{,}004856$	—	stark beeinflußt d. Tiefbrunnen
2	Norden	XV	74	—	0,002706	$k = 0{,}003321$	
3	Norden	RP 5	178	0,002612	0,002767	0,003538	
4	Westen	XVII	48	0,002125	0,002586	0,002794	
5	Westen	RP 6	133	0,002524	0,002683	0,003276	
6	Süden	SP II	27	0,001009	0,001861	—	beeinflußt durch Spundwand
7	Süden	RP 7	186	0,002783	0,002816	0,003790	
8	Osten	SP V	38	0,002484	0,002022	0,001988	
9	Osten	RP 2	92	—	0,002688	0,003380	
		im Mittel:		$k = 0{,}00251$	$k = 0{,}00261$	$k = 0{,}00316$	Werte d. Zeilen 1 u. 6 vernachlässigt

Interessant waren die Feststellungen über die Reichweite der Anlage. Allerdings ist hierbei zu beachten, daß in Berlin ständig Grundwasserabsenkungen stattfinden, so daß einwandfreie Ergebnisse, die die Entwicklung der Reichweite für eine bestimmte Anlage erkennen lassen, nicht zu erwarten sind. Immerhin konnte festgestellt werden, daß in etwa 1400 m Entfernung vom Schwerpunkt der Brunnenanlage noch eine merkbare Beeinflussung des Grundwasserspiegels zu bemerken war (Brunnen 25, Köpenicker Straße 97). Dieselbe wurde zuerst 25 Tage nach Inbetriebnahme der Anlage beobachtet und betrug nach 4 Betriebsmonaten ungefähr 1,30 m. Dieser Wert liegt noch innerhalb des Bereichs der natürlichen Grundwasserspiegelschwankungen.

Es läßt sich aus der vorerwähnten Beobachtung schließen, daß die Reichweite gegen Ende der etwa einjährigen Betriebsdauer bis etwa 2000 m gestiegen ist.

Den beiden Grundwasserabsenkungsanlagen für den Schachtbau Senftenberg und den Umbau der Staatsoper in Berlin ist gemeinsam, daß es durch die angewandten, neuen Anordnungen gelang, die gesamte Absenkung durch Staffelung zu erreichen, ohne daß es nötig war, für den Einbau der Staffeln die gesamte Baugrube auszuschachten. Die Staffelsenkung ist daher wohl imstande, auch in schwierigen Fällen das Absenkungsziel zu erreichen.

D. Die Tiefbrunnensenkung*.

Die Nachteile des Staffelsystems treten besonders bei tiefen Absenkungen für enge Baugruben in Erscheinung, wo ohnehin der für den Baubetrieb nötige Raum durch die Baugrubenaussteifung eingeengt wird. Bei dem Bau der Berliner Untergrundbahnen war mit solchen Verhältnissen im Laufe des stetigen Ausbaues des unterirdischen Bahnnetzes in immer steigendem Maße zu rechnen, so daß es erklärlich ist, wenn bei diesen Bauten die ersten Versuche unternommen wurden, das Grundwasserabsenkungsverfahren so zu verbessern, daß die erforderlichen Tiefsenkungen unter Vermeidung der störenden Umbauten und der bis zur Erreichung des Absenkungszieles ohne Unterbrechung dauernden Montagearbeiten, bei möglichster Freihaltung der Baugrube von allen Wasserhaltungseinrichtungen erzielt werden können.

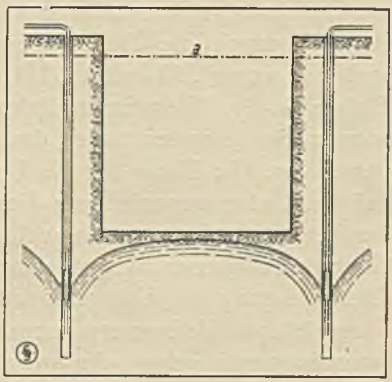


Abb. 107. Schematische Darstellung der Trockenlegung einer Baugrube mit Hilfe von Tiefbrunnen (Tiefbrunnensenkung).
a = Ungesenkter Grundwasserspiegel (nach W. Sichardt: Siemens-Zeitschrift 1927).

Als aussichtsreiches Mittel, die Staffelsenkung zu vermeiden, wurde schon um das Jahr 1910 die Verwendung von Tiefbrunnen erkannt (Abb. 107).

Wird eine Brunnengruppe von einer gemeinsamen Pumpe betrieben, so geschieht die Hebung des Wassers bis zur Pumpenachse durch Saugen. Das hierzu nötige Vakuum beträgt höchstens 80 bis 85%. Im praktischen Betriebe wird mit durchschnittlich 70% Vakuum gerechnet. Die Absenkung im Brunnen, gerechnet von der Pumpenachse, beträgt entsprechend im Mittel 7 m. Unter Berücksichtigung des Filterwiderstandes, der sich auf 0,5 bis 3 m belaufen kann, darf auf eine Absenkung am Außenmantel des Brunnens von 4 bis 6,5 m gerechnet werden. Außerhalb der örtlichen Absenkungstrichter, die sich um jeden Brunnen

* Nach W. Sichardt[27, 28, 30].

herum ausbilden, ist die Absenkung erfahrungsgemäß um 0,5 bis 1,5 m geringer. Sollen die gestaffelten Brunnengruppen durch Tiefbrunnen ersetzt werden, so ist die Vorbedingung für eine solche Maßnahme, daß geeignete Pumpen zur Verfügung stehen, die imstande sind, den Wasserandrang eines jeden Brunnens auch bei Brunnenförderhöhen zu bewältigen, die größer als diejenige manometrische Saughöhe sind, welche die gewöhnliche Kreiselpumpe überwinden kann. Die Anwendung von Tiefbrunnen hängt demnach wesentlich von der Konstruktion geeigneter Tiefbrunnenpumpen ab.

1. Ältere Anwendungen.

a) Die Mammutpumpenanlage bei dem Spreetunnel an der Inselbrücke in Berlin.

Die Versuche, Tiefbrunnen an Stelle der üblichen Brunnenstaffeln zur Erzielung größerer Absenkungstiefen zu verwenden und die Staffelsenkung durch die Tiefbrunnensenkung zu ersetzen, begannen, wie erwähnt, vor rd. 20 Jahren (1910). Damals bearbeitete die Siemens & Halske A.-G., Elektrische Bahnabteilung, in deren Hand die Bauleitung der Stammstrecken des Berliner Hoch- und Untergrundbahnnetzes lag, die Pläne für die Untertunnelung der Spree an der Inselbrücke. Unter verschiedenen Vergleichsentwürfen für die Ausführung der Untertunnelung wurde auch ein Entwurf aufgestellt, der eine Ausführung in offener Baugrube innerhalb von Fangedämmen und unter Trockenlegung des Untergrundes mit Hilfe von mit Mammutpumpen ausgerüsteten Tiefbrunnen vorsah. Dieser Plan wurde für die Ausführung zugrunde gelegt, die unter Leitung der Siemens & Halske A.-G. durch die Gesellschaft für den Bau von Untergrundbahnen stattfand. Die mit dieser Tiefbrunnenanlage erreichte Absenkung betrug rd. 10 m unter dem Spreespiegel (vgl. auch Abb. 124a).

Eine völlige Freihaltung der Baugrube von der Wasserhaltungsanlage wurde noch nicht erzielt. Ein Fortschritt gegenüber der gewöhnlichen Staffelsenkung ist indessen unverkennbar, da nur die Brunnen die Bewegungsfreiheit in der Baugrube einschränken. Ferner waren nach Inbetriebnahme der Absenkungsanlage keine weiteren Montagearbeiten nötig.

Der Vorteil der Mammutpumpen gegenüber anderen Tiefbrunnenpumpen besteht darin, daß alle beweglichen Teile sich außerhalb der Brunnen befinden. In die Brunnen eingeführt werden nur zwei Rohre verschieden großen Durchmessers, die Förderleitung mit größerem und die Druckluftleitung mit kleinerem Durchmesser, zur Zuführung der zum Heben des Wassers nötigen Druckluft. Die Druckluftleitung endigt in einem besonderen Fußstück heberartig unter dem unteren Ende des Förderrohres.

Es gilt für die Anlage der Mammutpumpen die Regel, daß die Eintauchtiefe des Fußstückes gleich der Förderhöhe ist, da ja die treibende Kraft zum Heben des aus Wasser und Luft bestehenden Gemisches im Steigerohr die außerhalb des Rohres stehende Wassersäule ist. Hierin besteht ein Nachteil bei der Verwendung der Mammutpumpen; die Brunnen müssen sehr tief gebohrt werden; bei großen Förderhöhen muß die Filtersohle bedeutend tiefer liegen, als sie sich bei Verwendung von Kreiselanlagen in der untersten Staffel befinden müßte. Es ergeben sich daher tiefe, teuere Bohrungen. Die Bohrtiefe kann allerdings etwas eingeschränkt werden, jedoch darf die Eintauchtiefe nicht zu sehr verringert werden, da sonst der Wirkungsgrad zu ungünstig werden würde.

Ein weiterer Nachteil der Mammutpumpen ist der überhaupt an und für sich geringe Wirkungsgrad von nur etwa 20 bis 25% zwischen nutzbarer Hubarbeit und indizierter Kompressorarbeit. Ferner sind wegen der zum Betrieb nötigen, verhältnismäßig großen Luftmengen auch Luftrohrleitungen mit großer lichter Weite nötig, deren Verlegung und Dichtung sehr sorgfältig zu erfolgen hat. Was die Kosten anbelangt, so sind nach angestellten Wirtschaftlichkeitsberechnungen die Anlagekosten für eine Mammutpumpenanlage ungefähr dieselben wie die einer Kreiselanlage für denselben Fall. Infolge des schlechteren Wirkungsgrades der Mammutpumpenanlage ergeben sich jedoch bedeutend höhere Betriebskosten. Diese Kosten spielen bei allen Tiefsenkungen ähnlicher Art wegen des mit der Tiefe der Absenkung in starkem Maße zunehmenden Wasserandranges bei gleichzeitig wachsender Förderhöhe eine ausschlaggebende Rolle. In wirtschaftlicher Hinsicht brachten deshalb die mit Mammutpumpen ausgerüsteten Tiefbrunnen keinen Fortschritt. Dagegen brachte die Tiefbrunnenanlage an der Inselbrücke den Beweis, daß der Tiefbrunnensenkung der Staffelsenkung gegenüber der Vorrang gebührt, sofern übermäßige Brunnenlängen vermieden werden können, und wenn es möglich ist, das den Brunnen zuströmende Wasser in technisch vollkommener und in wirtschaftlicher Weise zu heben.

b) Mit Dreikolbenpumpen der Siemens-Schuckertwerke ausgerüstete Tiefbrunnenanlage beim Bau der Schöneberger Untergrundbahn.

Eine weitere Anwendung von Tiefbrunnen wurde durch die Elektrische Bahnabteilung der Siemens & Halske A.-G. beim Bau der Schöneberger Untergrundbahn unternommen. Die Wasserförderung aus den Tiefbrunnen geschah hier mit Hilfe der Dreikolbenpumpe der Siemens-Schuckertwerke (Abb. 108). Die Dreikolbenpumpen sind im Prinzip Hubpumpen mit an langen Gestängen befestigten und in der Brunnentiefe in einem als Arbeitszylinder ausgebildeten Rohrstück arbeitenden Kolben. Es werden drei übereinander arbeitende Kolben angewandt,

die mit Hilfe von drei verschiedenen Gestängen durch einen dreifachen Kurbeltrieb mit Versetzung der einzelnen Kurbeln gegeneinander um 120 Grad angetrieben werden. Der in gedrängter Weise unmittelbar über dem Brunnenrohr zur Aufstellung gelangende Kurbeltrieb wird durch einen angebauten Elektromotor angetrieben.

Diese Anordnung von drei mit Ringventilen versehenen Kolben übereinander ergab infolge des abwechselnden Arbeitens der drei Kolben

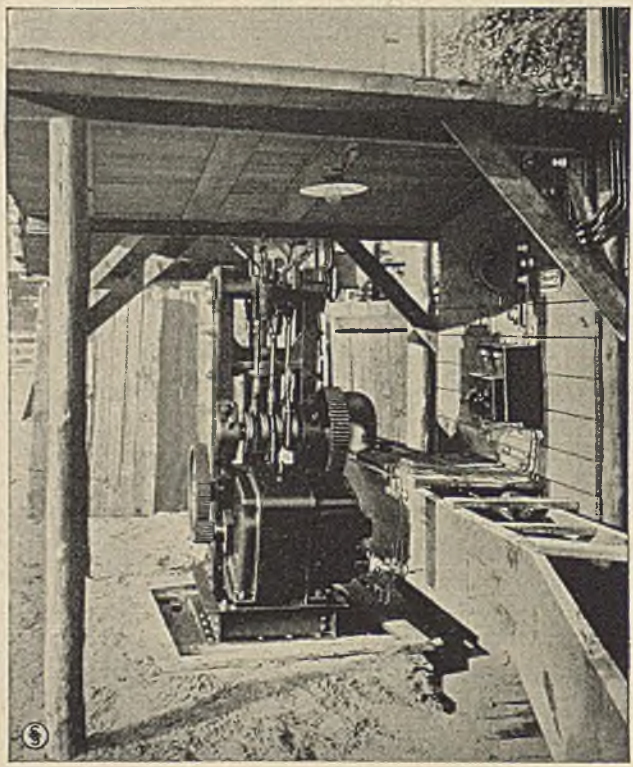


Abb. 108. Grundwasserabsenkung beim Bau der Schöneberger Untergrundbahn. Die Dreikolbenpumpe der Siemens-Schuckertwerke (nach W. Sichardt: Siemens-Zeitschrift 1927).

eine gleichmäßige Wasserförderung, die für Absenkungszwecke gefordert werden muß. Das Gestänge bestand aus zwei zum Brunnenrohr und untereinander konzentrisch angeordneten Stahlrohren und einer vollen Stange für das innerste, den untersten Kolben tragende Gestänge. Die Absenkungstiefe ist in praktischen Grenzen unbeschränkt. Die Weite der zur Anwendung kommenden Brunnenrohre betrug 150 bis 200 mm.

Die Verwendung dieser elektrisch und einzeln angetriebenen Pumpen bildet die äußerste Durchführung des Grundsatzes der Unterteilung in einzelne Aggregate und der Verteilung an beliebigen Stellen der Bau-

grube. Die Aufstellung der Pumpen erfolgt vor Beginn des Bodenaushubes, und die Absenkung schreitet allmählich unbeeinflußt durch das Fortschreiten des Bodenaushubes vor; ebenso erfolgt auch der Bodenaushub ohne Unterbrechung.

Eine mit großer Sorgfalt zu verlegende Saugleitung wie bei Kreiselpumpen, oder Druckluftleitung wie bei Mammutpumpen wird entbehrlich. Nur eine allgemeine, um die Baugrube laufende Abflußrinne für sämtliche Brunnen ist nötig; wird sie im Boden versenkt verlegt, so ist der Zugang zur Baugrube von allen Seiten frei. Infolge der Selbständigkeit jedes einzelnen Brunnens ist die Anpassung an die Untergrundverhältnisse die vollkommenste. Ebenso ist die Frage der Reserve in der vollkommensten Weise gelöst. Das Ausfallen einer einzelnen Pumpe ist belanglos für die Absenkung. Eine den Untergrundverhältnissen angepaßte Regelung der Fördermenge ist durch Regelung des Motors leicht möglich.

Auch hier zeigte die Tiefbrunnensenkung gegenüber der gewöhnlichen Absenkungsanlage mit Kreiselpumpenbetrieb gewisse Vorteile, die insbesondere darin bestanden, daß an der Versuchsstrecke die Baugrube in keiner Weise durch Wasserhaltungseinrichtungen eingeengt war. Im Vergleich mit der Tiefbrunnenanlage an der Inselbrücke konnte die Bohrtiefe der Brunnen, die bei der Schöneberger Ausführung lediglich nach hydrologischen Gesichtspunkten zu bestimmen war, wesentlich eingeschränkt werden. Infolge des günstigen Wirkungsgrades der Dreikolbenpumpe hielt sich ferner der Energieverbrauch in den üblichen Grenzen. Der Hauptnachteil war die Betriebsunsicherheit, mit der die Dreikolbenpumpe wegen ihrer verwickelten Bauart behaftet war. Zahlreiche Auswechselungen beschädigter Teile und ständige Instandsetzungsarbeiten erhöhten die Betriebskosten, so daß kein wirtschaftlicher Vorteil gegenüber der Staffelanlage erzielt werden konnte.

2. Versuche.

a) Versuche mit Tiefbrunnenpumpen verschiedener Bauart.

Die Erfahrungen an der Inselbrücke und bei der Schöneberger Untergrundbahn hatten erwiesen, daß die Schaffung einer leistungsfähigen, betriebsicheren, für den Tiefbrunnen geeigneten Pumpe die Grundbedingung für einen endgültigen Erfolg der Tiefbrunnensenkung ist. Die weiteren Versuche der Siemens & Halske A.-G., die später von der Siemens-Bauunion fortgeführt wurden, richteten sich daher vornehmlich auf die Lösung der Pumpenfrage. Von Versuchen auf Baustellen in größerem Umfange wurde zunächst Abstand genommen und die Arbeit in der Hauptsache auf den Versuchstand verlegt, wo frei von jeder Rücksichtnahme auf die sonst unausbleiblichen Anforderungen des Baubetriebes eine sorgfältigere Beobachtung und Überwachung möglich war.

Bei den Vorzügen, die die elektrisch betriebene Kreiselpumpe für die Grundwasserabsenkung mit ihrem gleichmäßigen Dauerbetriebe aufzuweisen hat, lag es nahe, den Versuch zu machen, die Kreiselpumpe für die Tiefbrunnensenkung nutzbar zu machen. Mit Rücksicht auf die bei allen Pumpen beschränkte Saughöhe war es nötig, die Kreiselpumpe für den Tiefbrunnenbetrieb so auszubilden, daß sie in den Brunnen versenkt werden und größere Förderhöhen durch Drücken überwinden konnte. Derartige Pumpen waren in der Pumpenindustrie bereits entwickelt worden; sie wurden durch einen über Tage auf das Brunnenrohr aufgesetzten Motor mit lotrechter Welle angetrieben.

Mit einer solchen Pumpenbauart, der Bekapumpe der Firma Bekawerke G. m. b. H., Taucha, Bez. Leipzig, wurden zahlreiche Versuche auf dem Versuchsstand vorgenommen. Das Ergebnis dieser durch mehrere Jahre fortgeführten Versuche kann dahin zusammengefaßt werden, daß diese Tiefbrunnenpumpe trotz der Vorzüge, die sie hinsichtlich guter Überwachung des Motors und eines guten Wirkungsgrades hat, für Bauzwecke in größerem Umfange weniger geeignet ist als für Wasserversorgungszwecke, da im Baubetrieb die erforderliche genaue Lagerung der langen durchgehenden Welle zwischen Motor und Pumpe in dem engen, mitunter auch gekrümmten Brunnenrohr schwer durchzuführen und die Betriebssicherheit zu sehr von Zufälligkeiten bei der Montage abhängig ist.

Die mit der langen Welle verbundenen Nachteile wurden vermieden, als es gelang, Motor und Pumpe unmittelbar zu einem geschlossenen Maschinensatz zusammenzubauen, der als Ganzes an der Druckleitung hängend in den Brunnen abgesenkt wird. Eine derartige Tiefbrunnenpumpe wurde von der Siemens-Bauunion gemeinsam mit dem Elmo-Werk der Siemens-Schuckertwerke entwickelt. Der Motor ist über der Pumpe angeordnet, die als Zentrifugalpumpe ausgeführt ist und eine Saughöhe von 3 bis 4 m überwinden kann. Auf Grund einer größeren Zahl von Versuchen wurde eine Reihe von Verbesserungen vorgenommen, von denen die Anordnung einer Taucherglocke die wichtigste ist. Die verbesserte Bauart hat ihre Betriebssicherheit und Eignung für den Baustellenbetrieb sowohl auf dem Versuchsstand als auch auf der Baustelle erwiesen.

Nebenher gingen Versuche mit der Redapumpe, einer russischen Konstruktion, die gleichfalls mit dem Motor durch eine senkrechte Welle verbunden ist, wobei jedoch die Pumpe über dem Motor angeordnet ist. Bei diesen Versuchen versagte anfänglich die Abdichtung des ganz in Öl laufenden Motors. Schließlich wurde die Abdichtung dadurch sichergestellt, daß die Ölfüllung des Motors unter dauerndem Überdruck gegenüber dem Wasserdruck an der Motorstopfbüchse zwischen Motor und Pumpe gehalten wird. Die hierzu nötige Druck-

vorrichtung wird über Tage aufgestellt und durch eine besondere Gummischlauchleitung mit dem Motor verbunden. Der Wirkungsgrad eines solchen, in einer Flüssigkeit (Öl oder Wasser) laufenden Motors ist schlechter als der des gleichen in Luft arbeitenden Motors. Der von Sichardt[35] erwähnte Dauerversuch von 8 Wochen mit einer Tiefbrunnenpumpe anläßlich der Probegrundwasserabsenkung in Niederfinow (für die Gründung des Schiffshebewerkes) wurde mit einer solchen Redapumpe durchgeführt.

Zu erwähnen sind ferner Versuche mit der Hydrokreiselpumpe der Brodnitz & Seydel A.-G. Bei dieser Konstruktion wird die in den Brunnen abzusenkende Förderpumpe, die als Sekundärpumpe bezeichnet wird, von einer Wasserturbine angetrieben. Das erforderliche Druckwasser wird durch einen über Tage aufgestellten Pumpensatz, die Primäranlage, erzeugt und der Wasserturbine durch eine besondere Rohrleitung zugeführt. Die Hydrokreiselpumpe ist sehr betriebssicher, eignet sich aber wegen ihres ungünstigen Wirkungsgrades und wegen der umständlichen, kostspieligen Betriebsanordnung nicht für den Baustellenbetrieb. Als neue Konstruktionen auf dem Gebiete der Tiefbrunnenpumpen sind zu nennen: die U-Pumpen der Garvenswerke zu Hannover und die Tauchpumpensätze der Siemens-Schuckertwerke A.-G. (vgl. Abschn. VIII C 3).

b) Versuche mit Tiefbrunnenpumpen bei der Grundwasserabsenkung für den Staatsoperumbau Berlin 1926/27.

Eine geeignete Gelegenheit, die mit Tiefbrunnen und Tiefbrunnenpumpen auf dem Versuchsstand gewonnenen Erfahrungen in der Praxis anzuwenden, bot sich gelegentlich der Durchführung der bereits erwähnten Grundwasserabsenkung bei dem Umbau der Staatsoper zu Berlin. Die Anordnung der oben näher beschriebenen Schlitze zur Unterbringung der Staffelsenkungsanlage machte nämlich auf der nach dem Zuschauerraum gelegenen Seite der Baugrube Schwierigkeiten. Zur Ergänzung der Staffelsenkungsanlage wurden daher auf dieser Seite sechs Stück Tiefbrunnen (Tb I, III, VII, VIII, IV u. VI, vgl. auch Abb. 102) vom Orchesterraum aus gebohrt, die mit Tiefbrunnenpumpen betrieben wurden. Abb. 109 erläutert die Wirkung dieser Tiefbrunnenanlage. Die Staffelsenkungsanlage allein senkt den Grundwasserspiegel unter dem Orchesterraum und an den benachbarten Bühnenhauspfeilern gemäß der eingetragenen Absenkungskurve *A—A* ab. Durch die Wirkung der Tiefbrunnen wurde die Absenkung der Baugrube nach dem Zuschauerraum zu bis zur Absenkungskurve *B—B* erweitert. Der beabsichtigte Zweck, nämlich die Vermeidung der hier besonders kostspieligen Unterfahrung des bestehenbleibenden Gebäudeteiles

(Orchesterraum, Zuschauerraum) durch Schlitze zur Aufnahme von Staffeln, wurde voll erreicht.

Die Tiefbrunnen wurden nacheinander entsprechend dem Baufortschritt in Betrieb genommen. Zwei von ihnen, die Brunnen Tb I und VI, wurden nachträglich an die Staffelanlage angeschlossen.

Zum Betrieb der Tiefbrunnen dienten zwei Elmo-Tiefbrunnenpumpen, eine Bekapumpe und eine Tauchmotorpumpe der SSW. Mit Rücksicht auf die baulichen Maßnahmen waren mehrfache Umbauten der Pumpen nötig, die nur geringe Zeit beanspruchten. Bis Anfang April 1927 wurde mit der Elmo-Tiefbrunnenpumpe eine ununter-

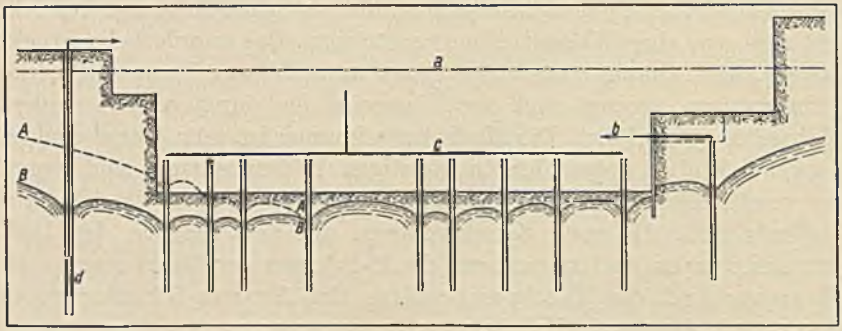


Abb. 109. Die Grundwasserabsenkung bei der Erweiterung der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden. Längsschnitt durch die Baugrube mit Darstellung der Wirkung der Tiefbrunnen. *a* ungesenkter Grundwasserspiegel, *b* Zwischentafel, *c* 3. Staffel, *d* Tiefbrunnen mit Tiefbrunnenpumpen (nach W. Sichardt: Siemens-Zeitschrift 1927).

brochene Betriebszeit bis zu 7 Monaten erreicht. Die Tauchmotorpumpe war nahezu 2 Monate in ununterbrochenem Betrieb. Sie wurde, da ohnehin mit dem Fortschreiten der Bauarbeiten nicht mehr alle Tiefbrunnen benötigt wurden, ausgebaut.

Die Verwendung der Elmo-Tiefbrunnenpumpe und der Tauchmotorpumpe der SSW bei der Grundwasserabsenkung auf der Baustelle Staatsoperumbau stellt die erstmalige praktische Anwendung elektrisch betriebener Tiefbrunnenpumpen dar, bei denen Motor und Pumpe als geschlossenes, an der Druckleitung hängendes Aggregat in das Brunneninnere bis zum Wasserspiegel bzw. unter diesen versenkt werden. Diese Anwendung hat gezeigt:

1. daß derartige Tiefbrunnenpumpen leicht zu überwachen sind,
2. daß die hinsichtlich der größeren Betriebssicherheit auf den Einzelantrieb jedes Brunnens gesetzten Hoffnungen berechtigt sind,
3. daß solche Pumpen auch bei sehr beschränkten Raumverhältnissen eingebaut werden können,
4. daß durch die Tiefbrunnenanlage bei beschränkten Raumverhältnissen kostspielige und schwer auszuführende Hilfsbaugruben für die Wasserhaltung vermieden werden können.

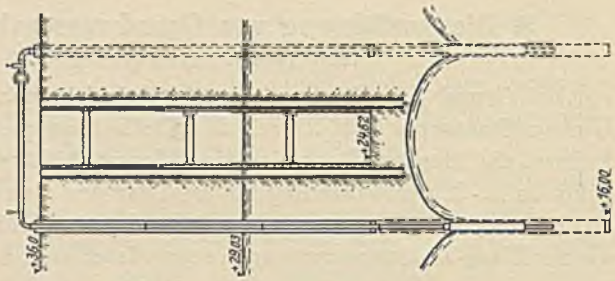
3. Die Ausführung von Grundwasserabsenkungen mit Tiefbrunnenpumpen.

Auf Grund des Erfolges, der bei dem Versuch auf der Baustelle Umbau Staatsoper 1926/27 mit den Tiefbrunnenpumpen erzielt wurde, konnte die Siemens-Bauunion im Herbst 1927 der Berliner Nordsüdbahn A.-G. den Vorschlag machen, für den Bau einer Parallelmauer an dem neuen Umformerwerk Alexanderplatz ausschließlich Tiefbrunnen, die mit Elmo-Tiefbrunnenpumpen ausgerüstet werden sollten, für die not-

Zahlentafel 26. Zusammenstellung von Bauausführungen unter Anwendung der Tiefbrunnensenkung.

Baustelle	Zahl d. Tiefbrunnen	Art der Bauausführung	Bauherr
Bau der Parallelmauern an dem neuen Umformerwerk Alexanderplatz der Berl. Nordsüdbahn A.-G. u. Los XXI d. Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln	12	Herstellung d. Mauern in senkrecht eingefaßten Schlitzen, Unterfangungen	Berliner Nordsüdbahn A.-G.
Ausbesserung und Verlängerung des Docks VI in Kiel	44	Herstellung einer neuen Betonschale an d. bestehenden Bauwerk, Verlängerung in offener, senkrecht eingefaßter Baugrube	Deutsche Werke Kiel A.-G.
Los VI d. Schnellbahn Alexanderplatz—Friedrichsfelde (Berlin)	14	Unterfahrung d. Bhf. Lichtenberg	Berliner Nordsüdbahn A.-G.
Los XX d. Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln	20	Einbau von zwei Parallelmauern u. d. eigentlichen Tunnels unter einem bestehenden Häuserblock	Berliner Nordsüdbahn A.-G.
Los XIX d. Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln	44	Unterfangung ganzer Straßenfronten, Tunnelbau in engen Straßen, Unterfahrung d. Spree	Berliner Nordsüdbahn A.-G.
Kanaltunnel Köln—Mülheim	15	Tunnelmäßiger Vorbau des Kanals	Kanalbauabt. Stadt Köln
Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Los Südring	16	Untergrundbahnbau in sehr großer Tiefe (tiefe Absenkg. notw.)	Berliner Nordsüdbahn A.-G.
Geschäftshaus Salamander Ecke Königstr.—Hoher Steinweg, Berlin	4	Tiefkellerbau	Salamander A.-G.
Trockenlegung eines Kabeltunnels in Antwerpen	2 Pumpensätze	Überwindung sehr großer Förderhöhen	Stadt Antwerpen

wendige Grundwasserabsenkung anzuwenden. Die Nordsüdbahn A.-G. ging bereitwillig auf diesen Vorschlag ein, und sie hat mit dem Entschluß, die Tiefbrunnensenkung mit Tauchpumpensätzen bei dem genannten Bau erstmalig zur Ausführung zu bringen, die weitere Entwicklung dieses Absenkungsverfahrens entscheidend gefördert. Das Verfahren bewährte sich bei der Ausführung in jeder Weise. Besonders hervorzuheben ist die zentrale Schaltung sämtlicher Tiefbrunnenpumpen von einer gemeinsamen Schaltstelle aus, die hier erstmals durchgeführt worden ist.



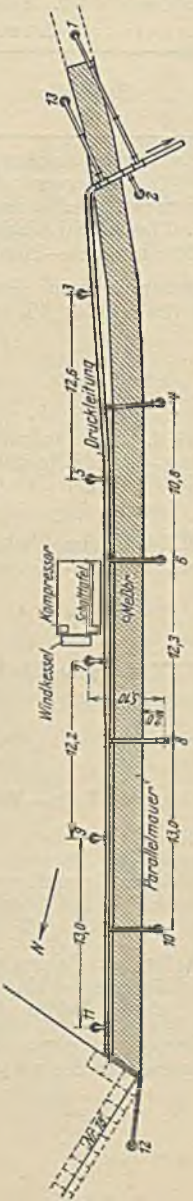


Abb. 110. Die erste Tiefbrunnensenkungsanlage mit alleiniger Verwendung von SSW-Tiefbrunnenpumpen beim Bau der Parallelmauer am Umformerwerk Alexanderplatz zu Berlin (nach W. Sichardt: Bautechnik 1929).

Weitere Ausführungen der Tiefbrunnensenkung mit Tauchpumpen schlossen sich nunmehr in schneller Folge in Berlin, Kiel und Köln dieser ersten Anwendung an. Besonders ausgedehnte Verwendung fand die Tiefbrunnenpumpe bei dem Bau der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, wo in dem Abschnitt von der Ecke Münz- und Kaiser-Wilhelm-Straße bis zur Brückenstraße zeitweilig rund 100 Stück Tiefbrunnen mit Tiefbrunnenpumpen in Betrieb waren. Die Vielseitigkeit des Anwendungsgebietes der Tiefbrunnensenkung geht aus Zahlentafel 26 (S. 211) hervor.

Zur Veranschaulichung der Eigenart der Tiefbrunnensenkung mögen noch die nachfolgenden Beispiele dienen.

a) Die Grundwasserabsenkung mit Tiefbrunnen für den Bau der Parallelmauer an dem neuen Umformerwerk Alexanderplatz in Berlin.

Die Anordnung dieser schon erwähnten Ausführung mit Tauchpumpensätzen geht aus Abb. 110 hervor. Bei Anwendung der Staffelsenkung hätte die Baugrube für das langgestreckte, schmale Bauwerk verbreitert werden müssen, da-

mit die Brunnen und Rohrleitungen den Platz in der Baugrube nicht allzusehr beengten. Für die Pumpstationen wären besondere Nischen notwendig gewesen. Die 12 Tiefbrunnen von 350 mm Durchmesser konnten außerhalb der Baugrube angeordnet werden und ließen den Raum in dieser selbst völlig frei von Rohren (Abb. 111). An Brunnenzahl und Bohrlänge wurde gegenüber der Staffelsenkung mit 150 mm Brunnendurchmesser erheblich gespart. Die Gesamtförderung betrug 200 l/sek. Der Untergrund entsprach den im Stadtinnern von Berlin vorherrschenden Verhältnissen ($k = 0{,}0015$ bis $0{,}003$).

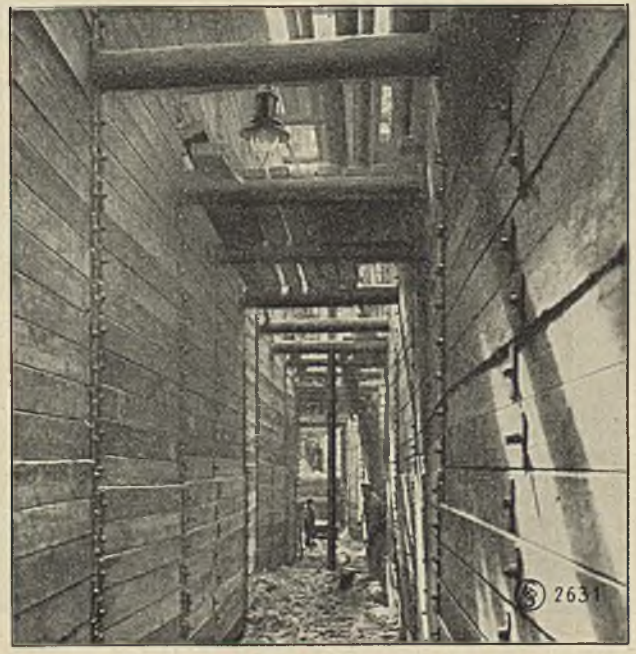


Abb. 111. Parallelmauer am Umformerwerk Alexanderplatz zu Berlin. Blick in die trockene und von Wasserhaltungsanlagen freie Baugrube (nach W. Sichardt: Bautechnik 1929).

Bemerkenswert ist noch die erstmalige Anwendung einer zentralen Schaltstelle für die Tiefbrunnenpumpen. Die sonst übliche Pumpstation entfällt, da ja die Pumpen in die Brunnen eingebaut sind. Die Schalteinrichtung jeder Pumpe getrennt an jedem Brunnen anzubringen, wäre möglich, aber unwirtschaftlich und nicht genügend betriebssicher. In der zentralen Schaltstelle (Abb. 112) werden die Schalteinrichtungen auf einer gemeinsamen, leicht zu übersehenden Schalttafel im geschlossenen Raum angebracht. Zur Schalttafel gehen von außen die Kabel des Betriebs- und Reservestromes, von ihr zu den einzelnen Brunnen führen die Zuleitungskabel der Pumpensätze und die sonstigen

Kontroll- und Luftleitungen. Mögen die einzelnen Brunnen auch noch so schwer zugänglich sein, wie z. B. bei der Tiefbrunnenanlage für das Los XX der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, der Maschinist kann in der Schaltstelle den Betrieb jederzeit bequem und zuverlässig überwachen. Die Anzahl der Schaltstellen auf einer Baustelle richtet sich nach den örtlichen Verhältnissen. Im allgemeinen werden etwa 12 bis 15 Stück Tiefbrunnen an eine Schaltstelle angeschlossen. Diese Zahl entspricht 30 bis 40 Stück normaler Staffelbrunnen, von denen

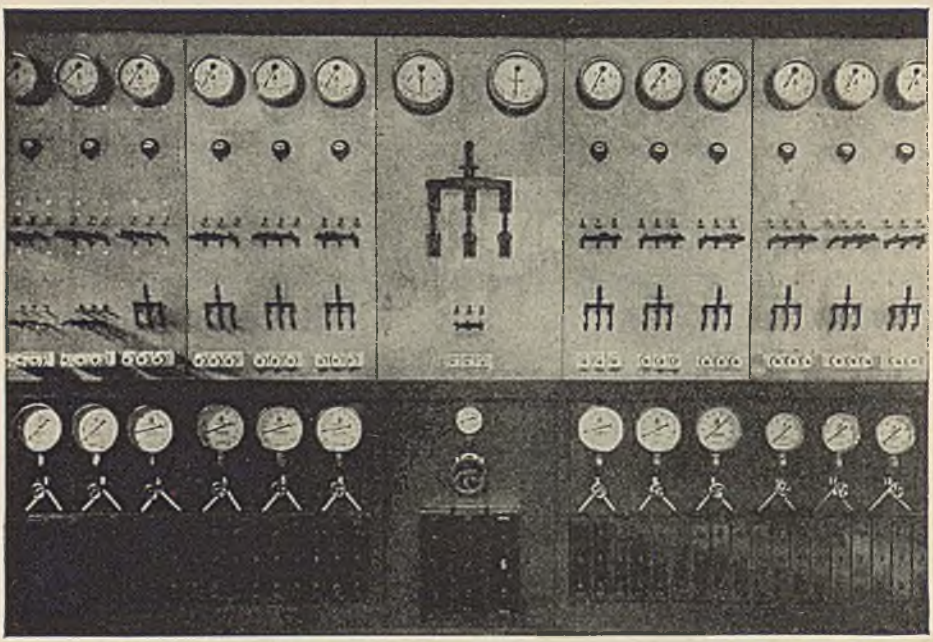


Abb. 112. Parallelmauer am Umformerwerk Alexanderplatz zu Berlin. Schaltstelle für die Tiefbrunnensenkung (nach W. Sichardt: Bautechnik 1929).

selten mehr als 20 Stück an eine gemeinsame Pumpstation angeschlossen sind.

Die Anlage wurde mit einigen Ergänzungen durch weitere Brunnen auch für die Ausführung der Bauarbeiten für das Los XXI der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln herangezogen und war vom 5. Dezember 1927 bis 20. November 1928 in Betrieb. Im allgemeinen werden die Tiefbrunnenpumpen nach rund 4000 Betriebsstunden überholt. Im vorliegenden Falle war der Betriebszustand ein so guter, daß die Pumpen während des ganzen rund 11½ Monate dauernden Zeitabschnittes in Betrieb belassen werden konnten.

b) Die Grundwasserabsenkung mit Tiefbrunnen bei Ausführung des Loses XX der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln.

Diese Anlage umfaßte 20 Tiefbrunnen, die mit SSW-Tauchpumpensätzen, Type Tu, ausgerüstet und an zwei Schaltstellen angeschlossen waren. Der wichtigste Bauabschnitt des Loses XX bestand in der Unterfahrung des Häuserblockes Schickler-, Dircksen-, Voltaire- und Alexanderstraße. In Abb. 113 ist ein Querschnitt der Baugrube dargestellt, der die grundsätzliche Anordnung der Brunnen auf beiden Seiten des Tunnels zeigt. Es handelt sich hier im Bereich der Schaltstelle I, zu der 14 Tiefbrunnen gehörten, um eine Tiefsenkung auf einem völlig bebauten Grundstück. Unter den bestehenden Häuserfundamenten waren zwei Parallelmauern herzustellen, die eine massive Decke tragen, auf welche die Hausfundamente abgesetzt wurden. Unter der Decke wurde sodann der eigentliche Tunnel als besonderes Bauwerk hergestellt. Der ursprüngliche mittlere Grundwasserspiegel auf Ordinate + 31,50 war durch benachbarte Absenkungsanlagen schon auf + 28,5 abgesenkt. Die 20 Tiefbrunnen (Abb. 114) der Schaltstellen I und II senkten den Spiegel bei einer mittleren Wasserförderung von 200 l/sek an den Brunnen (Außenmantel) auf Ordinate + 20,00 ab. Der Untergrund bestand aus durchlässigen Sanden und Kiesen, in denen sich an einzelnen Stellen auch tonige Beimengungen und verschiedentlich auch Findlinge fanden. Die Anlage war in Betrieb vom 7. Mai 1928 bis 26. September 1929.

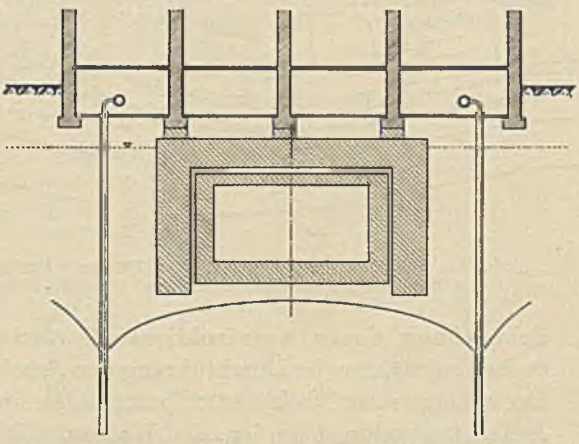


Abb. 113. Grundsätzliche Anordnung der Tiefbrunnen bei der Unterfahrung eines Häuserblocks (Los XX Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln).

c) Die Grundwasserabsenkung mit Tiefbrunnen bei der Ausbesserung und Verlängerung des Trockendocks Nr. VI in Kiel.

Die umfangreichen Arbeiten für die Ausbesserung und Verlängerung des genannten Docks und die hierbei angewandte Grundwasserabsenkung sind ausführlich von Kiehne[73] und Sichardt[30] beschrieben worden.

Es handelte sich bei den Ausbesserungsarbeiten darum, das Dock auf den Innenflächen der Seitenmauern und der Sohle mit einer neuen, rund 1 m starken Eisenbetonschale zu versehen, unter Beibehaltung der bisherigen lichten Maße. Umfangreiche Teile der Seitenmauern und der Sohle mußten also vorher entfernt werden, womit eine beträchtliche

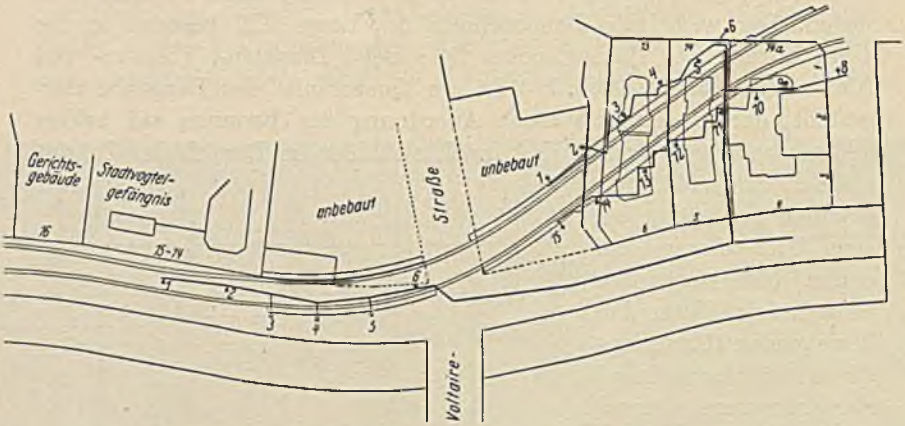


Abb. 114. Grundwasserabsenkung für Los XX der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln. Übersichtsplan der Tiefbrunnenanlage (nach W. Sichardt: Bautechnik 1929).

Schwächung dieser Konstruktionsteile verbunden war. Es genügte deshalb nicht, für die Durchführung der Arbeiten mit den vorhandenen Dockpumpen das Dock leer zu pumpen, sondern es mußte auch darauf Bedacht genommen werden, den Wasserdruck hinter den Seitenmauern und den Sohlenauftrieb wesentlich herabzumindern. Vor allem war

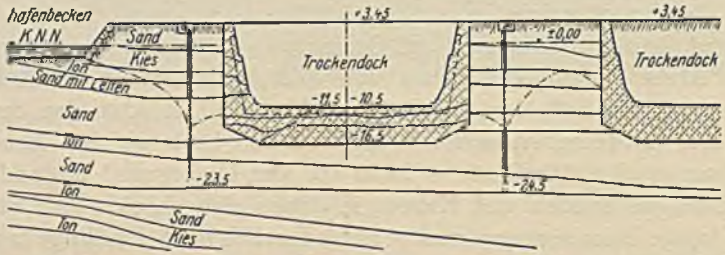


Abb. 115. Ausbesserung des Docks VI in Kiel. Die zur Ausführung gekommene Anordnung der Tiefbrunnenanlage im Querschnitt (nach W. Sichardt: Bautechnik 1929).

aber eine Grundwasserabsenkung auch erforderlich zur Beseitigung oder doch wenigstens zur weitgehenden Bekämpfung und Einschränkung der bei dem Lenzen des Docks durch die Risse der Seitenmauern und der Sohle auftretenden starken Quellen, die in der Sohle in gefährlichem Umfang Sand mit sich führten. Wenn auch die Vorzüge einer Tiefbrunnenanlage bei den Kieler Verhältnissen besonders augenfällig waren (vgl.

hierzu Bautechnik 1929, S. 401/402), so verdient doch der Entschluß der Bauabteilung der Deutschen Werke, Kiel, die Tiefbrunnensenkung mit Tauchpumpensätzen in so beträchtlichem Umfange (44 Tief-

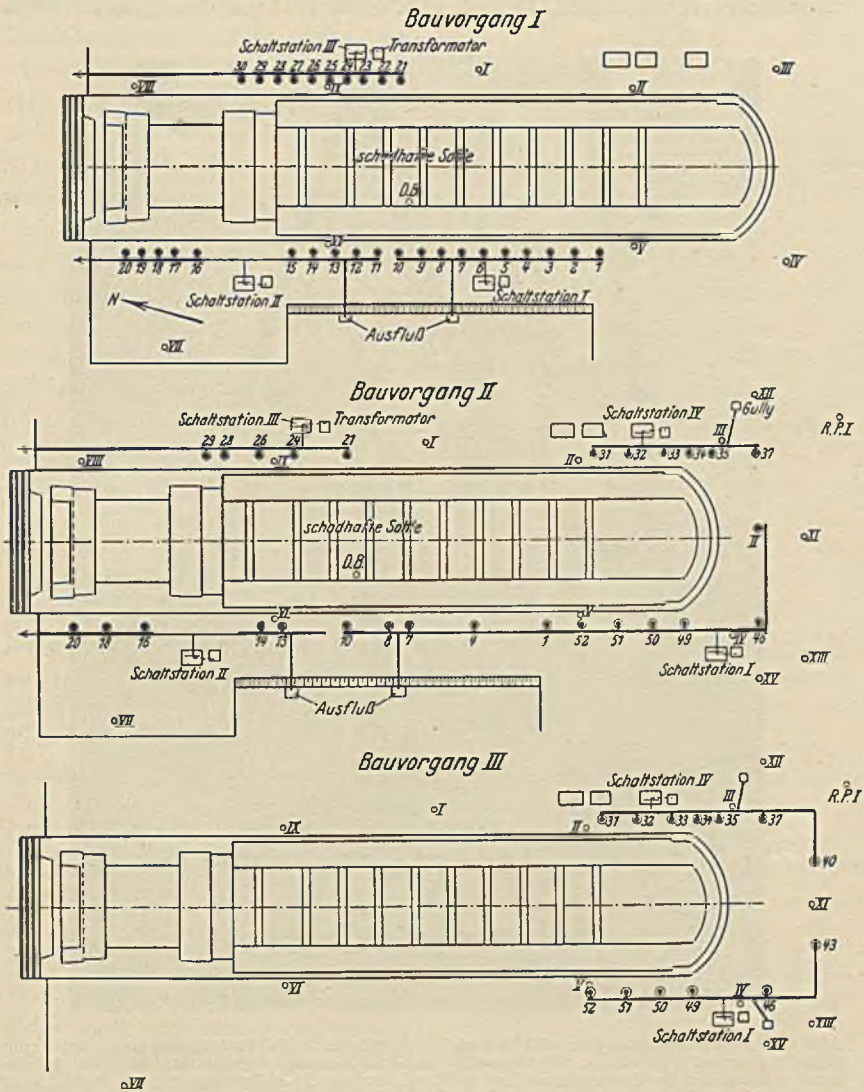


Abb. 116. Ausbesserung des Docks VI in Kiel. Grundriß der Tiefbrunnenanlage während der drei Bauabschnitte (nach W. Sichardt: Bautechnik 1929).

brunnen mit 30 Tiefbrunnenpumpen) zur Anwendung zu bringen, besonders hervorgehoben zu werden, da zu der betreffenden Zeit (Oktober 1927) die Erstanwendung des neuen Absenkungsverfahrens durch die

Berliner Nordsüdbahn A.-G. eben erst begonnen hatte und abschließende Erfahrungen noch nicht vorlagen.

Die grundsätzliche Anordnung der Grundwasserabsenkungsanlage zeigen die Abbildungen 115 und 116. Entsprechend dem Ausführungs-

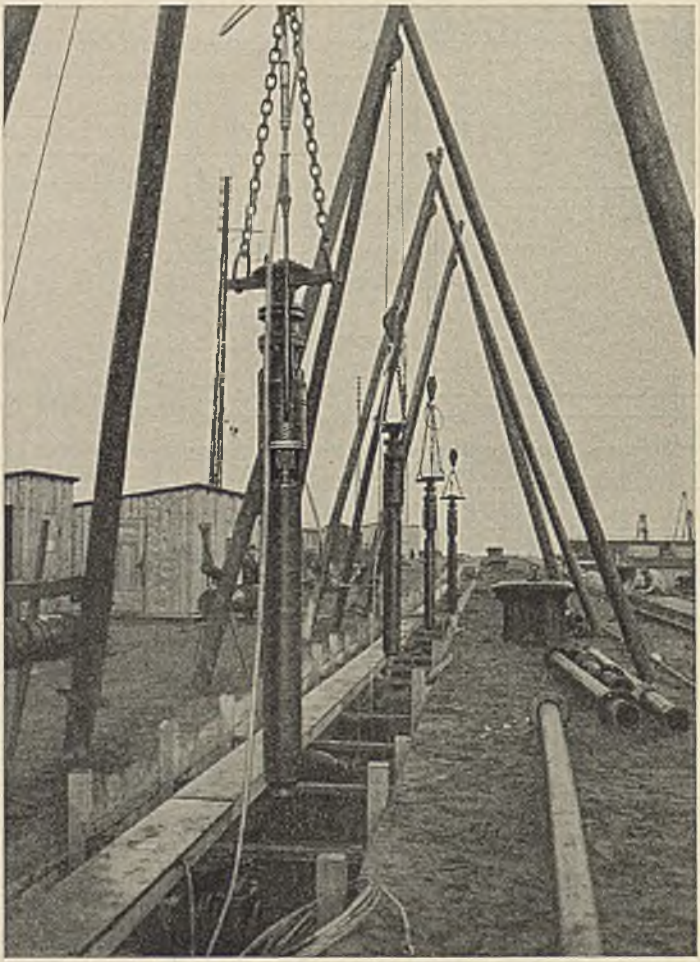


Abb. 117. Ausbesserung des Docks VI in Kiel. Eine Serie von SSW-Tauchpumpensätzen fertig zum Einbau über der zugehörigen Brunnenreihe. In dem Holzkasten neben den Brunnen sind die Anschlußkabel für die Tauchpumpensätze geführt, darunter die Abflußleitung (nach W. Sichardt: Bautechnik 1929).

programm der Dockverstärkung, wonach die Bauarbeiten auf der Hafenseite beginnen und nach der Landseite zu fortschreiten sollten, ging auch der Einbau (Abb. 117) der 44 Stück Tiefbrunnen und der Absenkungsbetrieb in drei Abschnitten von der Hafenseite zur Landseite hin

vor sich. Insgesamt waren bis 30 Stück Tauchpumpensätze gleichzeitig in Betrieb. Die Schaltung und Betriebsüberwachung erfolgte in 4 Schaltstellen, von denen bis zu drei gleichzeitig in Betrieb waren. Bei Betriebsbeginn (Anfang März 1928) waren die Schaltstellen I, II und III in Betrieb mit den Brunnen Nr. 1 bis 30, sodann kam die Schaltstelle IV hinzu und die Schaltstelle I wurde umgebaut, während II und III außer Betrieb genommen wurden. Während der Arbeiten für die Dockverlängerung waren die Schaltstellen I und IV mit 14 Brunnen in Betrieb. Der endgültige Ausbau der Anlage erfolgte im August 1929.

Die geologischen und hydrologischen Verhältnisse waren in Kiel eigenartig und wichen von dem Normalfall eines gleichmäßigen, grundwasserführenden Untergrundes stark ab. Von Geländehöhe bis zur Höhe der Docksohle stand ein Gemisch aus Sand und Kies (Hinterfüllung) an. Darunter folgte Ton- und Geschiebemergel mit Sandeinlagerungen. Die Erreichung einer Absenkung bis nahe zur Docksohle erschien daher möglich, sofern die Hafensohle eine gewisse Selbstdichtung durch Sinkstoffe aufwies. Hierüber war bei Beginn der Absenkung nichts bekannt. Der Verlauf der Absenkung hat gezeigt, daß eine solche Selbstdichtung in ziemlich starkem Maße bestehen muß, da der Wasserandrang sich in mäßigen Grenzen hielt und von rund 150 l/sek bei Betriebsbeginn später auf rund 60 l/sek zurückging.

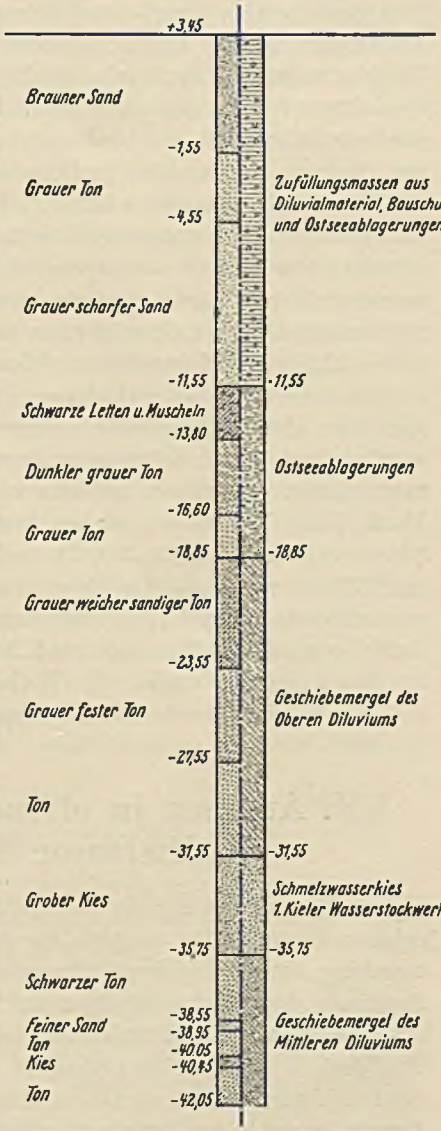


Abb. 118. Geologischer Aufbau des Untergrundes in der Nähe des Dockes VI (Brunnen Nr. 32) (nach W. Sichardt: Bautechnik 1929).

Als Folge der Absenkung des Grundwasserspiegels über der undurchlässigen Tonschicht wurde mit einem Nachlassen der Quellen in

der Docksohle gerechnet, da zunächst erwartet wurde, daß diese Quellen durch Sandadern und dünne Sandschichten lediglich aus dem über dem Ton anstehenden Sand- und Kiesgemisch gespeist würden. Bei der Durchführung der Absenkung zeigte sich indessen, daß die erreichte Verminderung des Auftriebes nicht der an der Außenseite des Dockes erreichten Absenkung entsprach. Diese Erscheinung legte die Vermutung nahe, daß die beobachteten Quellen in der Docksohle auch aus tieferen, vermutlich artesischen Grundwasserstockwerken unter der Tonschicht gespeist würden. Hierfür sprach auch die Feststellung, daß das aus den Brunnen geförderte, aus dem oberen Stockwerk stammende Grundwasser ausgesprochen „salzig" war, während das Quellwasser „süßen" Charakter zeigte. Das in Abb. 118 dargestellte Bohrergebnis des Brunnens Nr. 32 zeigt unter der undurchlässigen Schicht (— 11,55 bis — 31,55) den Schmelzwasserkies des sogenannten 1. Kieler Wasserstockwerkes, das nach Professor Dr. W. Wetzel, Kiel, zwar im allgemeinen durch Oberflächenwasser aus größerer Entfernung gespeist wird, jedoch durch künstliche Anritzung und vielleicht auch infolge tektonischer Störungen mit den oberen Schichten gerade unter dem Dock VI in Verbindung stehen kann. Nachdem ein Teil der Brunnen (Steuerbordseite Nr. 49, 50, 51 und 52; Backbordseite Nr. 32, 33, 34 und 35) bis zum I. Kieler Grundwasserstockwerk vertieft worden war, zeigte sich durch weiteres Nachlassen oder völliges Versiegen der Quellen, daß eine solche Verbindung zum I. Kieler Stockwerk tatsächlich besteht.

Ein weiteres Beispiel der Tiefbrunnensenkung mit Tauchpumpensätzen wird im Abschnitt VII besprochen werden.

VII. Anlagen in offenen Gewässern und in unmittelbarer Nähe derselben.

Die Unterlagen für die Berechnung von Anlagen in der Nähe von offenen Wasserläufen wurden im Abschnitt IV A mitgeteilt. Die Anwendung dieser Sondergleichungen kommt nur bei völliger Durchlässigkeit der Flußwandungen in Betracht. Die Ausführung solcher Anlagen unterscheidet sich von Anlagen gewöhnlicher Art, bei denen Einflüsse von Wasserläufen nicht in Betracht kommen, nur in der engeren Brunnenstellung auf den nach den Wasserläufen zu gelegenen Baugrubenseiten und in einem reichlicheren Ausbau der Rohrleitungen und der Maschinenanlage entsprechend der größeren zu fördernden Wassermenge. Dies gilt besonders für gröberen Untergrund. Durch das nicht seltene Vorkommen sehr feinen Sandes in der Nähe von Flußläufen werden dagegen die Abmessungen der Anlage im günstigen Sinne beeinflußt.

Zur Verringerung des Wasserdurchtritts durch den die Baugrube vom offenen Wasser trennenden Damm kann in manchen Fällen eine künstliche Abdichtung (z. B. durch Aufbringen einer Tonschicht) ausgeführt werden. Ist die Flußsohle verschlickt, so daß zwar Wasser in den Flußlauf eintreten kann, aber wegen Zusetzens der Poren das Austreten von Flußwasser in den Untergrund nicht möglich ist, so kann der Fluß für die Berechnungen und daher auch hinsichtlich der Ausgestaltung der Anlage als nicht vorhanden betrachtet werden.

Fehlt die Verschlickung der Flußsohle vollständig und hat der verbleibende Trennungsdamm zwischen Wasserlauf und Baugrube nur geringe Stärke, so wird als Schutz der Baugrube eine Spundwand notwendig, die um so tiefer reichen muß, je durchlässiger der Untergrund und je tiefer unter dem natürlichen Grundwasserspiegel die Baugrube ausgehoben wird. Mitunter wurde eine solche Trennungsspundwand allein, unter Fortfall des Trennungsdammes, angewandt, so bei der Grundwasserabsenkung für die Erweiterung der Wasserkraftanlage Alt-Öls*. Der Untergrund bestand hier aus mittlerem Flußkies. Obwohl die nur 200 m² große Baugrube auf einer Schmalseite nur durch eine etwa 3 m unter Flußsohle reichende Larssenspundwand gegen den Bober abgeschlossen war, gelang es, den Grundwasserspiegel gegenüber dem Flußspiegel um 7,05 m abzusenken. Allerdings war die notwendige Brunnenzahl im Vergleich zur Baugrubenfläche beträchtlich. Von den beiden eingebauten Staffeln erhielt die obere 17 Stück 10 m lange Brunnen von 150 mm Filterdurchmesser, die untere Staffel 25 Stück 12 m lang.

Als Beispiele von Absenkungen neben offenen Gewässern können u. a. folgende genannt werden:

Zusammenstellung 27. Grundwasserabsenkungen neben offenen Gewässern.

Bauwerk	Abschluß gegen das Außenwasser
Schleuse und Kraftwerk Tass in Ungarn .	Abschlußdamm ohne Spundwände
Bau von 3 Trockendocks am Kattendijk in Antwerpen	Fangedamm mit Spundwand
Schleuse Wemeldinge	Trennungsdamm ohne Spundwand
Trockendock Amsterdam	Trennungsdamm mit Spundwand
Ausbesserung des Docks VI in Kiel	Trennungsdamm ohne Spundwand
Schleuse Großwusterwitz	Fangedamm mit Spundwänden

Die Verschlickung der Flußsohle begünstigt besonders Grundwasserabsenkungen für Bauwerke, die im offenen Wasser selbst zur Ausführung kommen, in sehr starkem Maße. Über den Einfluß der Verschlickung hat Enzweiler[17], ausgehend von den bei der Spree-

* Vgl. Sichardt[21].

untertunnelung am Inselspeicher in Berlin gemachten Erfahrungen, Betrachtungen angestellt. Er zeigt, daß schon bei einer Durchlässigkeit der Flußsohle von $k = 0{,}0001$ gegenüber einer Durchlässigkeit des Untergrundes von $k = 0{,}002$ und einer Absenkungstiefe von 10,20 m bei 3 m Wassertiefe der abgesenkte Spiegel die Flußsohle in nur 20 m vom Absenkungszentrum schneidet. Wird die Durchlässigkeit der Flußsohle größer, so kann sich der Grundwasserspiegel nicht mehr von der Flußsohle lösen. Enzweiler hält die Verschlickung daher für notwendig für das Gelingen und die Sicherheit der Absenkung, er tritt ferner für die Verwendung eiserner Spundwände zur Umschließung der Baugrube ein.

Bei genügender Tiefe der Spundwandumschließung ist zwar eine Trockenlegung der Baugrube, wie auch von J. Schultze[22] erwähnt wird, sogar dann möglich, wenn die Flußsohle die gleiche Durchlässigkeit aufweist wie der übrige Untergrund, wenn also keine Verschlickung vorliegt; die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens ist aber in solchen Fällen häufig in Frage gestellt, insbesondere bei sehr durchlässigem Boden und großer Absenkungstiefe, da unverhältnismäßig große Wassermengen gepumpt und dementsprechend die Anlagen übermäßig stark ausgebildet werden müßten. Ferner ist die Sicherheit gegenüber Wassereinbrüchen vom Fluß her insofern herabgesetzt, als außerhalb der Spundwandumschließung kein trockengelegtes Speicherbecken zur Verfügung steht, das bei etwaigem Versagen der Anlage sich zunächst auffüllt und so den unmittelbaren Eintritt des Wassers in die Baugrube verzögert.

Solche Ausführungen in durchlässigen Wasserläufen kommen daher nur in Sonderfällen für kleinere Bauwerke und für geringe Absenkungstiefen in Frage; im allgemeinen, besonders aber für tiefe Absenkungen und Bauwerke größeren Umfangs, wie z. B. Unterwassertunnel, ist das von Enzweiler für notwendig erachtete Vorliegen einer guten Verschlickung der Sohle des Wasserlaufes ausschlaggebend für die Anwendung und das Gelingen der Absenkung.

J. Schultze[22] hat den Einfluß der Schlickschicht auch theoretisch untersucht und Formeln für die Absenkung neben und inmitten von Wasserläufen entwickelt. Die Ableitungen konnten nur mit Hilfe einer Reihe vereinfachender Annahmen durchgeführt werden. Hierdurch wird der Wert der Ergebnisse weniger eingeschränkt, als durch die Schwierigkeit, den Durchlässigkeitswert der Sohle des Wasserlaufs wenigstens einigermaßen zutreffend abzuschätzen oder gar genauer zu bestimmen. Sofern eine Probeabsenkung vorgenommen wird, sollte indessen an Schultzes Formeln nicht vorbeigegangen werden.

Sehr wichtig ist, wie schon erwähnt wurde, die Länge der Spundwände, welche die Baugrube einfassen, für die Sicherung der Baugrube gegen einen Durchbruch des Wassers durch die Baugrubensohle.

J. Schultze hat die Möglichkeit des Eintritts des Wasserdurchbruches untersucht und gefunden, daß der Durchbruch eintreten kann, wenn gemäß Abb. 119 der Quotient $\frac{h_1}{h_2} \geqq 1 + \gamma'_B$, wo γ'_B das Raumgewicht schwimmenden Sandes ist, das mit etwa $\gamma'_B = 1{,}1$ bis 1,2 angenommen werden kann. In Abb. 119 stellt $I - I$ den abgesenkten Grundwasserspiegel während des Betriebes der Anlage dar. Kommt die Anlage aus irgendeinem Grunde außer Betrieb, so steigt der Spiegel außerhalb der Spundwandumschließung schneller als innerhalb. Die Spiegellage $II - II$, auf die sich die Maße h_1 und h_2 beziehen, gilt für den Zustand, bei welchem der Wasserspiegel in der Baugrube gerade deren Sohle erreicht.

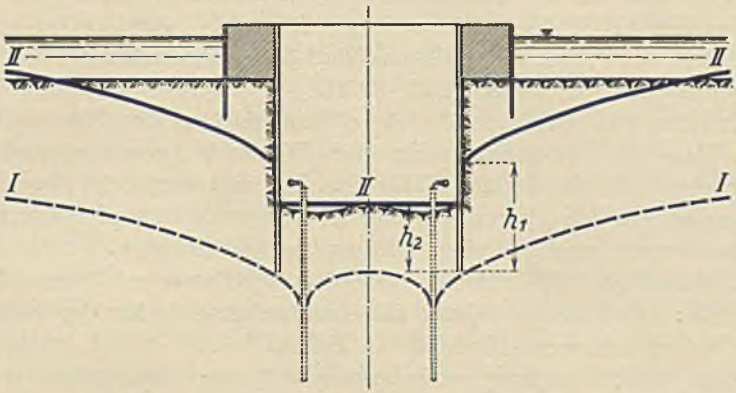


Abb. 119. Möglichkeit eines Sohlendurchbruchs des Grundwassers bei Stillstand der Haltung (nach J. Schultze).

Sobald also $\frac{h_1}{h_2} \geqq 2{,}1$ bis 2,2 wird, ist die Gefahr der Gleichgewichtsstörung vorhanden und das Aufwirbeln der Sohle beginnt. Hieraus folgt, daß bei völlig durchlässiger Flußsohle die Spundwände etwa die doppelte Länge des Maßes vom offenen Wasserspiegel bis zur Baugrubensohle haben müssen, da hierbei gefahrloses, langsames Ansteigen von $I - I$ in die Lage $II - II$ noch möglich ist. Es mag hier noch darauf hingewiesen werden, daß bei den Berliner Flußuntertunnelungen mit Grundwasserabsenkung, bei denen die Baugrubensohle überall rund 10 m unter dem Mittelwasser der Spree liegt, das Maß h_2, also die Tiefe der Spundwand unter Baugrubensohle, von 2 m bei dem Inselbrückentunnel auf rund 4 bis 5 m bei den neueren Ausführungen erhöht worden ist.

Die bemerkenswertesten Beispiele von Grundwasserabsenkungen in offenen Gewässern sind ohne Zweifel die Berliner Untergrundbahnunterführungen unter der Spree und dem Landwehrkanal. Über diese Bauausführungen, bei denen der Grundwasserabsenkung eine bedeutungs-

volle Aufgabe zufiel, ist im Schrifttum in den letzten Jahren wiederholt berichtet worden. Zu erwähnen sind, neben den schon mehrfach angeführten Arbeiten von M. Enzweiler und J. Schultze, folgende Aufsätze:

1. Mahir[74], G.: Die Entwicklung des Eisenbetons im Bau von Untergrundbahnen. Armierter Beton 1917, Heft 5 und 6.

Mahir beschreibt insbesondere die Ausführung des älteren Spreetunnels zwischen Waisen- und Jannowitzbrücke ausführlich.

2. Wagenführ[75], M.: Unterfahrung von Flußläufen für Verkehrswege. Verkehrstechn. 1922, Heft 9.

Hier wird die Landwehrkanalkreuzung durch die Berliner Nordsüdbahn mit ihren verschiedenen Bauzuständen eingehender behandelt.

3. Krause[76], Fr.: Die städtische Nord-Süd-Bahn in Berlin. Zentralbl. Bauverw. 1923, Nr. 27/28, 31/32, 33/34.

Krause gibt eine ausführlichere Beschreibung der Bauvorgänge beim Bau des Spreetunnels an der Weidendammbrücke und der Landwehrkanalkreuzung am Halleschen Tor und vergleicht diese Ausführungen mit den älteren Berliner Flußkreuzungen und einigen bemerkenswerten, ausländischen Unterwassertunnelbauten.

4. Monatliche Mitteilungen der Siemens-Bauunion[77] vom Oktober 1926: Die Untertunnelung des Landwehrkanals für die Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln zu Berlin.

Diese Untertunnelung war besonders bemerkenswert durch die Ausführung in einem einzigen Bauabschnitt, während dessen zwar die Schiffahrt rund 4 Monate lang gesperrt war, aber die nötige Vorflut durch Überhebern einer Wassermenge von 5 bis 8 m^3/sek aufrechterhalten wurde.

5. Schonnopp[78], K. E.: Les traversées sous-fluviales des lignes métropolitaines de Berlin. Génie civil, Paris, 31 mars 1928.

Der Aufsatz beschreibt den Spreetunnel an der Weidendammbrücke und die beiden Landwehrkanalkreuzungen am Halleschen Tor und an der Kottbuser Brücke.

Die in diesen Aufsätzen beschriebenen Untertunnelungen wurden, mit Ausnahme der Spreeunterfahrung an der Inselbrücke, bei der Tiefbrunnen mit Mammutpumpen zur Anwendung kamen, mit Hilfe der staffelförmigen Grundwasserabsenkung durchgeführt. Der Erfolg der ersten Grundwasserabsenkung mit elektrisch betriebenen Tauchpumpensätzen im Herbst 1927 gab Veranlassung, die neue Absenkungsmethode auch im Unterwassertunnelbau anzuwenden, und zwar erstmalig bei dem neuen Spreetunnel im Zuge der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln. Der Bau des im Winter 1928/29 begonnenen Tunnels*

* Vgl. G. Bautze[79].

wurde im Schutze von Fangedämmen in zwei Bauabschnitten durchgeführt (Abb. 120 u. 121). Da in den ersten Bauabschnitt auf der linken Spreeseite auch der Abbruch des linken Flußpfeilers der ehemaligen Jannowitzbrücke und der gabelförmige Anschluß des alten Spreetunnels mit einbezogen wurde, so entstand hier eine künstliche Halbinsel, die aus schottenartig angeordneten Spundwänden mit Sandfüllung bestand (Abb. 122). Durch diese Schotteneinteilung wurde die Sicherheit der einzelnen Baugruben für die verschiedenen Einzelbauwerke, wie Spreetunnelabschnitt, Brückenpfeiler, Wehrkammerbauwerk, Tunnelgabel, erhöht, ganz besonders auch durch die teilweise sehr große Breitenausdehnung der Fangedämme. Es wurde Wert darauf gelegt, daß jede Baugrube zweifach, d. h. durch wenigstens zwei Reihen Spundwände umschlossen war. Zur Verwendung kamen Larssenspundwände von 15 bis 18 m Länge, Profil I bis III. Auch der zweite, nördliche Bauabschnitt auf dem rechten Spreeufer zeigte die gleiche Schotteneinteilung (Abb. 123). Der Übergang vom ersten zum zweiten Bauabschnitt wurde mit Hilfe eines Reiterfangedammes im Anschluß an den Stirnfangedamm erreicht. Dieser Reiterfangedamm setzte sich am Kopfende des linksufrigen, südlichen Tunnelabschnittes auf den fertigen Tunnel auf. Der Stirnfangedamm nebst Reiterfangedamm blieb nach Fertigstellung der Arbeiten des ersten Bauabschnittes allein bestehen, während die übrigen Spundwände und Fangedammschüttungen des ersten Abschnittes, soweit sie nicht nach Abschneiden einzelner Teile endgültig im Boden verblieben, beseitigt wurden. Sodann konnten die Spundwände der Fangedämme des zweiten Abschnittes an den Stirnfangedamm angeschlossen werden.

Die rund 10 m tiefe Absenkung des Grundwasserspiegels erfolgte ausschließlich mit Hilfe von 350 mm weiten Tiefbrunnen, in die SSW-Tauchpumpensätze eingebaut wurden. Diese Tiefbrunnen konnten in den Fangedämmen außerhalb der eigentlichen, trocken zu haltenden Baugruben angeordnet werden (vgl. auch Abb. 124f.). Auf diese Weise wurden die Baugruben völlig frei von irgendwelchen Wasserhaltungseinrichtungen gehalten, ein wesentlicher Vorteil, auf den schon früher hingewiesen wurde. Die Ableitung des geförderten Wassers konnte für jeden Tiefbrunnen gesondert, unmittelbar durch die Druckleitung der Tiefbrunnenpumpe in die Spree erfolgen, so daß auch auf den Fangedämmen nur wenig Platz für die Wasserhaltung in Anspruch genommen wurde. Das wichtigste Ergebnis dieser erstmaligen Anwendung der Tiefbrunnensenkung mit elektrisch betriebenen Tauchpumpensätzen innerhalb von Fangedämmen war die sichere und schnelle Erreichung der so wichtigen Tiefabsenkung vor Kopf, die bei den früheren Ausführungen nach der Staffelmethode Schwierigkeiten gemacht hatte und auf deren Bedeutung für das gute Gelingen der Absenkung inner-

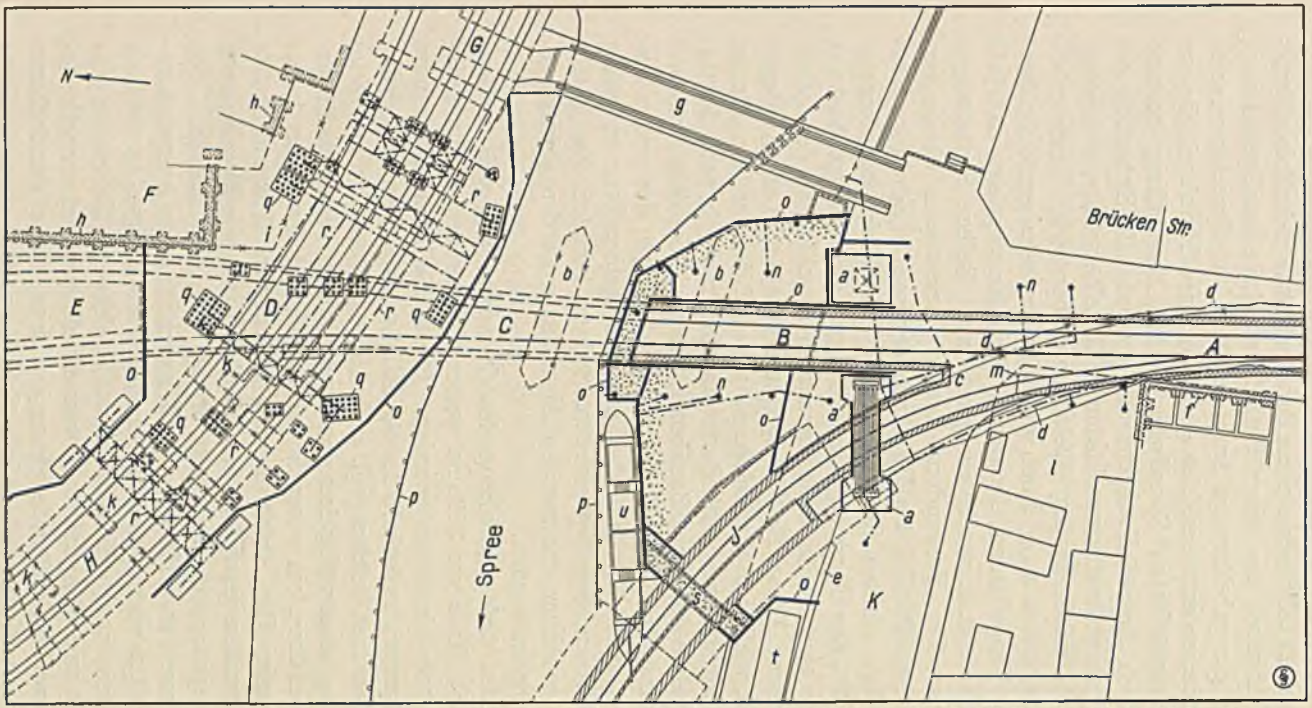


Abb. 120. Spreetunnel unter der neuen Jannowitzbrücke in Berlin. Lageplan mit Darstellung der Larßenspundwände und der Tiefbrunnen. Erster (südlicher) Bauabschnitt (nach G. Bautze: Siemens-Zeitschrift 1929).

A Südrampenteil mit Wehrkammerbauwerk, *B* Südlicher (Erster) Spreetunnelabschnitt, *C* Nördlicher (Zweiter) Spreetunnelabschnitt, *D* Stadtbahnteil, *E* Untergrundbahnhof Jannowitzbrücke.

a Brückenwiderlager der neuen Jannowitzbrücke, *b* Beseitigte Brückenpfeiler der alten Brücke, *c* Tunnelgabelung, *d* Tunnelabbruch am alten Tunnel, *e* Alte Ufermauer, *f* Frontwandtieferführung des Hauses Brückenstraße 9, *g* Notbrücke für Fußgänger, *h* Hausunterfangungen, *i* Hausabbruch, *k* Alte Stadtbahnpfeiler, *l* Lager- und Werkstättenplatz, *m* Schaltstation der Tiefbrunnenabsenkungsanlage, *n* Tiefbrunnen mit Abflußleitungen, *o* Eiserne Larßenspundwände, *p* Leitwerke, *q* Bohrpfahlfundamente für die provisorische Abfangung der Stadt- und Fernbahn, *r* Provisorische Abfangeträger, *s* Reiterfangedamm auf der Schutzdecke des alten Tunnels, *t* Bürohaus, *u* Wohnkahn für Arbeiterunterbringung.

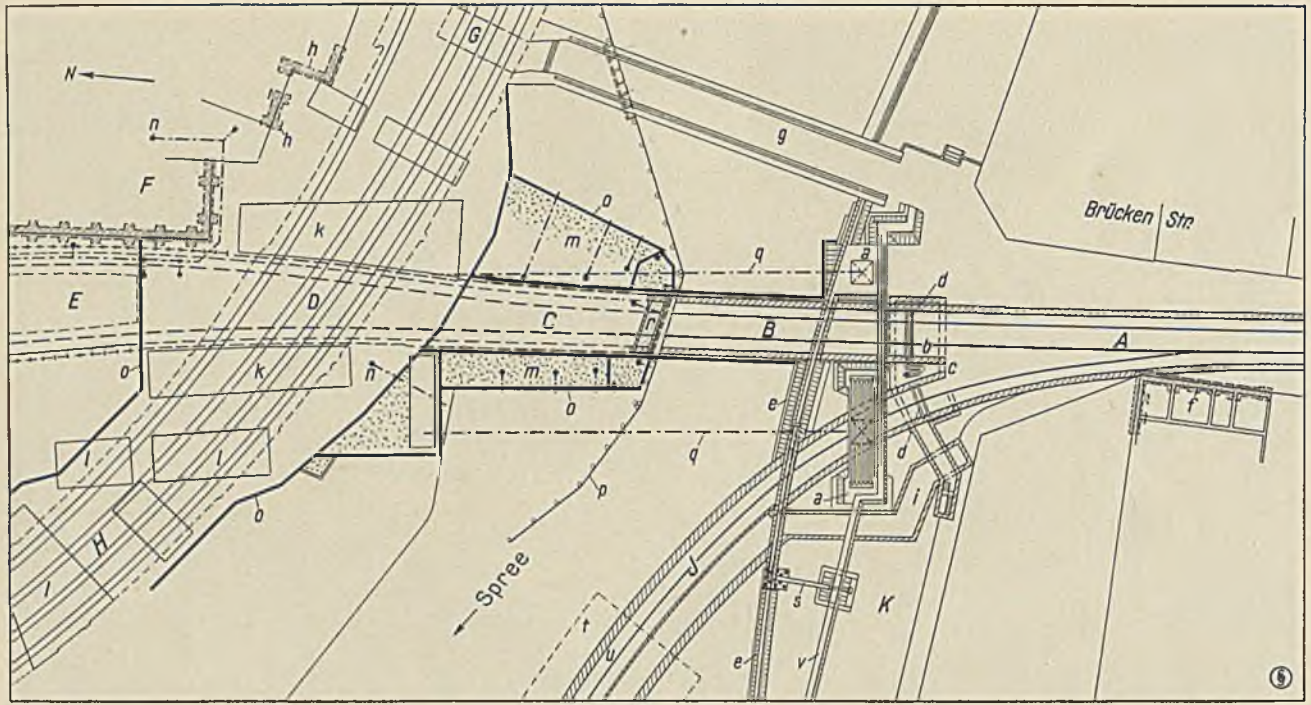


Abb. 121. Spreetunnel unter der neuen Jannowitzbrücke in Berlin. Lageplan mit Darstellung der Larßenspundwände und der Tiefbrunnen. Zweiter (nördlicher) Bauabschnitt (nach G. Bautze: Siemens-Zeitschrift 1929).

b Südliches Wehrkammerbauwerk mit Zugang von der Straße Brandenburger Ufer, *d* Dammbalkenschlitze, *e* Neue Ufermauer, *i* Kabelkanal, *k* Neue endgültige Stadtbahn-Parallelpfeiler, *l* Auflagerpfeiler des neuen Stadtbahnviaduktes, *m* Fangedämme des zweiten Spreebauabschnittes, *q* Hauptträger der neuen Jannowitzbrücke, *r* Reiterfangedamm auf der Kopfinsel, *s* Unterirdische Verankerung der neuen südlichen Ufermauer, *t* Schutzdecke des bestehenden Tunnels an der Waisenbrücke, *u* Überführungsgleis, *v* Schildmauer zwischen Ladestraße und Brandenburger Uferstraße. Die übrigen Buchstabenerklärungen wie unter Abb. 120.

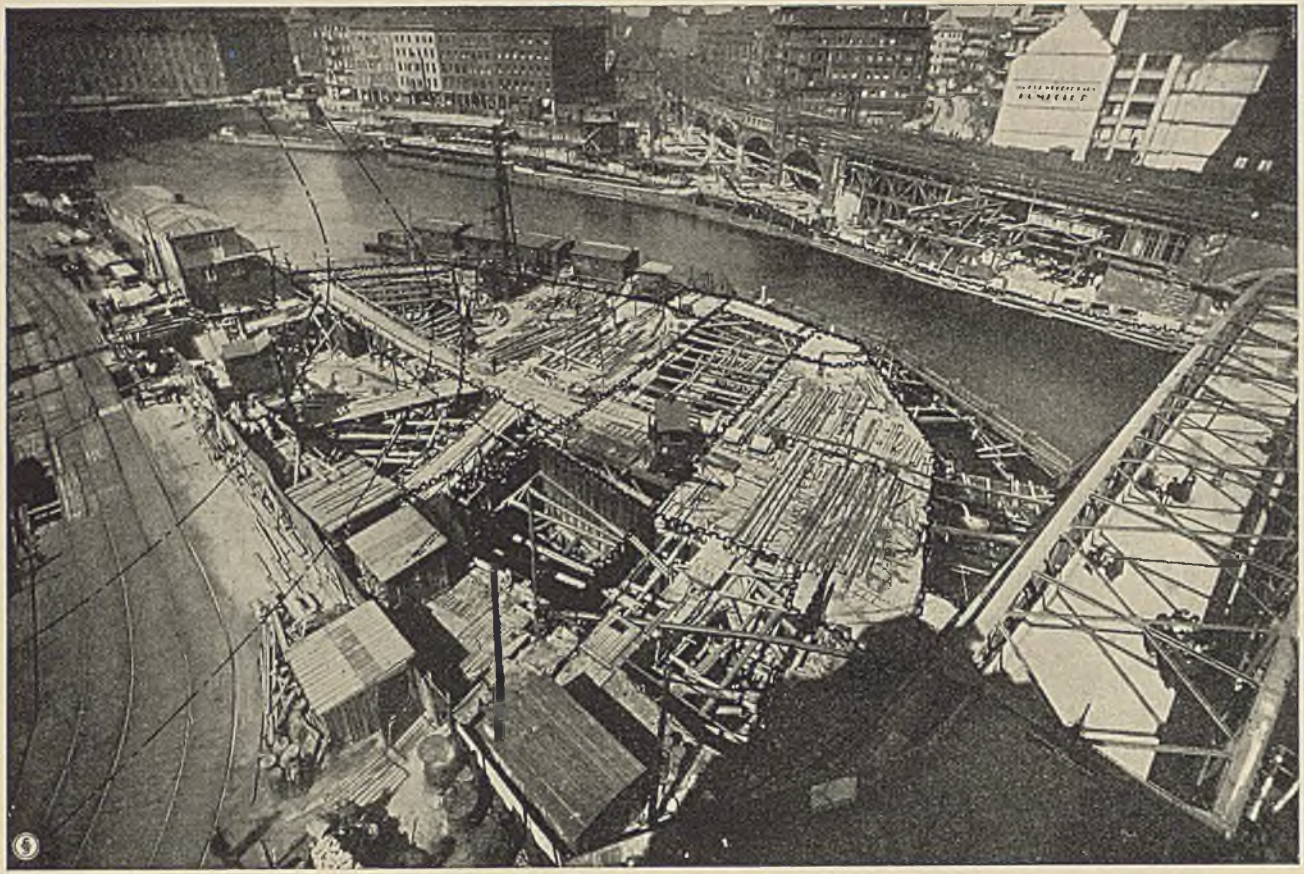


Abb. 122. Spreetunnel unter der neuen Jannowitzbrücke in Berlin. Blick auf den ersten Bauabschnitt auf der linken Spreeseite.

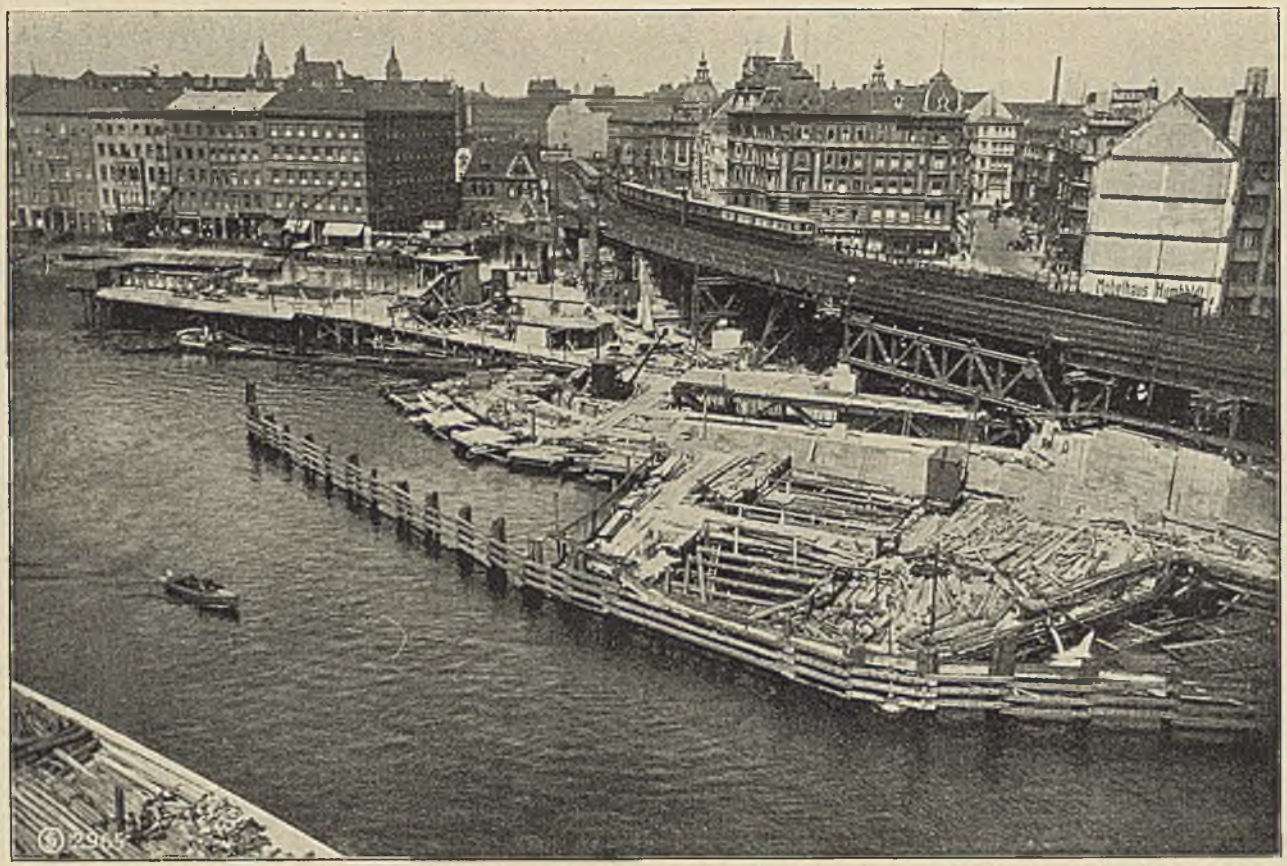


Abb. 123. Spreetunnel unter der neuen Jannowitzbrücke in Berlin. Blick auf den zweiten Bauabschnitt auf der rechten Spreeseite.

Zahlentafel 28. Vergleich der bisher in Berlin mit Grundwasserabsenkung ausgeführten sechs Unterwassertunnel.

Lfde. Nr.	Bezeichnung des Tunnels	Länge des Unterwassertunnels unter dem Wasserlauf m	Länge des Unterwassertunnels einschließlich der beiderseitigen Rampen m	Tiefenlage der Schienenoberkante unter dem mittleren Spiegel des Wasserlaufes	Bauzeiten: a) für die Arbeiten unter Verengung der Schiffahrtsrinne b) für die übrigen Arbeiten	Gesamte Bauzeit	Art der Bauausführung	Zahl der Bauabschnitte	Art der Schutzdecke	Schiffahrt Vorflut	Grundwasserabsenkung: a) Absenkungstiefe b) Ausbildung der Anlage
1	Spreetunnel am Inselspeicher Abb. 124a	125	405	8,70	a) 35 Monate b) —	rd. 3 Jahre	offene Baugrube, Fangedämme mit Holzspundwänden	3	—	stets aufrecht erhalten	a) rd. 11,00 m b) Tiefbrunnen innerh. d. Baugrube m. Mammutpumpen, Verstärkung durch gewöhnliche Staffelbrunnen
2	Spreetunnel a. d. Waisenbrücke Abb. 124b	172	486	8,85	a) 7 Monate* b) 5 Monate*	1 Jahr*	Ausführung unter dem Schutz einer vorher eingebauten Decke	1	bes. Behelfsdecke, die zus. m. der Tunneldecke eingebaut bleibt	wie 1	a) 10,80 m b) Staffelsenkg., Vorabsenkg. auf beiden Ufern, im Tunnel zwei Staffeln
3	Spreetunnel unter der Weidendammbrücke Abb. 124c	67	427	9,16	a) 22 Monate* b) 5 Monate*	2 Jahre*	wie 2	2	provisorisch, n. Fertigstellung durch Taucher entfernt	wie 1	a) 10,15 m b) 3 Staffeln, vierfache Staffelsenkung, Tiefbrunnen m. Mammutpumpen zur Verstärkung
4	Tunnel unter d. Landwehrkanal a. d. Belle-Alliance-Brücke Abb. 124d	30	235	7,46	a) 4 Monate* b) 6 Monate*	10 Monate*	wie 2	2	bleibend, die endgültige Tunneldecke dient als Schutzdecke	Schiffahrt zeitweise gesperrt. Vorflut durch off. Holzrinne	a) rd. 9,50 m b) 3 Staffeln, fünffache Staffelsenkg.
5	Tunnel unter d. Landwehrkanal a. d. Kottbuser Brücke Abb. 124e	50,5	310	7,25	a) 3¾ Monate b) —	3¾ Monate	offene Baugrube, Fangedämme m. Larssenspundwänden	1	—	Schiffahrt während d. ganzen Bauzeit gesperrt, Vorflut durch Heberleitungen	a) rd. 9,50 m b) dreifache Staffelung u. Vorabsenkung v. beiden Ufern her
6	Spreetunnel unter d. neuen Jannowitzbrücke Abb. 124f	88	411	8,05	a) 12 Monate b) —	1 Jahr	offene Baugrube, Fangedämme m. Larssenspundwänden	2	—	wie 1	a) 10,00 m b) 24 Stück Tiefbrunnen mit SSW-Tauchpumpensätzen

* Die ursprünglich vorgesehenen Baufristen hatten sich infolge des durch den Krieg entstandenen Mangels an Arbeitern und Baustoffen vergrößert.

halb eines Flußlaufes auch Enzweiler[17] nachdrücklich hingewiesen hat. Mit einem Schlage sind nunmehr durch die Absenkung mit Tauchpumpensätzen die Forderungen erfüllt, die Enzweiler schon 12 Jahre

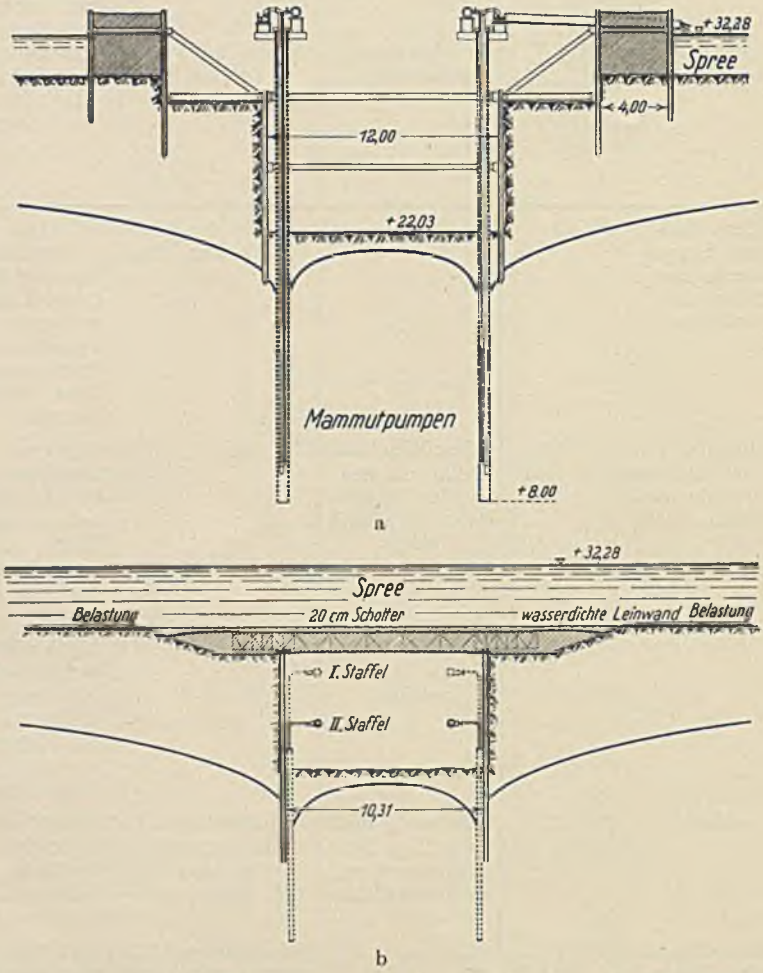


Abb. 124. Vergleich der 6 Berliner Unterwassertunnel, die mit Grundwasserabsenkung ausgeführt wurden. Tunnelbaugruben im Querschnitt mit Darstellung der Grundwasserabsenkungsanlage.
a Spreetunnel am Inselspeicher; b Spreetunnel an der Waisenbrücke.

zuvor (1918) für Absenkungsanlagen bei Flußunterfahrungen aufgestellt hat, nämlich:

1. Schaffung großer Flächenabsenkung an Stelle lokaler Tiefhaltung durch Ausdehnung der Absenkungsanlage über die trocken zu haltende Baugrube hinaus (erreicht durch Verlegung der Brunnen von der Baugrube in die Fangedämme).

2. Tiefere Absenkung des Grundwassers in der trocken zu haltenden Baugrube über das unbedingt zum Einbau des Bauwerkes erforderliche

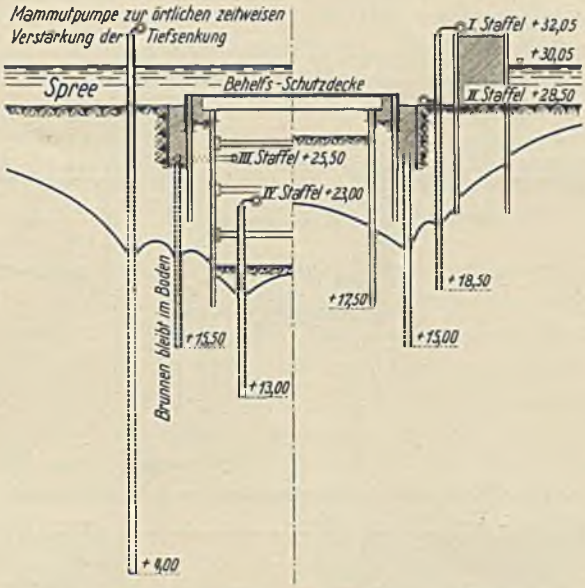


Abb. 124c. Spreetunnel unter der Weidendammbrücke.

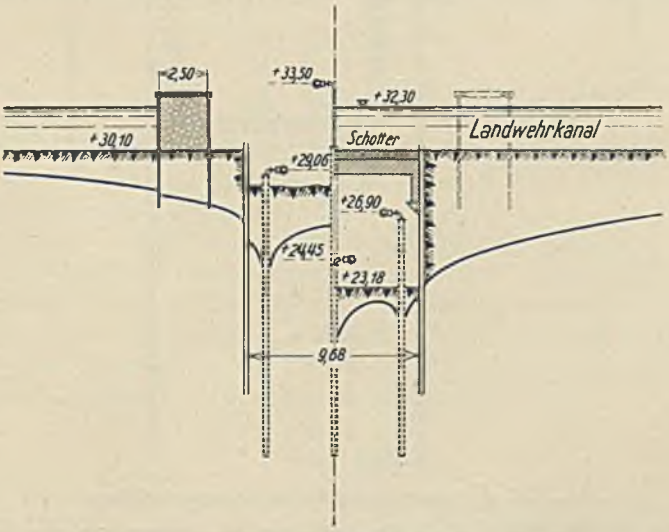


Abb. 124d. Tunnel unter dem Landwehrkanal an der Belle-Alliance-Brücke.

Maß hinaus. (Erreicht durch die Tiefbrunnenmethode, die beliebig tiefe Absenkung erlaubt.)

Auch die Vergrößerung der Filterdurchmesser von 150 mm auf 350 mm und die Vertiefung der Filter gegenüber den früher meist üblichen Tiefen ist ein Vorteil, der sich hauptsächlich bei dem Vorkopfabschnitt zeigt, insofern, als die Tiefbrunnenanlage mit verhältnis-

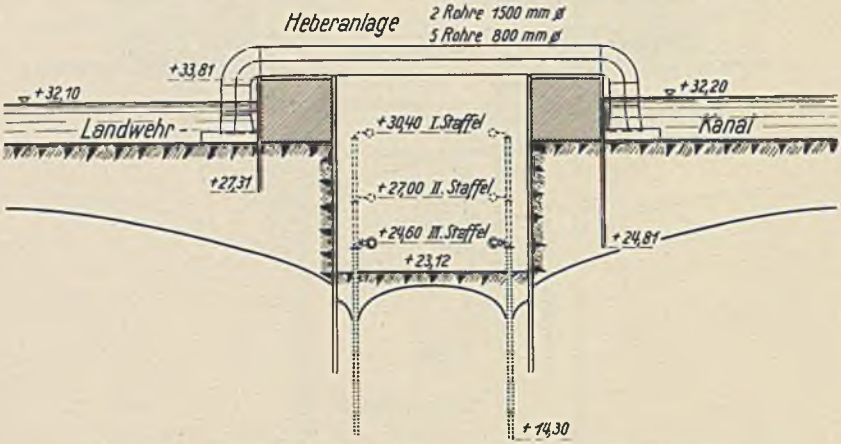


Abb. 124e. Tunnel unter dem Landwehrkanal an der Kottbuser Brücke.

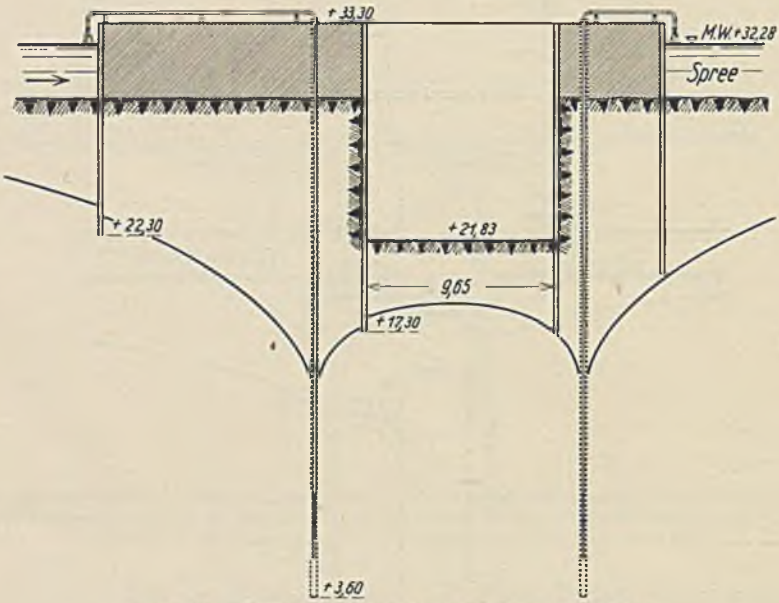


Abb. 124f. Spreetunnel unter der neuen Jannowitzbrücke.

mäßig weiten Brunnenabständen imstande ist, sehr erhebliche Wassermengen zu fördern und die Absenkung entsprechend tief zu halten. Etwa notwendig werdende Verstärkungen der Anlage sind durch Hinzufügen einzelner Brunnen leicht und schnell auszuführen.

Sehr bewährt hat sich auch bei dieser Flußuntertunnelung die Fernsteuerung der Tauchpumpensätze von einer am Ufer geschützt aufgestellten Schaltstelle aus.

Die Absenkung der beiden Tunnelbauabschnitte wurde vorteilhaft unterstützt durch die auf beiden Ufern in Betrieb befindlichen, ebenfalls mit Tauchpumpensätzen betriebenen Absenkungsanlagen der Rampenstrecken, die auch die Sicherheit durch Abflachung der Absenkungsflächen erhöhten. Im ersten Tunnelbauabschnitt waren insgesamt 12 Tiefbrunnen in Betrieb, von denen drei vor Kopf angeordnet waren. Im zweiten Tunnelbauabschnitt wurden ebenfalls 12 Tiefbrunnen betrieben, hiervon 5 vor Kopf.

Über die geförderten Wassermengen liegen genaue Aufzeichnungen nicht vor, sie haben in jedem der beiden Abschnitte schätzungsweise 200 l/sek betragen. Störungen der Absenkung sind nicht eingetreten. Der Tunnel wurde am 18. April 1930 in Betrieb genommen.

Die Vorteile der bei dem neuen Tunnel an der Jannowitzbrücke angewandten Bauweise zeigen sich auch bei dem in Zahlentafel 28 und Abb. 124 angestellten Vergleich der Berliner Unterwassertunnelbauten, die mit Hilfe des Grundwasserabsenkungsverfahrens ausgeführt worden sind.

VIII. Gesichtspunkte für die Ausgestaltung der Anlagen.

A. Brunnen.

Größere gemauerte Schachtbrunnen sind früher mehrfach zur Anwendung gekommen; es sei in dieser Hinsicht auf die im Abschnitt I B 1 angegebenen Fälle verwiesen.

Zur Verwendung gelangen jetzt hauptsächlich eiserne Rohrbrunnen. Diese bestehen bei Kreiselpumpenbetrieb aus zwei Teilen, dem äußeren sogenannten Brunnen- oder Filterrohr und dem konzentrisch eingehängten Saug- oder Einhängerohr. Abweichungen in der Brunnenkonstruktion für die Anwendung von Tiefbrunnenpumpen werden nachfolgend in einem besonderen Unterabschnitt besprochen werden.

1. Das Filter.

Die Filter- oder Brunnenrohre bestehen gewöhnlich aus dem als Filter ausgebildeten, also durchlässigen unteren Teil und dem oberen undurchlässigen Teil, dem sogenannten Aufsatzrohr. Mitunter sind die Brunnenrohre auch auf ihrer ganzen Länge durchlässig als Filterrohre ausgebildet.

a) Gewebefilter ohne Kiesschüttung.

Das eigentliche Filterrohr besteht im allgemeinen aus etwa 2 bis 3 mm starkem, verzinktem Eisenblech, in seltenen Fällen auch aus Kupferblech, das mit runden oder schlitzförmigen Löchern versehen ist. Die Bleche sind zu Rohren zusammengenietet oder -geschweißt. Auch starkwandige schmiedeeiserne Rohre werden verwendet, jedoch selten; sie sind teurer, weil die Löcher nicht wie bei den Blechen gestanzt werden können, sondern einzeln gebohrt werden müssen. Am unteren Ende sind die Rohre meist durch einen Holzpfropfen verschlossen; oft wird auch ein eiserner Bügel am unteren Ende des Filterrohres angeschraubt, wodurch das Herausziehen der Brunnen unter Anwendung eines Zuggestänges unterstützt und ein Abreißen der Filter beim Ziehen verhindert wird. Am oberen Ende des Filterrohres ist Gewinde aufgeschnitten zum Verschrauben mit dem Aufsatzrohr.

Um das Filterrohr wird das eigentliche Filtergewebe geschlungen; zur Ermöglichung eines Durchtritts des Wassers durch das Filtergewebe nicht nur an den Stellen der Löcher des Filterrohres, sondern auf der ganzen Gewebefläche, wird zwischen Rohr und Gewebe noch eine Zwischenlage angebracht, die einen bestimmten Abstand des Gewebes vom Filterrohr gewährleistet. Als Zwischenlage wird häufig ein etwa 3 mm starker Kupfer- oder Messingdraht spiralförmig um das Rohr gewickelt, oder auch ein sehr weitmaschiges Gewebe gewählt.

Für billige Filter, die nur einmal zur Verwendung kommen sollen, wird auch noch eine andere Konstruktion angewendet; die Zylinderfläche des eigentlichen Filterrohres wird durch eine Anzahl von schmalen Flacheisenstäben gebildet, die durch einige eingenietete Ringe in ihrer Stellung gehalten werden; unmittelbar über die Stäbe wird das Gewebe gespannt.

Für die Wahl des eigentlichen Filtergewebes sind folgende Gesichtspunkte maßgebend. Die Weite des Gewebes muß zunächst der Bodenart angepaßt sein. Die Entnahme von Sandmengen beim Brunnenbetriebe muß unbedingt vermieden werden, um Auswaschungen des Bodens und Bildung von Hohlräumen zu vermeiden, was ganz besondere Bedeutung erhält in der Nähe schon bestehender Gebäude, also vor allem bei Anwendung der Grundwasserabsenkung in Städten. Bei der ersten Inbetriebsetzung der Anlage wird allerdings zunächst immer etwas Sand mitgefördert werden; es sind dies die allerfeinsten Bodenbestandteile, die in der Nähe der Brunnen aus dem Untergrunde ausgewaschen werden, was jedoch gefahrlos ist. Vgl. auch S. 240 u. 269ff.

Der zweite Gesichtspunkt für die Wahl des Filtergewebes ist die Rücksicht auf größtmögliche Durchlässigkeit. Es ist sowohl der Korngröße, als auch der Eigenart des betreffenden Bodens vollauf Rechnung zu tragen. Am häufigsten verwendet wird Tressengewebe aus

Kupfer oder Messing (Abb. 125a), verzinnt oder unverzinnt, seltener auch verzinkte Eisentresse wegen besonderer Billigkeit. Es sei besonders darauf hingewiesen, daß Eisentresse nur für kurze Verwendungsdauer in Frage kommt. Eine Wiederverwendung schon einmal gebrauchter Eisentresse ist so gut wie ausgeschlossen, da Eisentresse auch in wenig angreifendem Wasser schnell aufgezehrt wird. Die Verwendung von Eisentresse kann daher im allgemeinen nicht empfohlen werden*. Über dem Gewebe selbst wird zu dessen Schutz beim Herausziehen der Brunnen mitunter ein ebenfalls spiralförmig umgelegter, etwa 3 mm starker Kupfer- oder verzinnter Messingdraht angebracht oder auch ein weitmaschiges Schutzgewebe.

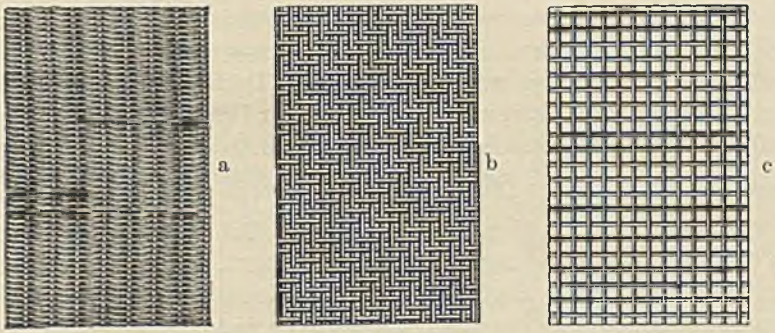


Abb. 125. Filtergewebe.
a Tressengewebe; b Köpergewebe; c Einfaches, quadratisches Gewebe (nach E. Prinz).

Bei etwas gröberer Bodenbeschaffenheit gelangt mitunter an Ste des Tressengewebes ein weitmaschigeres Köpergewebe (Abb. 125b) zur Verwendung.

Während beim Tressengewebe die Kettfäden in größeren Abständen parallel nebeneinander laufen und von den eng aneinanderliegenden Schußfäden geflechtartig durchkreuzt werden, besteht das Köpergewebe aus rechtwinkelig sich kreuzenden Drähten, bei denen die Drähte der einen Richtung jedesmal über zwei bis drei Drähte der anderen Richtung hinweglaufen, um dann unter zwei bis drei der nächstfolgenden Drähte unterzutauchen. Das sogenannte einfache Gewebe (Abb. 125c), das aus rechtwinklig sich kreuzenden Drähten, den Kett- und Schußfäden besteht, wird nur mit großer Maschenweite hergestellt und dient ausschließlich als Untertresse zur Stützung des eigentlichen Filtergewebes. Bieske[61] spricht sich für eine vermehrte Anwendung des Köpergewebes gegenüber dem etwas teureren Tressengewebe im Brunnenbau aus, indem er auf G. Thiems Ausführungen über den geringeren Wider-

* Vgl. auch J. Schulze[22].

stand hinweist, den das Köpergewebe dem Wasserdurchtritt entgegensetzt. Bei Grundwasserabsenkungsbrunnen tritt dieser verhältnismäßig geringe Unterschied im Eintrittswiderstand gegenüber der höheren Festigkeit des Tressengewebes gegen mechanische Beanspruchungen zurück. Ferner verstopfen sich die länglichen Schlitze des Tressengewebes weniger leicht als die quadratischen des Köpergewebes. Bei mittleren Durchlässigkeitswerten k des Untergrundes (etwa $k = 0{,}0006$ bis 0,003) hat sich bei Grundwasserabsenkungsanlagen der mit Tresse bespannte Filter ohne Kiesschüttung am besten bewährt. Im allgemeinen empfehlen sich Abweichungen von dieser Konstruktion nur, wenn stark angreifendes Grundwasser vorhanden ist (vgl. Abschnitt IV C).

Die Gewebearten werden nach Nummern unterschieden, und zwar gibt die betreffende Nummer an, wieviel Kettfäden auf einen linearen englischen Zoll = 26 mm entfallen. Bei Köpergeweben läßt sich die Maschenweite errechnen, wenn Nummer und Drahtstärke des Gewebes bekannt ist*. Bei Köpergewebe Nr. 7 mit einer Drahtstärke von 0,8 mm erhält man z. B. die Maschenweite, wenn $7 \cdot 0{,}8 = 5{,}6$ mm von 26 mm abgezogen wird und die Differenz durch 7 geteilt wird: $\frac{26 - 5{,}6}{7} = \frac{20{,}4}{7}$ (lichter Durchlaß) = 2,91 mm Maschenweite. Bei Tressengewebe wird das Gewebe nur mit einer Nummer bezeichnet, die die Anzahl der Kettfäden auf 26 mm angibt. Wegen der Kreuzung der Schußfäden kann die Maschenweite für das Tressengewebe nicht berechnet, sondern nur durch Versuch bestimmt werden. Nach einer Zusammenstellung von Bieske über die Maschenweite des Tressengewebes sind nachfolgend Nummern, Drahtstärken der Kett- und Schußfäden und die Maschenweiten der hauptsächlich für Grundwasserabsenkungsbrunnen verwendeten Tressengewebe aufgeführt:

Zahlentafel 29. Maschenweite des Tressengewebes nach E. Bieske.

Nr. des Tressengewebes (zugl. Anzahl der Kettfäden auf 26 mm)	Anzahl der Schußfäden auf 26 mm	Drahtstärke der Kettfäden mm	Drahtstärke der Schußfäden mm	Maschenweite mm
6	52	0,6	0,5	0,90
8	80	0,5	0,37	0,75
10	80	0,4	0,34	0,50
12	112	0,34	0,28	0,45
14	124	0,34	0,24	0,40

Am meisten gebräuchlich für Brunnen ohne Kiesschüttung sind Tresse Nr. 8 und Nr. 10; Tresse Nr. 12 und 14 kommen hauptsächlich

* Vgl. auch Bieske[61].

für Brunnen mit Kiesschüttung in Frage. Die richtige Auswahl der Maschenweite des Filtergewebes ist von maßgebendem Einfluß auf die Aufrechterhaltung der Durchlässigkeit und damit der Leistung des Filters. Häufig wird der Fehler begangen, daß aus Furcht vor dem Mitreißen feiner Sandteilchen die Maschenweite zu klein gewählt wird. Die Folge ist ein schnelles Verstopfen des Tressengewebes mit feineren Bodenteilchen und damit eine erhebliche Herabsetzung der Brunnenleistung. Bei Betriebsbeginn eines Filterbrunnens werden stets die feineren Bodenteilchen, die zwischen den tragenden Sandkörnern nicht fest eingespannt sind, und die ungefähr von einer zum Filtermantel parallelen Zylinderfläche im Abstand von 10 bis 25 cm vom Filtermantel eingeschlossen sind, von dem Wasserstrom mitgeführt. Es muß dafür gesorgt werden, daß diese Teilchen sich nicht am Filtergewebe festsetzen, sondern durch dieses hindurch in das Innere des Brunnens gelangen können. Dies wird erreicht, wenn die Maschenweite so gewählt wird, daß 50 bis 75% des Bodenmaterials bei einem Siebversuch durch das betreffende Gewebe hindurchgehen. Das bedeutet nicht, daß bei dem Betrieb des mit diesem Gewebe bespannten Filters im gewachsenen Boden auch 50 bis 75% des benachbarten Untergrundes mit in den Brunnen gelangen, da nur diejenigen feinen Teilchen, die gewissermaßen lose in den Poren des Sandes sich befinden, bewegt werden können. Langjährige Erfahrungen mit Filterbrunnen in bebauten Stadtgebieten, insbesondere im Berliner Untergrund, bestätigen die Zweckmäßigkeit und Gefahrlosigkeit dieser Maßnahmen.

Nach W. Sichardt[35] sind übrigens die Höchstgeschwindigkeiten des Grundwassers bei dem Eintritt in das Filterrohr so klein, daß tatsächlich nur Sandkörner, deren Korndurchmesser kleiner als etwa $^1/_5$ des mittl. Korndurchmessers ist, bewegt werden können. Bei einem Sand, der sich gleichmäßig aus verschiedenen Korngrößen zusammensetzt, könnten solche Ausspülungen nur unmittelbar am Filter eintreten; dieser Vorgang geht mit zunehmender Entfernung entsprechend der Geschwindigkeitsabnahme des Grundwassers immer mehr zurück und erreicht in 10 bis 25 cm Entfernung vom Filterrohr praktisch den Wert 0. Bei der Bestimmung der Maschenweite leistet die Aufstellung von Siebkurven des betreffenden Sandes gute Dienste (vgl. hierzu auch E. Bieske[61]).

Hauptvorteile der Gewebefilter sind die geringen Einbaukosten und die Möglichkeit, das Filter wieder zu gewinnen, ferner die Sicherheit gegen gefährliche Bodenbewegungen.

Als Filterdurchmesser hat sich das Maß von 150 mm praktisch eingebürgert und bewährt, da hierbei Einbau, Anschaffungskosten und Betriebskosten bei mittlerer Bodendurchlässigkeit ein Minimum werden.

b) Gewebefilter mit Kiesschüttung.

Filterbrunnen in Bodenschichten geringerer Durchlässigkeit (etwa $k = 0{,}0001$ bis $0{,}0006$) erhalten ein Kiesfilter, welches das Filterrohr außen ringförmig umgibt (Abb. 126). Im allgemeinen sollte für Grundwasserabsenkungsbrunnen die Stärke des Kiesfilterrings das Maß 7,5 cm nicht unterschreiten, da sonst die Wirkung des Filters nur gering ist und schon nach kurzem Betrieb ein Verstopfen eintreten kann. Die Aufgabe des Kiesfilters ist eine doppelte:

1. Ermöglichung der Verwendung eines Filtergewebes mittlerer Maschenweite, das sich auch bei tonhaltigem Feinsand nicht verstopft. Das Kiesfilter bildet also den Übergang vom gewachsenen Untergrund

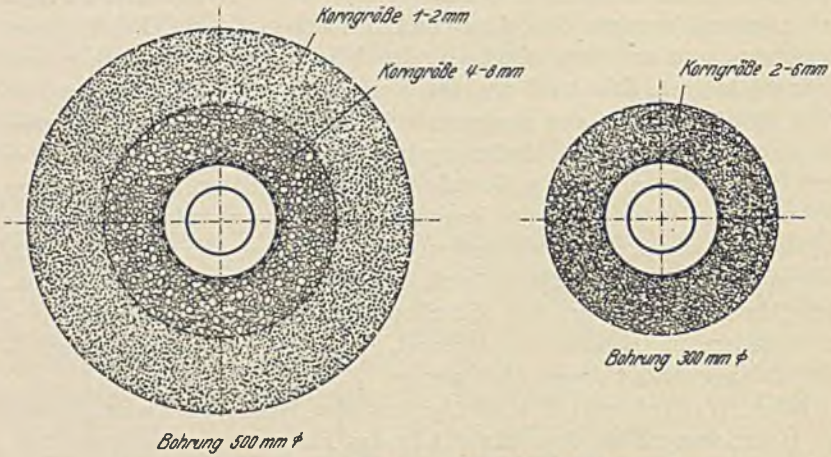


Abb. 126. Gewebefilter mit einfacher und doppelter Kiesschüttung.

zum Filterrohr und übernimmt hier die Aufgabe der Abstützung des natürlichen Bodens.

2. Entsprechend der Dicke des Kiesfilters wird der Durchmesser des im Untergrund für den Brunneneinbau auszubohrenden Zylinders vergrößert. An der Zylinderfläche kann sich die der betreffenden Bodenart (k-Wert) entsprechende Höchstgeschwindigkeit des Grundwassers einstellen, so daß die Leistung des Brunnens wegen der Vergrößerung des Brunnenhalbmessers um die Kiesfilterdicke gesteigert wird.

Die unter 1. erwähnte Aufgabe wird erreicht, wenn der Korndurchmesser des Filterkieses dem mittleren Korndurchmesser des Bodenmaterials so angepaßt ist, daß die tragenden Sandteilchen zurückgehalten, die feineren Teilchen tonigen Charakters jedoch durch das Kiesfilter hindurch mit fortgeschwemmt werden. Für die richtige Anpassung des Kiesfilters an den gewachsenen Boden kann als Anhalt die von Prinz[41] für die Abstufung mehrschichtiger Kiespackungen an-

gegebene Regel dienen, daß das größere Korn sich zum nächstfolgenden kleineren wie 4,42 : 1 verhalten soll. Im allgemeinen wird man auch bei sehr geringer Bodendurchlässigkeit ($k = 0{,}0001$ bis $0{,}0002$) mit einem Filterkies von 1 bis 2 mm Korndurchmesser auskommen. Die Tresse sollte nach Möglichkeit nicht feiner als Tresse Nr. 12 gewählt werden. Enthält der Untergrund sehr viel tonige Bestandteile, so ist es angebracht, doppelte Kiesschüttung zu wählen und die Filterdicke der äußeren Kiespackung mit 10 cm anzuordnen (Abb. 126).

Gewebefilter mit einfacher Kiesschüttung sind mit bestem Erfolg bei zahlreichen Grundwasserabsenkungen in Deutschland, Holland, Belgien, in der Schweiz und in Ungarn zur Verwendung gekommen, so bei folgenden Bauten:

Nordschleuse Bremerhaven,
Schleppzugschleuse Großwusterwitz,
Krapphofschleuse } bei Hamburg,
Goseelbeschleuse }
Schleuse Wemeldinge } Holland,
Trockendock Amsterdam }
Kruisschansschleuse b. Antwerpen }
5 Trockendocks in Antwerpen } Belgien,
Schleuse Ostende }
Pont de Cureghem, Brüssel }
Kantonalbank Zürich } Schweiz,
Volksbank Biel }
Schleuse und Krafthaus Tass, Ungarn.

c) Gewebelose Filter mit und ohne Kiesschüttung.

In sehr durchlässigem, aus grobem Kies bestehendem Untergrund kann es zweckmäßig sein, das Filtergewebe (Unter- und Obertresse) gänzlich wegfallen zu lassen. Die Tresse würde hier zur Zurückhaltung kleinster Bodenteilchen, die im Untergrund nicht vorhanden sein dürfen und bei grobem Kies auch selten sind, nicht notwendig sein, sie würde nur unnötige Widerstände erzeugen und die Brunnenleistung herabsetzen. Auch bei gewebelosen Filtern verdient die schlitzförmige Lochung den Vorzug, da sich die runden Löcher leichter durch Kies zusetzen als Schlitze. Derartige Brunnen wurden neben anderen Konstruktionen bei der Grundwasserabsenkung für die Neue Schleuse in Södertälje (Schweden) angewandt. Der Wasserandrang im groben Kies kann so groß werden, daß das bei Filterdurchmessern von 150 mm übliche Saugerohr mit 90 bis 100 mm ⌀ zu eng ist, um eine angemessene Geschwindigkeit (2 m/sek) zu gewährleisten. Es ist dann zweckmäßig, den Durchmesser des Saugers und infolgedessen auch den Filterrohrdurchmesser zu vergrößern. Bei der erwähnten Grundwasserabsenkung

in Södertälje wurde z. B. der Saugerohrdurchmessser auf 200 mm und der Filterrohrdurchmesser auf 290 mm festgesetzt (vgl. auch Abb. 127).

Auch bei feineren Sandschichten mit geringer Durchlässigkeit sind gewebelose Filter zur Ausführung gekommen, und zwar mit Kiesschüttung, die also hier das Gewebe ersetzen soll. Solche Brunnen, und zwar mit doppelter Kiesschüttung, wurden beispielsweise bei der Grundwasserabsenkung beim Bau der Schleuse Flaesheim verwendet.

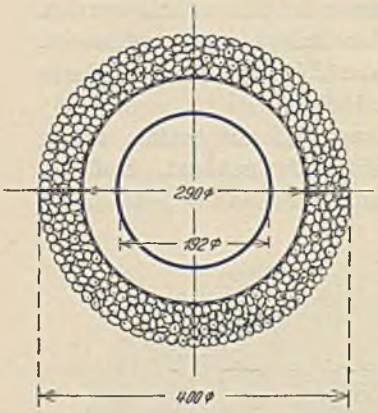


Abb. 127. Grundwasserabsenkung beim Bau der neuen Schleuse in Södertälje (Schweden), Brunnenquerschnitt.

Nach Witte[80] wurden die Bohrungen mit 533 mm weiten Bohrrohren ausgeführt. Die Filterrohre mit 150 mm Durchmesser waren auf 5 m Länge mit Schlitzen 2/18 mm versehen und erhielten keine Gewebebespannung. An den geschlitzten Teil des Filterrohres schloß sich oben Aufsatzrohr gleichen Durchmessers. Die Kiesschüttung war eine doppelte, und zwar hatte die innere Schüttung einen Schüttrohrdurchmesser von 305 mm; sie bestand aus gewaschenem Kies von 2, 4 und 6 mm ⌀. Die äußere Schüttung bestand aus grobem Sand mit einer Korngröße bis 1 mm. Bei dem an der Baustelle beobachteten k-Wert von 0,0003 sind die tatsächlichen Förderleistungen der Brunnen verhältnismäßig sehr gering, sie betrugen im Maximum durchschnittlich

$$\text{bei Staffel I} \quad \frac{160}{117} = 1{,}37 \text{ l/sek},$$

$$\text{„ „ II} \quad \frac{170}{71} = 2{,}40 \text{ „}$$

$$\text{„ „ II u. III} \quad \frac{185}{71+11} = 2{,}26 \text{ „ .}$$

Das Fassungsvermögen eines Brunnens von 150 mm Filterdurchmesser bei 5 m benetzter Filterfläche und bei dem gleichen k-Wert beträgt 2,72 l/sek*, und zwar ohne Berücksichtigung des günstigen Einflusses des für die Kiesschüttung angewendeten großen Bohrdurchmessers. Bei der Grundwasserabsenkung Senftenberg[35] wurden in Kiesschüttungsbrunnen von 300 mm Bohrrohrdurchmesser und 150 mm Filterdurchmesser bei ungefähr gleicher Bodendurchlässigkeit tatsächlich Brunnenleistungen von 2,92 und 3,00 l/sek im Dauerbetriebe beobachtet. Die Beobachtungsergebnisse, die nach Witte bei der in der Nähe der Schleusenbaustelle Flaesheim ausgeführten Anlage für den Düker

* Vgl. W. Sichardt[35].

Hernebach gewonnen wurden, besagen, daß mit Brunnen, die mit 300 mm weiten Bohrrohren eingebaut worden sind (Filterdurchmesser 150 mm, Filter mit Tresse), Brunnenleistungen von 3 bis 4 l/sek im Flaesheimer Untergrund möglich sind. Daß trotzdem die kostspieligeren Brunnen mit 533 mm Gesamtdurchmesser zur Anwendung kamen, war nach Witte in der Zusammensetzung des Grundwassers begründet, das an verschiedenen Stellen des Untergrundes angreifende Eigenschaften aufwies und Filterverkrustungen verursachte.

d) Sonderkonstruktionen.

Bei der großen Mannigfaltigkeit der Brunnenfilter, die bei Wasserversorgungsanlagen durchgebildet und erprobt worden sind*, ist es nicht weiter verwunderlich, daß mitunter bei der Durchführung von Grundwasserabsenkungen solche Sonderkonstruktionen der Wasserversorgung verwendet wurden, die von den vorstehend beschriebenen Anordnungen der meist üblichen Grundwasserabsenkungsfilter abweichen. Wenn die Verwendung solcher Sonderbauarten auch gegenüber jener für Grundwasserabsenkungen typischen Rohrbrunnenarten stark zurücktritt, so darf hier schon der Vollständigkeit wegen nicht auf ihre Erwähnung verzichtet werden. Es sind bei der Mannigfaltigkeit der Untergrundverhältnisse Fälle denkbar, wo solche besonderen Filterbauarten zweckmäßig sein können.

Die Versuche mit einer Reihe von Filterarten bei der Schleusenanlage für den Fischereihafen Wesermünde wurden bereits früher erwähnt. Die abweichenden Bauarten wurden dort gewählt im Hinblick auf eine möglichst große Widerstandsfähigkeit der Filter gegenüber den Angriffen von Grundwasser mit zerstörenden und Filterverstopfungen erzeugenden Eigenschaften.

Als Sonderkonstruktion ist auch eine von Goetzke[81] beschriebene Brunnenart anzusehen. Das Kanalbauamt zu Duisburg-Meiderich verwendete für Grundwasserabsenkungen in grobem, festgelagertem Kies Bohrrohrdurchmesser von 1 m für die Absenkungsbrunnen (Abb. 128). Die Filterrohre waren 500 und 600 mm weit, sie waren auf 4 m Länge mit Schlitzen 2/18 mm versehen. An den gelochten Rohrabschnitt schloß sich oben Aufsatzrohr von 1,5 bis 2,5 m Länge an. Um das gewebelose Filterrohr herum wurde eine Schüttung groben Kieses eingebracht. Das Saugrohr hatte 100 mm Durchmesser und war mit einem Fußventil versehen. Der große Durchmesser des Bohrrohres wurde gewählt, weil das Bohren mit 300 mm Bohrrohr in dem festgelagerten Kies, in dem sich auch große Steine und Findlinge fanden, sehr große Schwierigkeiten machte. Das Bohren der 1 m-Rohre erfolgte mit kleinen Greifern

* Vgl. E. Prinz[41] und E. Bieske[61].

und zum Teil auch mittels eines kleinen Vertikalbaggers. Besonders bemerkenswert ist die kurze Filterlänge von nur 5,5 bis 6,5 m, die sich aus der geringen Tiefe, in der die grundwassertragende Mergelschicht anstand, erklärt. Die Brunnen wurden nur bis zur Oberfläche dieser Mergelschicht gebohrt, sie stellen gewissermaßen eine Übergangskonstruktion zur offenen

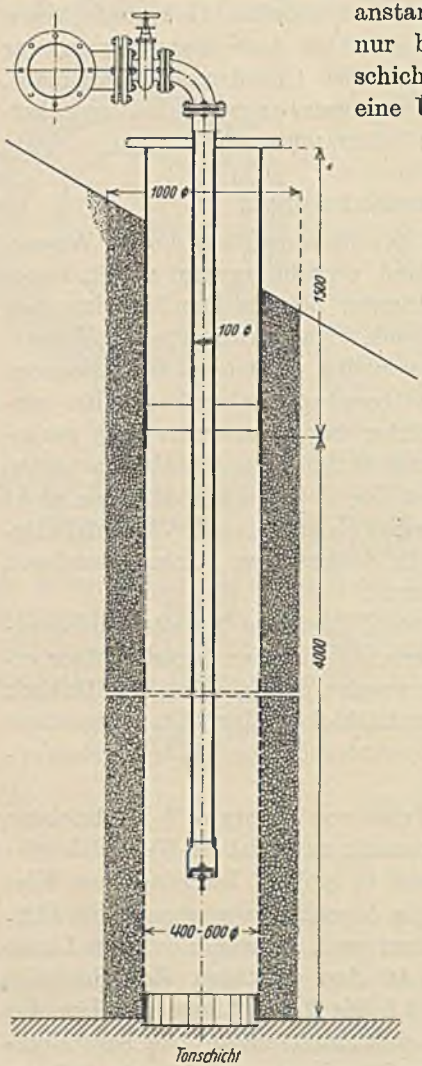


Abb. 128. Verkürzte Absenkungsbrunnen des Kanalbauamtes zu Duisburg-Meiderich mit Bohrrohrdurchmesser von 1 m (nach Goetzke).

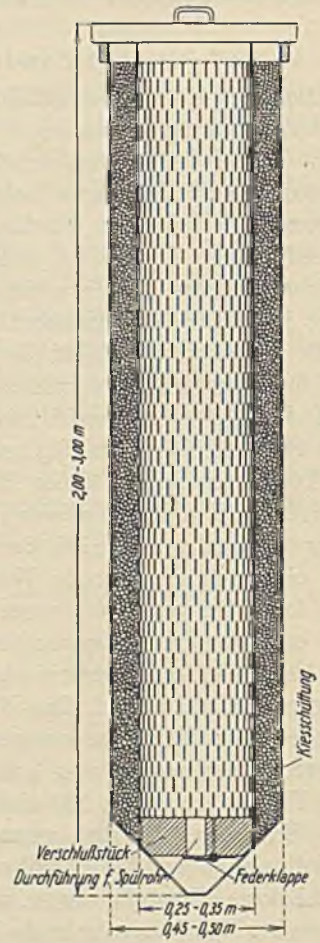


Abb. 129. Sicherheitspumpensumpf (nach Rammshorn).

Wasserhaltung mit Pumpensümpfen dar. Die Wasserentnahme erfolgte unter Verwendung von Kolbenpumpen. Bei Kreiselpumpenbetrieb wäre wegen der kurzen Brunnenlängen mit häufigem Abreißen der Pumpen zu rechnen gewesen. Vermutlich waren in dem Kies auch sehr feine

tonige Bestandteile vorhanden, die zur Anordnung der Kiesschüttung unter Fortlassung der Tresse Veranlassung gaben. Die Fördermenge betrug je Brunnen rd. 4 l/sek.

Eine ähnliche Übergangskonstruktion ist der von Rammshorn[82] beschriebene Sicherheitspumpensumpf, der u. a. wiederholt von der Emscher-Genossenschaft bei Bauarbeiten in wenig durchlässigem Boden erfolgreich angewandt wurde. Dieses Filter ist ein vorbereitetes Kiesfilter, das sich aus zwei gelochten, konzentrischen Filterrohren zusammensetzt, deren Zwischenraum mit Filterkies ausgefüllt ist (Abb. 129). Das Filter wird in den Boden eingespült. Die Länge des Filters beträgt 2 bis 3 m. Das Abpumpen erfolgt mit Kolbenpumpen oder mit Diaphragmapumpen, die hier besonders zweckmäßig sind.

Schließlich sei noch die Anwendung eines anderen vorbereiteten Kiesfilters erwähnt, des sogenannten Taschenfilters. Wie Schmah[83] berichtet, wurden bei einer Grundwasserabsenkung in Uelzen Brunnen mit 400 mm weiten Bohrrohren gebohrt, und Taschenfilter eingebaut, die einen Durchmesser von 330 mm bei 6 m Länge hatten. Das 4,75 m lange Aufsatzrohr hatte den gleichen Durchmesser und diente zugleich als Saugrohr. Von der Verbindungsstelle des Aufsatzrohres mit dem Taschenfilter ab war noch in

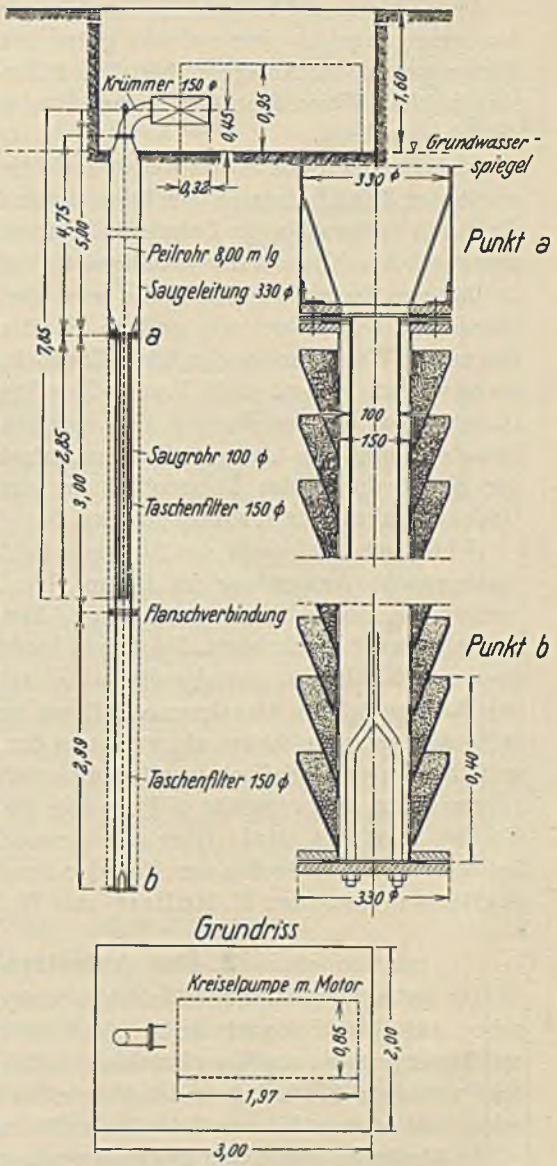


Abb. 130. Brunnen mit Hempeltaschenfiltern bei einer Grundwasserabsenkung in Uelzen (nach Schmah).

das Taschenfilterrohr hinein ein kurzes Saugrohrstück von 2,85 m Länge geführt. Im übrigen sei hinsichtlich der Konstruktion auf Abb. 130 verwiesen.

Der Untergrund bestand in der Hauptsache aus Fließsand. Das Absenkungsergebnis war ein sehr gutes, insbesondere wurde ein guter Wirkungsgrad der Anlage erzielt. Die Filter wurden entsprechend dem allmählichen Weitergang der Bauarbeiten wiederholt gezogen und von neuem eingebaut.

Eine Sonderkonstruktion stellen auch die schon in Abschnitt IV B 6 erwähnten Sandbrunnen dar. Diese haben die Aufgabe, Sandschichten, die durch undurchlässige Zwischenschichten getrennt sind, miteinander und gegebenenfalls mit der jeweiligen Geländeoberfläche in Verbindung zu bringen. In einfachster Weise wird der Sandbrunnen durch Ausfüllen des Bohrloches mit grobem Sand oder mit Kies hergestellt. Wegen des Widerstandes der Kiesfüllung, der in der Richtung der Strömung wächst, kommt es in Frage, diese Brunnen mit einem Filterrohr zu versehen, das im Bereich der wasserführenden Schichten durchlässig sein muß, im übrigen aber aus Aufsatzrohr besteht. Hinsichtlich der Konstruktion des Filterrohres im einzelnen gelten die gleichen Gesichtspunkte, wie für die normalen Saugbrunnen.

Schließlich sind noch die Sicker- oder Fallfilter zu erwähnen, die umfangreiche Anwendung im Braunkohlenbergbau finden. Ihre Wirkungsweise, ihre Konstruktion und Anwendung wurde u. a. von J. Nahnsen[84] beschrieben. Sie dienen hauptsächlich zur Entwässerung über dem Kohlenflöz anstehender, also hangender, grundwasserführender Bodenschichten. Das ihnen aus diesen Schichten zufließende Wasser fällt nach unten in Stollen ab, welche in der Kohle aufgefahren werden, und fließt hier — vielfach in offenen Gerinnen — den Pumpensümpfen zu, aus denen es abgepumpt und der über Tage zur Verfügung stehenden Vorflut zugeführt wird. Über die Anwendung solcher Filterbrunnen bei dem Schachtabteufen der Matador-Bergbaugesellschaft m. b. H. in Senftenberg berichten H. Müller[23] und W. Sichardt[35].

2. Das Aufsatzrohr.

Die Aufsatzrohre sind gewöhnlich patentgeschweißte, verzinkte Blechrohre, auf einer Seite mit Außen-, auf der anderen, ausgemufften Seite mit Innengewinde zur Verschraubung miteinander und mit dem Filterrohr versehen. Sie haben meist die gleiche lichte Weite, wie die Filterrohre und reichen bis zur Geländeoberfläche herauf.

In ähnlicher Weise wie bei dem vorbeschriebenen Taschenfilter ist bereits früher das Aufsatzrohr auch bei dem Patentbrunnen der Siemens-Bauunion gleich als Saugrohr ausgebildet worden (vgl. Abb. 131). Diese Brunnen bieten durch die Erweiterung des Saugrohres im oberen Teil dem angesaugten Wasser geringere Widerstände als normale Brunnen.

Vielfach werden die Filter auch auf ihrer ganzen Länge durchlässig ausgebildet, wobei das Aufsatzrohr ganz entfällt. Im einzelnen richtet sich die Konstruktion der Brunnen immer nach den Bodenverhältnissen. Allgemein gültige Regeln für ihre Konstruktion lassen sich deshalb schwer aufstellen, und oft wird der Fall eintreten, daß auf Grund des Bohrergebnisses auf der Baustelle noch Abänderungen der ursprünglich vorgesehenen Konstruktion notwendig werden.

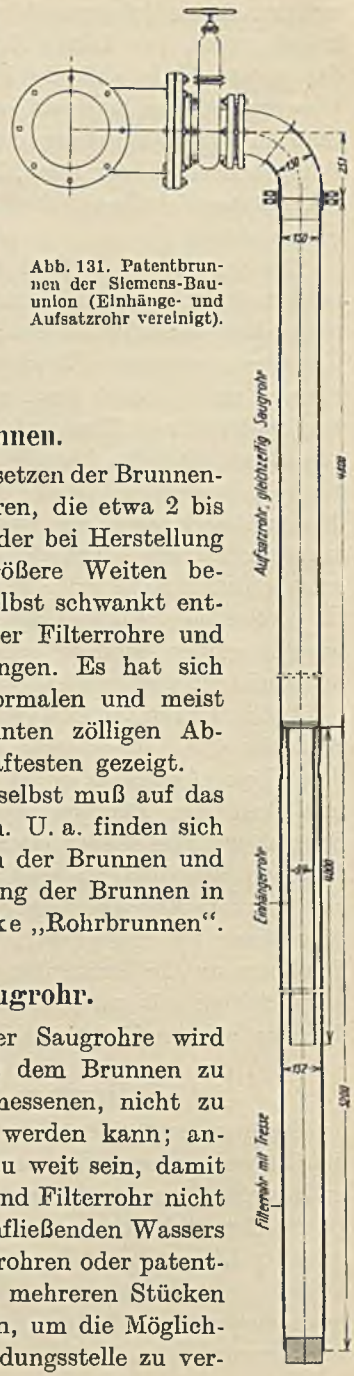


Abb. 131. Patentbrunnen der Siemens-Baunion (Einhänge- und Aufsatzrohr vereinigt).

3. Das Bohren der Brunnen.

Das Herstellen der Bohrungen zum Einsetzen der Brunnenrohre geschieht mit besonderen Bohrrohren, die etwa 2 bis 2½″ weiter sind als die Brunnenrohre, oder bei Herstellung einer Kiesumschüttung entsprechend größere Weiten besitzen. Die lichte Weite der Bohrrohre selbst schwankt entsprechend den äußeren Durchmessern der Filterrohre und dem Außendurchmesser der Kiesschüttungen. Es hat sich die Verwendung der im Brunnenbau normalen und meist verwendeten Bohrweiten in den bekannten zölligen Abstufungen als wirtschaftlich am vorteilhaftesten gezeigt.

Wegen Einzelheiten über das Bohren selbst muß auf das einschlägige Schrifttum verwiesen werden. U. a. finden sich wertvolle Ausführungen über das Bohren der Brunnen und alle sonstigen Arbeiten bei der Herstellung der Brunnen in dem schon erwähnten Buch von E. Bieske „Rohrbrunnen“.

4. Das Einhänge- oder Saugrohr.

Der Durchmesser der Einhänge- oder Saugrohre wird dadurch bedingt, daß einerseits die aus dem Brunnen zu fördernde Wassermenge mit einer angemessenen, nicht zu hohen Geschwindigkeit hindurchgeleitet werden kann; andererseits aber dürfen die Rohre nicht zu weit sein, damit der Ringquerschnitt zwischen Saugrohr und Filterrohr nicht zu klein und die Geschwindigkeit des einfließenden Wassers nicht zu groß wird. Sie bestehen aus Gasrohren oder patentgeschweißten Stahlrohren, entweder aus mehreren Stücken oder häufig auch nur aus einem einzigen, um die Möglichkeit eines Undichtwerdens an der Verbindungsstelle zu ver-

meiden, deren Behebung hier mit besonderen Umständlichkeiten verknüpft wäre. Die Länge der Einhängerohre muß so groß sein, daß das untere Ende auf alle Fälle, auch bei dem tiefsten abgesenkten Wasserspiegel im Brunnen, noch in das Wasser eintaucht, so daß keine Luft in die Saugleitung eindringen und dadurch ein Abreißen der Pumpen herbeiführen kann. Die Saugrohre werden mit Hilfe einer aufgeklemmten Schelle gehalten, die sich auf das obere Ende des Brunnenrohres stützt.

Ein am oberen Ende des Saugrohres angeschraubter Flansch vermittelt den Anschluß des Saugrohres an die T-Stücke der Saugleitung, wenn diese unmittelbar über den Brunnen verlegt ist, oder an einen Krümmer, wenn die Saugleitung neben den Brunnen liegt. Zwischen Flansch und T-Stück bzw. zwischen Flansch und Krümmer ist meist eine lederne, mit Eisen oder Blei beschwerte Rückschlagklappe eingeschaltet, um beim Abreißen der Pumpe ein Zurücklaufen des Wassers aus der Saugleitung in die Brunnen zu vermeiden. Manchmal wird zu diesem Zweck auch ein Fußventil am unteren Ende des Saugrohres angebracht, jedoch geschieht dies selten wegen des verhältnismäßig großen Durchmessers der Fußventile.

An Stelle der Rückschlagklappen sind auch Eckrückschlagventile verwendet worden, wodurch gleichzeitig der Krümmer entbehrlich wird; die Nachteile sind erhöhte Kosten und größere Widerstände.

Auch wird manchmal vor dem Anschluß des Saugrohres an die Saugleitung ein besonderes Absperrventil eingeschaltet. Dieses bietet den Vorteil, einzelne nicht gut arbeitende und daher die Gleichmäßigkeit des Pumpenganges beeinträchtigende Brunnen von der Saugleitung abschließen oder auch durch Abschalten einer Reihe von Brunnen aus den anderen Brunnen bei derselben Pumpenleistung eine stärkere Entnahme herbeiführen zu können, um hier eine größere Absenkung zu ermöglichen. Auf einen guten dichten Anschluß des Schiebers an die Rohrleitung ist besonders zu achten; ferner dürfen nur Schieber mit gut gedichteten Stopfbüchsen eingebaut werden, da die Stopfbüchsen leicht eine Quelle von Undichtigkeiten werden können.

5. Brunnen für Tiefbrunnenbetrieb.

Diese unterscheiden sich von den gewöhnlichen, bei Staffelbetrieb mit Kreiselpumpen üblichen Brunnen durch ihre meist größere Länge und durch ihren gewöhnlich größeren Filterdurchmesser. Während die Länge der Staffelbrunnen im allgemeinen 10 m selten übersteigt und in erster Linie von der Saugeleistung der Pumpe abhängt, können Tiefbrunnen für Tiefbrunnenbetrieb erheblich länger werden, da die Tiefbrunnen auch bei sehr tiefen Absenkungen und tiefer Lage des ungesenkten Grundwasserspiegels die Absenkung in einer Stufe erreichen sollen

und vom Gelände bis etwa 7 bis 10 m unter die tiefste Lage des abgesenkten Grundwassers herabzuführen sind. Brunnentiefen von 15 bis 30 m sind daher keine Seltenheit, ohne daß hierdurch eine Grenze angegeben ist; Tiefbrunnen können flacher und auch erheblich tiefer werden.

Der Durchmesser des Filterrohres richtet sich nach dem Durchmesser der Tiefbrunnenpumpe und wird den Pumpendurchmesser um wenigstens 20 bis 50 mm übertreffen müssen. Bei den bisher ausgeführten Anlagen sind Filterrohrdurchmesser von 300 bis 350 mm zur Anwendung gekommen. Die Länge des durchlässigen Teiles des Brunnenrohres wird wenigstens 5 bis 10 m betragen. Sie kann bei tiefen Absenkungen erheblich größer sein, wenn der ganze unter dem ursprünglichen ungesenkten Grundwasserspiegel befindliche Abschnitt durchlässig ausgebildet wird, falls es die Untergrundverhältnisse erfordern. An den durchlässigen Teil schließen sich nach oben Aufsatzrohre an, die den gleichen Durchmesser erhalten, wie die durchlässigen Rohrabschnitte. Für die Konstruktion des Filterrohrs gelten im übrigen die gleichen Grundsätze wie für die Staffelbrunnen, auch hinsichtlich der Anwendung von Kiesschüttungen und Sonderkonstruktionen. Bei den meist üblichen Tauchpumpensätzen fallen die Saugrohre fort, an ihre Stelle treten die lotrechten Druckrohre der Pumpensätze, an welchen die Tiefbrunnenpumpen aufgehängt sind und die mittels Krümmer und T-Stück an die allen Brunnen gemeinsame, zur Vorflut führende Druckleitung angeschlossen sind. Es ist zweckmäßig, vor dem Anschluß an die Hauptdruckleitung einen Schieber einzuschalten. Mitunter fällt die gemeinsame Hauptdruckleitung fort, z. B. bei Absenkungen in Wasserläufen (Beispiel Grundwasserabsenkung bei dem Bau des Spreetunnels an der Jannowitzbrücke in Berlin im Zuge der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, vgl. auch Sichardt[30]), da hier die Möglichkeit vorliegt, daß jeder Brunnen unmittelbar in die Vorflut ausgießt.

B. Rohrleitungen.

1. Die Saugleitung.

Für die Saugleitung kommen heute in der Hauptsache Flanschenrohre zur Verwendung, meist geschweißte Blechrohre, selten gußeiserne Rohre. Muffenrohre werden heute nur noch selten angewendet.

Bei der Dichtung der Muffenrohre wird sowohl die für dauernde Verlegung übliche mit Teerstrick und Blei oder auch Kolophonium angewendet oder auch die für Grundwasserabsenkungszwecke besonders häufig benutzte Dichtung mittels Gummiringen, die sich beim Ineinanderschieben der Rohre durch Breitquetschen in der Muffe stramm an beide Rohre anlegen. Der Vorteil der Muffenleitung besteht in der größeren Nachgiebig-

keit derselben bei Bodenveränderungen, beim Nachsacken des Bodens, und außerdem in einer gewissen Ausgleichsmöglichkeit beim Anschließen von nicht ganz genau gebohrten Brunnen. Der Nachteil besteht darin, daß sie gerade wegen der Nachgiebigkeit leicht undicht werden kann. Auch ist ein Auswechseln einzelner Teile der Muffenleitung nicht möglich, wenn nicht Flanschenstücke eingeschaltet sind.

Für den Anschluß der Brunnen sind meist B-Stücke in die Rohrleitung eingeschaltet, seltener auch C-Stücke, obgleich dies vorteilhafter erscheint, weil dann der Wasserstrom beim Übergang in die Saugleitung nicht so scharf abgelenkt wird. Vielfach werden heute die notwendigen Formstücke aus Blechrohren geschnitten und zusammengeschweißt.

Die Flanschenrohre werden heute meist als umgebördelte Rohre mit losen Dichtungsflanschen ausgebildet. Die Dichtung erfolgt meist mittels Pappringen. Der Vorteil der Flanschenrohrleitung besteht in der außerordentlichen Festigkeit und Starrheit der Leitung, die allerdings auch eine dauernd gute Unterstützung verlangt. Eine Auswechselung einzelner schadhafter Teile ist leicht möglich, auch ist die Dichtung, wenn mit Sorgfalt hergestellt, eine ausgezeichnete. Ihr geringeres Gewicht gegenüber Muffenrohren und der schnelle Einbau sowie die leichte Auswechselbarkeit haben den schmiedeeisernen Flanschenrohren heute eine überragende Stellung in der Grundwasserabsenkungstechnik gesichert. Nachteile dieser Rohre bestehen darin, daß wegen der Starrheit und Unnachgiebigkeit leicht bei Sackungen des Erdbodens Brüche eintreten können, wenn nicht die gute Unterstützung dauernd gewahrt bleibt. Ferner müssen die Brunnen genau gebohrt werden, damit der Anschluß an die Leitung erfolgen kann. Schwierigkeiten in dieser Hinsicht lassen sich allerdings durch Zwischenschalten eines Muffenstückes zwischen Krümmer und T-Stück vermeiden; dadurch wird wie bei Muffenleitungen eine leichte Ausgleichsmöglichkeit erreicht.

Die Leitungen werden meist mit einer gewissen Steigung nach dem Punkt hin verlegt, an dem die Pumpen angeschlossen werden, so daß dort die Leitung am höchsten liegt und mitgefördertes Gas durch die Pumpen entfernt wird, ohne daß Luftsäcke in der Leitung entstehen. Um die Saughöhe für die Pumpen möglichst zu verringern, wird die Saugleitung dicht über dem Grundwasserspiegel verlegt. Die Verlegung geschieht meist auf dem Erdboden selbst, bei Baugruben mit Böschungen auf einem beim weiteren Bodenaushub stehenbleibenden schmalen Absatz, bisweilen auch wohl auf einem Holzgerüst, das an der Böschung angebracht wird. Manchmal erfolgt die Verlegung der Rohrleitung auch, um den eigentlichen Zutritt zur Baugrube nicht zu hindern, in um die Baugrube laufenden besonderen Rohrgräben, die dann entweder zugeschüttet oder überdeckt werden. Bei sehr engen

Baugruben, wenn eine Verlegung außerhalb der Baugrube nicht möglich ist, oder auch die Brunnen selbst innerhalb des Bauwerkes angeordnet werden müssen, erfolgt auch eine hängende Befestigung in der Baugrube, z. B. an den Quersteifen. Eine sehr sichere Lagerung der Saugleitung ergibt sich bei Bauwerken, die im Schutz einer Spundwand ausgeführt werden müssen, wie z. B. Bauwerke in unmittelbarer Nähe von offenen Gewässern, oder in den Gewässern selbst, nämlich auf der Spundwand.

2. Druckleitung, Abflußrinnen.

Für die Druckleitungen werden heute ebenfalls meist Flanschenrohre verwendet, die dann von den Pumpen aus gleichzeitig als Abflußleitungen weitergeführt werden oder auch zu besonderen offenen Abflußleitungen führen. Hierfür kommen offene Gräben in Betracht, die im lehmigen Boden ohne weiteres wasserdicht anzulegen sind, oder in anderen Bodenarten besonders wasserdicht angelegt werden müssen. Ferner sind offene Holzgerinne zu erwähnen, die durch Teeranstrich wasserdicht gemacht worden sind. Schließlich finden offene Blechgerinne Verwendung, die in der Form der Abb. 132 aus etwa 2 bis 2½ mm starkem Eisenblech, verzinnt oder mit Lack gestrichen, hergestellt werden. Sie sind durch Längs- und Querwinkeleisen versteift und bestehen aus einzelnen Schüssen, die wiederum mit Dichtungszwischenlagen durch Winkeleisen miteinander verschraubt werden.

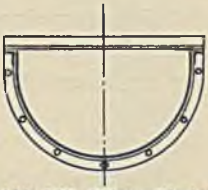


Abb. 132. Offenes Blechgerinne als Abflußleitung.

C. Pumpen.

1. Kreiselpumpen.

Am häufigsten Verwendung finden wegen der zu bewältigenden großen Wassermengen Kreiselpumpen mit einseitigem oder zweiseitigem Wassereinlauf; je nach der Art des Antriebes werden Langsamläufer oder Schnelläufer verwendet. Ihre geometrische Saughöhe ist eine beschränkte, im allgemeinen 6 bis 7 m, bei sehr guter und sorgfältiger Ausführung auch 7½ bis 8 m und unter sehr günstigen Umständen auch 8½ m. Für die Saughöhe ist der Wasserspiegel im Brunnen selbst maßgebend, so daß die Gesamtabsenkung einer Anlage je nach der Bodenbeschaffenheit mehr oder weniger hinter den genannten Zahlen zurückbleiben wird. Vorteile der Kreiselpumpen sind die Einfachheit ihrer Konstruktion und die an und für sich verhältnismäßig einfache Wartung.

Ein Nachteil der Kreiselpumpen besteht in der Möglichkeit des Abreißens und des daraus folgenden Versagens der ganzen Anlage bei etwa

vorhandenen Undichtigkeiten der Saugleitungen oder bei dem Auftreten von Gasen im Grundwasser. Deswegen ist eine gute Überwachung der Kreisel zu fordern. Ferner sind zum Inbetriebsetzen besondere Auffüll- oder Ansaugevorrichtungen nötig, die noch besonders besprochen werden.

Der Anschluß an die Saugleitung erfolgt meistens unter Einschaltung eines Schiebers, um die einzelnen Kreisel von der Saugleitung trennen zu können. Über der Pumpe vor dem Anschluß der Druckleitung empfiehlt sich ferner die Einschaltung eines Rückschlagventils, oder einer Rückschlagklappe, um bei plötzlichem Abreißen ein Zurückfließen aus der Druckleitung zu vermeiden und die Saugleitung vor dadurch auftretenden Wasserschlägen zu bewahren. Beim Fehlen der Rückschlagventile sind, besonders bei großen Druckhöhen der Pumpen, heftige Schläge vorgekommen, die ein Auseinanderpressen der aus Muffenrohren bestehenden Saugleitung zur Folge hatten. Im übrigen sei auf die umfangreiche Fachliteratur über Kreiselpumpen verwiesen.

2. Kolbenpumpen.

Die Verwendung der Kolbenpumpen für Absenkungszwecke bleibt auf verhältnismäßig wenige Fälle beschränkt und kommt nur dann in Betracht, wenn es sich um die Förderung von geringen Wassermengen handelt, wo also Kreiselpumpen wegen zu großer Drosselung unwirtschaftlich arbeiten würden oder die Gefahr leichten Abreißens nahe liegen würde, also bei sehr feinem Sande oder auch bei geringer Höhe der wasserführenden Schicht*.

3. Tiefbrunnenpumpen.

Die Entwicklung leistungsfähiger, betriebssicherer Tiefbrunnenpumpen für Zwecke der Grundwasserabsenkung erforderte langjährige hartnäckige Arbeit in der Werkstatt, auf dem Versuchsstand und der Baustelle (vgl. Abschnitt VI D 1 u. 2). Wie wir sahen, sind bereits zahlreiche Grundwasserabsenkungen mit Tiefbrunnenpumpen erfolgreich durchgeführt worden und mehrere bemerkenswerte Anlagen sind zur Zeit in Betrieb. Im nachfolgenden sollen drei Bauarten von Tiefbrunnenpumpen kurz besprochen werden, die auf Baustellen Verwendung fanden und noch finden.

Die Anforderungen, die die Eigenart der Grundwasserabsenkung an die Konstruktion solcher Pumpen stellt, sind recht mannigfaltig. Bei Tauchpumpensätzen für Grundwasserabsenkungen ist mit Betriebszeiten zu rechnen, die zwischen einigen Wochen und 1 bis 2 Jahren schwanken können. Wiederholter Ein- und Ausbau auf ein und der-

* Vgl. Abschnitt VIII A 1 d und Abb. 128.

selben Baustelle kommt in Betracht, ferner — recht häufig auch auf ein und derselben Baustelle — wechselnde Förderverhältnisse hinsichtlich der Förderhöhe und der zufließenden Wassermenge. Bei der Festlegung der Konstruktionsdaten mußten die geo-hydrologischen Verhältnisse des Baugrundes, die technisch-wirtschaftlichen des Brunnenbaues und der Brunnenkonstruktion und das von der Brunnenkonstruktion und der Zusammensetzung des Baugrundes bedingte Brunnenfassungsvermögen in Erwägung gezogen werden, ferner die Anforderungen der Gründungstechnik hinsichtlich der Fläche und Tiefe der zu erzielenden Absenkung und schließlich die maschinentechnische Seite des Problems, vor allem der Schutz des Motors gegen Feuchtigkeit.

Es dürfte einleuchten, daß es nicht möglich ist, allen diesen verschiedenartigen Anforderungen, die zum Teil einander entgegengesetzt sind, durch eine bestimmte Konstruktion so zu entsprechen, daß allen Bedingungen in gleicher Weise mit dem größten Nutzen Rechnung getragen wird.

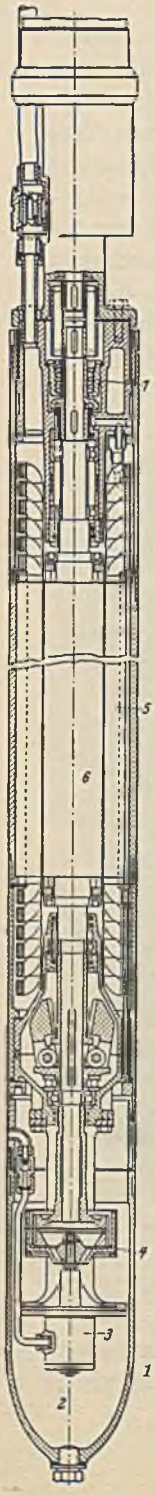
Die nachfolgend zu besprechenden Maschinen stellen deshalb Kompromißlösungen dar, die zwar nur für bestimmte mittlere und häufig vorkommende Verhältnisse dem Idealfalle ganz nahe kommen, bei Abweichungen nach oben und unten, sei es hinsichtlich der Förderhöhe oder der Fördermenge, liegt indessen die Einschränkung des Wirkungsgrades in verhältnismäßig geringen Grenzen.

Abb. 133. SSW-Tauchpumpensatz Tu, 10 kW (nach W. Sichardt, Bautechnik 1929).

a) SSW-Tauchpumpensatz, Type Tu.

Dieser Pumpensatz[31, 85], bei welcher der Motor unter der Pumpe angeordnet ist (Abb. 133) verdankt seine Konstruktion hauptsächlich den Bestrebungen der Siemens-Schuckert-Werke, die Erdölförderung aus tiefen Sonden, wo sehr große Förderhöhen zu überwinden sind, zu verbessern. Der Pumpensatz ist deshalb so konstruiert, daß er auch in größerer Tiefe unter dem Flüssigkeitsspiegel arbeiten kann. Die Kühlung des Motors erfolgt hier durch ständiges Eintauchen in die Förderflüssigkeit. Für die Sicherung der Motorwicklung gegen Wasserzutritt ist auf folgende Weise gesorgt (vgl. Abb. 134).

Die bei der Motorstopfbuchse eintretende Flüssigkeit wird nach einem am unteren Ende des Motorgehäuses angeordneten Pumpensumpf geleitet, sammelt sich dort und wird durch eine kleine Hilfskreiselpumpe aus dem Motorgehäuse entfernt. Diese Hilfskreiselpumpe, die auch Sickerpumpe genannt wird,



kann entweder mittels einer Flüssigkeitskupplung in Gang gesetzt werden, sobald der Wasserspiegel im Pumpensumpf eine bestimmte Höhe erreicht hat, oder aber sie kann, wie es bei neueren Konstruktionen der Fall ist, so eingerichtet werden, daß sie ständig zusammen mit dem Motor in Betrieb ist. Zur Sicherheit ist noch vorgesehen, daß das sich im Pumpensumpf ansammelnde Wasser auch mit Hilfe von Druckluft aus dem Motorinneren herausgepreßt werden kann. Die Spannung der Druckluft kann so geregelt werden, daß der Zufluß von Sickerwasser verschwindend klein wird. Durch besondere Signaleinrichtungen, die den Wasserspiegel im Pumpensumpf auf elektrische Weise überwachen, wird die Sicherheit noch erhöht. Sobald nämlich der Wasserstand im Pumpensumpf bis zu einem dort angebrachten elektrischen Kontakt ansteigt, wird an der Schalttafel der über Tage befindlichen Überwachungsstation (Schaltstelle) ein Signal ausgelöst, das dem Maschinisten angibt, daß die Zuführung von Druckluft notwendig ist. Abb. 135 zeigt, in welcher einfachen Weise der Tauchpumpensatz in einen beliebig tiefen Brunnen eingebaut werden kann. Der Strom wird dem Motor zugeführt durch ein in eine Gummischlauchleitung gebettetes Spezialkabel, das an die Steigerohre, an denen der Tauchpumpensatz im Brunnen hängt, angeschellt wird. Die Gummischlauchleitung wird über der Pumpe in einen besonderen gas- und wasserdichten Endverschluß geführt, in dem die drei Phasen aufgelöst und zu einer unmittelbar anschließenden, wasserdichten Steckvorrichtung geleitet werden. Von der Steckvorrichtung geht die Zuleitung in Form von in Stahlrohr verlegten Gummiaderleitungen zum Klemmkasten des Motors.

b) SSW-Tauchpumpensatz, Type To.

Diese Ausführung[31], die in Abb. 136 und 137 dargestellt ist, unterscheidet sich grundsätzlich von der vorbesprochenen dadurch, daß hier der Motor über der Pumpe angeordnet ist. Das von der Pumpe angesaugte Wasser wird durch das doppelwandig ausgeführte Gehäuse des Motors hoch geführt, so daß der Motor auf diese Weise ständig durch Wasser gekühlt ist. Der Motor kann deshalb auch anstandslos über

Abb. 134. SSW-Tauchpumpensatz Tu, Längenschnitt durch den Motor.
1 Stopfbüchse, *2* Pumpensumpf, *3* Sickerpumpe, *4* Kupplung der Sickerpumpe, *5* Ständer. *6* Kurzschlußläufer (nach A. Steiner: Siemens-Zeitschr. 1927).

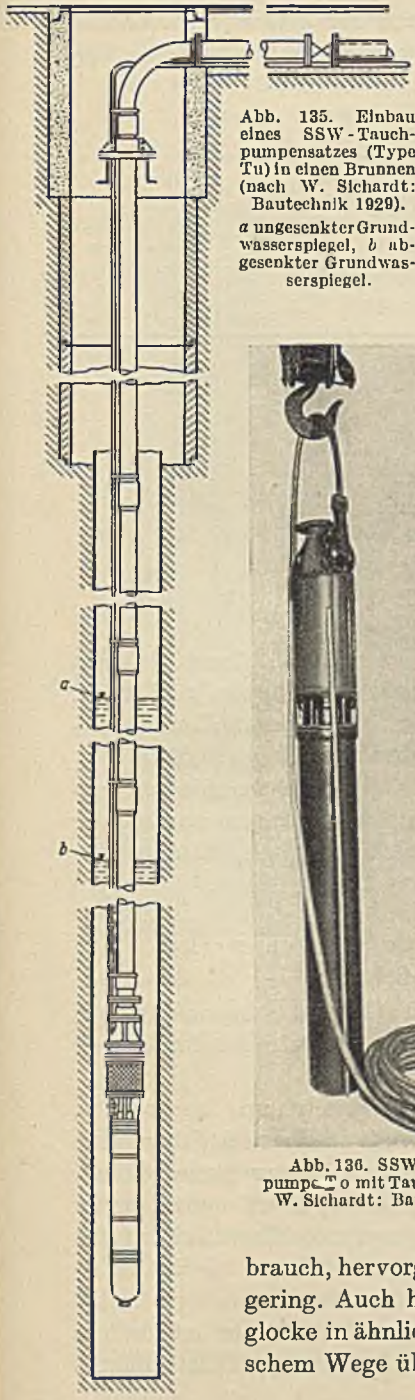


Abb. 135. Einbau eines SSW-Tauchpumpensatzes (Type Tu) in einen Brunnen (nach W. Sichardt: Bautechnik 1929).
a ungesenkter Grundwasserspiegel, *b* abgesenkter Grundwasserspiegel.

dem Wasserspiegel arbeiten. Die notwendige Trockenhaltung des Motors bei Unterwasserbetrieb geschieht hier durch Anordnung einer Taucherglocke, in der ein dem äußeren Wasserdruck entsprechender Luftdruck ständig gehalten wird. Die Taucherglocke ist so lang bemessen, daß ein Nachfüllen der Luft erst nach einigen Wochen notwendig wird. Der Luftver-

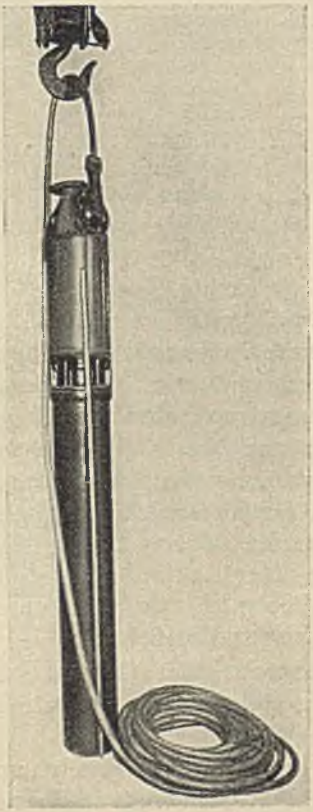


Abb. 136. SSW-Tauchmotorpumpe To mit Taucherglocke (nach W. Sichardt: Bautechnik 1929).

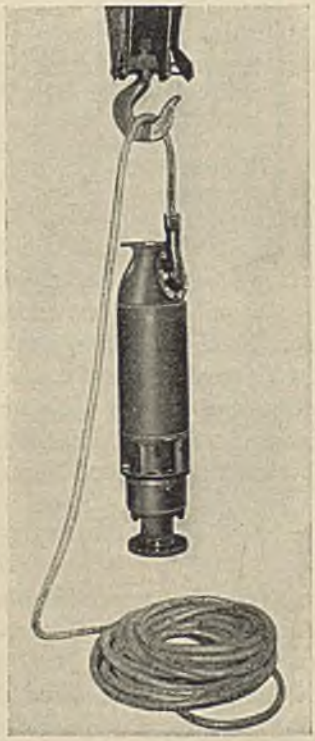


Abb. 137. SSW-Tauchmotorpumpe To, Taucherglocke abgeschraubt (nach W. Sichardt: Bautechnik 1929).

brauch, hervorgerufen durch Undichtigkeiten, ist also sehr gering. Auch hier wird der Wasserstand in der Taucherglocke in ähnlicher Weise wie bei der Type Tu auf elektrischem Wege überwacht. In der nachfolgenden Übersicht

(Zahlentafel 30) sind die wichtigsten Daten der beiden besprochenen Tauchpumpensätze, soweit sie für Grundwasserabsenkungszwecke Verwendung fanden, zusammengestellt.

Zahlentafel 30.

Lfd. Nr.	Type	Nr. der Abb.	Anordnung des Motors	Schutz des Motors gegen Feuchtigkeit	Stufenzahl der Pumpe	Leistung kW	größter ⌀ des Pumpensatzes mm	Länge des Motors mm
1	SSW-Tauchpumpensatz Tu	133 u. 134	unter d. Pumpe	Motorsumpf m. Hilfspumpe bzw. Druckluftentw.	2	10	235	1480
2	SSW-Tauchpumpensatz To	136 u. 137	über d. Pumpe	Taucherglocke	2	10	270	820
3	SSW-Tauchpumpensatz To (Konstr. Elmowerk)	—	über d. Pumpe	Taucherglocke	2	13,5	310	1380

Wichtig ist noch die Feststellung, daß sich beide Konstruktionen bei den verschiedenartigsten Verhältnissen bewährt haben, und zwar:

1. bei geringem, mittlerem und starkem Wasserandrang, entsprechend k-Werten nach Darcy von etwa 0,0001 bis 0,005;

2. bei nahezu chemisch reinem Wasser und solchem mit den verschiedensten in der Natur vorkommenden Beimengungen wechselnder Menge, wie z. B. sehr feinen Schlammteilchen, Salzen, Säuren, insbesondere auch bei Vorhandensein starken Eisengehaltes.

c) Unterwasserpumpensatz der Garvenswerke, Hannover-Wülfel.

Von den verschiedenen Bauarten der Garvens-Pumpen[86] ist in Abb. 138 eine für Grundwasserabsenkungen in Betracht kommende dargestellt.

Der Motor ist über der zweistufigen Kreiselpumpe angeordnet. Das von der Pumpe geförderte Wasser wird durch zwei Steigerohre oder auch in einem geschlossenen Mantel um den Motor herumgeführt. Bei dieser Bauart geschieht der Schutz des Motors gegen eindringendes Wasser durch Zuführung von trockener gespannter Druckluft in das Motorgehäuse.

Zur Abdichtung der Ankerwelle hat man eine eigenartige Dichtbüchse aus gepreßter Kohle angewendet. Aus Abb. 139 ist ersichtlich, daß diese von einer Feder angepreßte Kohle mit der Welle umläuft.

Die Abdichtung geschieht an der Stirnseite der Kohle. Da diese Fläche stets unter einem Luftüberdruck von innen steht, der dem äußeren Druck der Flüssigkeit etwa entspricht, so ist die Abnutzung dieser Kohle nahezu Null. Dabei wird sie automatisch nachgestellt.

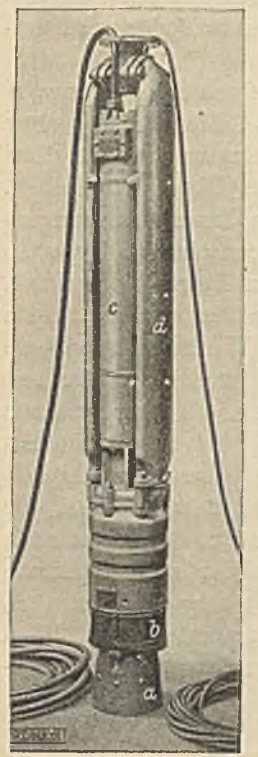


Abb. 138. Unterwasserpumpensatz der Garvenswerke (Hannover). Anordnung der Tauchglocke unterhalb der Pumpe. *a* Tauchglocke, *b* Pumpe, *c* Motor, *d* eines der Förderrohre.

Der bei dieser Art von Tauchpumpensätzen verwendete Überdruckregler ist ein Druckminderventil besonderer Ausführung. Eine Membrane wird von der oberen Seite her durch im Behälter aufgespeicherte Druckluft beaufschlagt. Von unten wirken auf die Membrane zwei Kräfte: eine konstante Federkraft, die den Überdruck bedingt, welcher im Innenraum des Motors stets gegenüber dem beliebig schwankenden Außendruck herrschen soll (0,5 bis 0,8 Atm.) und ein Zusatzdruck, der in direkter Abhängigkeit von dem beliebig schwankenden Wasserdruck im Brunnen am Ort der Stopfbuchse herrscht. Dieser Druck erreicht also seinen Höchstwert bei vollem Brunnen und seinen unteren Wert bei völlig abgesenktem Spiegel.

Dieser schwankende Druck wird durch eine nach unten offene Tauchglocke auf die Unterseite der Membrane übertragen. Die Tauchglocke ist dicht unterhalb (Abb. 138) oder dicht oberhalb (Abb. 139) des Motors angeordnet. Sie steht durch ein feines Röhrchen mit dem Raum unterhalb der Membrane des Druckreglers in Verbindung. Die Übertragungsgeschwindigkeit ist so

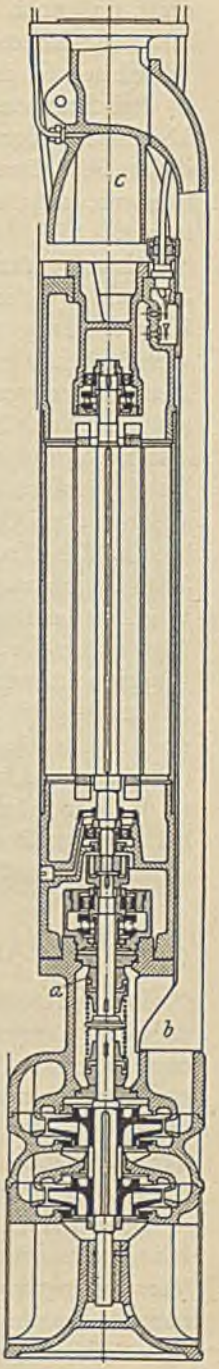


Abb. 139. Unterwasserpumpensatz der Garvenswerke (Hannover). *a* Abdichtungsring, *b* Umführungsrohr, *c* Tauchglocke (nach H. Sauveur: Z.V.d.I. 1928).

groß, daß auch bei Wassereinbruch im Brunnen der Überdruckregler mit aller Sicherheit durch ein von der Membrane gesteuertes Ventil Überdruck in den Motor entsenden kann.

Bei Brunnen mit konstantem Wasserspiegel wird die Tauchglocke überflüssig. Der von ihr erzeugte schwankende Zusatzdruck wird in diesem Fall durch eine Feder ersetzt, d. h. die im Regler ohnehin vorhandene, auf die Unterseite der Membrane wirkende Feder wird verstärkt.

Als es bei der Probegrundwasserabsenkungsanlage in Niederfinow im Jahre 1925 gelang, eine Tiefbrunnenpumpe etwa 2 Monate lang ohne Unterbrechung und Störung unter Wasser zu betreiben, wurde diese verhältnismäßig kurze Betriebszeit als ein großer Erfolg angesehen. Heute liegen wesentlich längere Betriebszeiten von Unterwasserpumpen auf der Baustelle vor. So wurde ein SSW-Tauchpumpensatz Type To erst nach fünfzehnmonatigem, ununterbrochenem Betrieb ausgebaut. Im allgemeinen kann nicht empfohlen werden, die Tiefbrunnenpumpen so lange ohne Unterbrechung und Wartung unter Wasser in Betrieb zu halten. Die Tauchpumpensätze, deren Motore Kurzschlußläufer mit 3000 Umdrehungen sind, sind immerhin Maschinen, die einer gewissen Wartung bedürfen. Diese ist ungenügend, wenn durch allzulange Betriebszeiten die Maschinen bis an die Grenzen ihrer Leistungsfähigkeit beansprucht werden. Es ist daher anzuraten, bei Betriebszeiten, die länger als 4 bis 6 Monate andauern, die Pumpensätze der Reihe nach zu ziehen, nachzusehen, zu schmieren und dann wieder in das Bohrloch einzubauen. Etwaige Anstände werden hierbei festgestellt werden, so daß der betreffende Pumpensatz ausgewechselt werden kann. Wird bei längerer Betriebsdauer auf diese Überwachung verzichtet, so geschieht dies auf Kosten der Betriebssicherheit.

D. Auffüll- und Ansaugvorrichtungen.

Bei den Anlagen mit Tiefbrunnenpumpen ist durch die tiefe Lage der Pumpe unter dem Grundwasserspiegel ein Ingangsetzen der Anlage ohne besondere Einrichtungen zum Auffüllen der Rohrleitungen oder zum Ansaugen des Grundwassers möglich; dagegen erfordert das Ingangsetzen von Staffelanlagen mit Kreiselpumpenbetrieb besondere Vorkehrungen, sofern nicht selbstansaugende Kreiselpumpen verwendet werden, die für kleinere Anlagen in Frage kommen.

Bei Anlagen kleinen Umfanges und einfachen Anlagen im unbebauten Gelände wird mitunter die Saugleitung noch mit Hand unter Verwendung von Eimern aufgefüllt. Auch das Auffüllen mit Hilfe einer vorhandenen Wasserleitung kommt für kleine Anlagen in Betracht. Ferner ist zu nennen das Auffüllen einer Saugleitung durch

Zurücklaufenlassen des Wassers aus der Druckleitung in die Saugleitung mit Hilfe eines gewöhnlich mit Ventil verschlossenen Umlaufs. Wenn die in der Druckleitung vorhandene Wassermenge zum Auffüllen nicht ausreichte, sind auch besondere, gleichzeitig zur Speisung der Lokomobilen aufgestellte Hochbehälter, die von den Pumpen selbst gefüllt wurden und dann als Vorrat zur Verfügung standen, zur Auffüllung benutzt worden. Auch kann, wenn die Druckleitung bis zu einem offenen Wasserlauf führt und dort ausgießt, die Leitung heberartig bis unter die Wasseroberfläche geführt und so ein Rücklaufen zur Auffüllung ermöglicht werden.

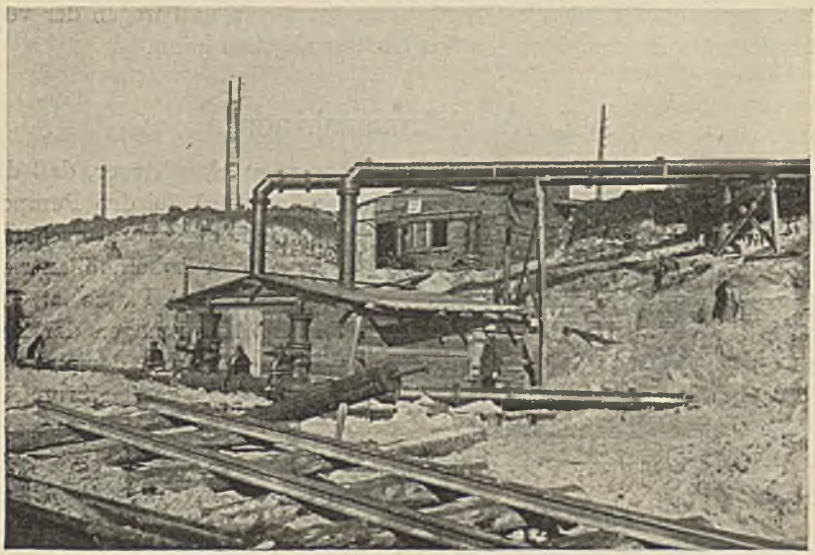


Abb. 140. Entlüftungsanlage der Grundwasserabsenkungsanlage beim Bau der Schleuse Groß-Wusterwitz. Anschluß der Luftleitungen durch besondere Rohrstutzen vor den Pumpenstuben.

Als Ansaugvorrichtungen sind zu nennen: Dampfstrahlejektoren, falls Dampf, wie bei Lokomobilbetrieb, zur Verfügung steht, vorhandene kleinere Kolben- oder Membranpumpen, und schließlich Luftpumpen.

Unter den Luftpumpen, die weitaus die größte Anwendung finden, sind die gegen Wasser unempfindlichen Luftpumpen, z. B. die Elmoluftpumpe der Siemens-Schuckert-Werke A.-G., am besten geeignet. Sie können in einfachster Weise an die Saugleitung angeschlossen werden, unter Fortfall besonderer Luftkessel und Wasserabscheider, wie sie bei der von J. Schultze[22] beschriebenen älteren Anordnung der Grundwasserabsenkung für die 3. Schleuse in Wemeldinge (Holland) zur Verwendung gekommen sind. Derartige Ansaugvorrichtungen (vgl. auch Abb. 103 u. 140), die auch als Entlüftungsanlagen bezeichnet

werden, werden gewöhnlich elektrisch betrieben und in den Kreiselpumpenstuben neben den Kreiselpumpensätzen aufgestellt, so daß sie vom Betriebsmaschinisten mit bedient werden können. Die Entlüftungsanlage bringt eine solche Erhöhung der Betriebssicherheit bei Kreiselpumpenanlagen mit sich, daß sie heute bei wichtigeren Grundwasserabsenkungsanlagen, zumal im bebauten Stadtgebiet, nicht mehr fehlen sollte.

Wie bereits erwähnt wurde (s. Abschnitt IV C), werden ähnliche Anlagen auch verwendet, um die etwa im Grundwasser enthaltenen schädlichen Gase aus der Saugleitung vor deren Anschluß an die Kreiselpumpen zu entfernen. Hier empfiehlt sich die Einschaltung eines Sammelkessels in die Saugleitung, in welchem sich das in den Saugleitungen schnell fließende Grundwasser beruhigen und wegen der verringerten Geschwindigkeit das Gas leichter abgeben kann.

E. Antriebsmaschinen.

Aus dem Abschnitt über Tiefbrunnenpumpen ging hervor, daß die jetzt üblichen Bauarten elektrisch betrieben werden. Bei den Pumpen der Staffelanlagen ist der elektrische Antrieb zwar heute vorherrschend, es kommen aber immer wieder Fälle vor, bei denen Lokomobilantrieb oder der Antrieb mit Verbrennungskraftmaschinen am Platze ist. Im folgenden werden lediglich die grundsätzlichen Anordnungen der Anlagen und die Gesichtspunkte für die Wahl der einen oder der anderen Betriebsart besprochen werden, wobei auch die Eigenart der Tiefbrunnenanlagen an geeigneter Stelle berücksichtigt wird. Im übrigen muß auf die maschinentechnische Literatur verwiesen werden.

1. Unmittelbarer elektrischer Antrieb.

Die ständig zunehmende Ausbreitung der Elektrizitätsversorgung zeigt sich auch beim Antrieb der Grundwasserabsenkungen. Seit Erscheinen der ersten Auflage 1913 haben sich hier die Verhältnisse immer mehr zugunsten des elektrischen Antriebes entwickelt, so daß heute dieser Antrieb als der bei Grundwasserabsenkungen vorherrschende angesehen werden kann.

Der unmittelbare elektrische Antrieb setzt voraus, daß an oder in der Nähe der Baustelle elektrische Kraft bereits zur Verfügung steht, und zwar in genügenden Energiemengen. Das ist in den Kulturländern in Städten und größeren Ortschaften und bei größeren Industrieanlagen wohl überall der Fall. Die Vorzüge des unmittelbaren elektrischen Antriebes bei Grundwasserabsenkungen sind in der Hauptsache die folgenden:

1. einfache und schnelle Montage der Elektromotoren,
2. geringe Transport- und Montagekosten,
3. leichte Auswechselbarkeit,

4. einfache Betriebsverhältnisse, daher geringer Lohnaufwand für die Betriebsüberwachung,

5. geringer Platzbedarf für die Pumpstationen,

6. große Anpassungsfähigkeit des elektrischen Betriebes an verwickelte und eingeengte Baugruben,

7. die Möglichkeit schneller Umbauten von Pumpstationen,

8. Ersparnis jeglicher Betriebskosten für die Bereitschaftsmaschinen während der Bereitschaftszeit.

Steht die elektrische Kraft als hochgespannter Strom zur Verfügung, so ist eine Umspannstation vorzusehen, die aber vielfach ohnehin für den Antrieb der sonstigen Baumaschinen, Werkstatteinrichtungen und der Beleuchtungsanlage der Baustelle notwendig sein wird. Unter Umständen kommt auch eine Umwandlung des zur Verfügung stehenden Netzstromes in Betracht, z. B. um die Ausnutzung vorhandener Elektromotoren zu ermöglichen. Eine Umspannung oder Wandlung des vorhandenen Stromes wird bei Tiefbrunnenbetrieb mit Tauchpumpensätzen notwendig, sofern nicht Drehstrom in der passenden Spannung (meist 220/380 Volt) zur Verfügung steht.

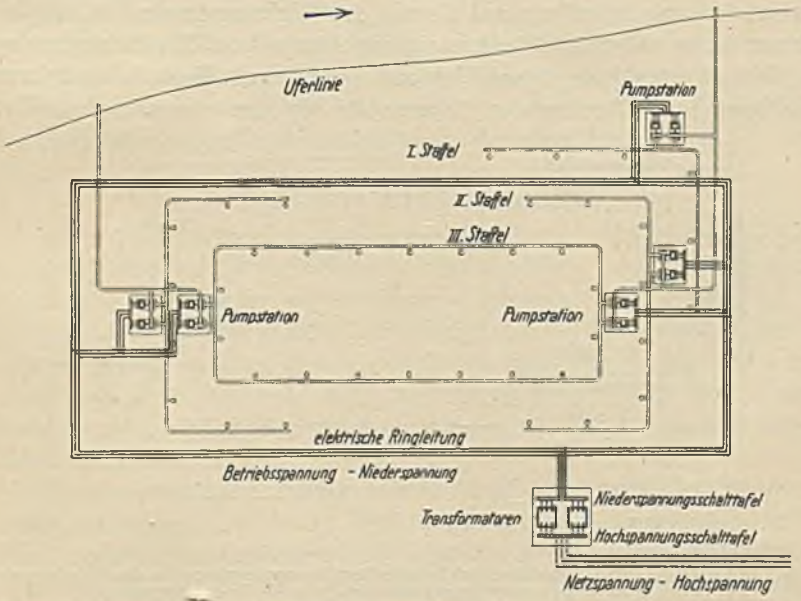


Abb. 141. Stromversorgung einer größeren (dreistaffeligen) Grundwasserabsenkungsanlage mit unmittelbarem elektrischen Antrieb.

Bei größeren Anlagen mit vielen Pumpensätzen wird heute stets die Versorgungsleitung der Baustelle als Ringleitung ausgeführt. Zur Ermöglichung einer leichten Auswechselbarkeit wird dafür Sorge getragen, daß die Pumpensätze möglichst gleiche Abmessungen haben und

möglichst nur ein Motortyp zur Verwendung kommt. Die grundsätzliche Anordnung einer größeren Absenkungsanlage mit unmittelbarem elektrischem Antrieb zeigt Abb. 141.

2. Unmittelbarer Antrieb durch Kraftmaschinen.

Gegenüber dem elektrischen Antrieb tritt der unmittelbare Antrieb durch Kraftmaschinen stark zurück. Die Anwendung solcher Kraftmaschinen bleibt auf die Fälle beschränkt, wo es sich um kleinere Absenkungsanlagen handelt, bei denen entweder die Möglichkeit eines Anschlusses an ein vorhandenes elektrisches Stromnetz nicht besteht, oder aber wegen zu hoher Stromkosten ein Antrieb durch Elektromotoren unwirtschaftlich sein würde. In Betracht kommen als Kraftmaschinen Lokomobilen und Verbrennungskraftmaschinen.

a) Antrieb durch Lokomobilen.

Ein Vorteil der Lokomobilen liegt in der hohen Betriebssicherheit und der Anpassung an die vorhandenen Betriebsverhältnisse, die ihrerseits vom Wasserandrang abhängen. Eine weitgehende Steigerung der Arbeitsleistung, allerdings auf Kosten des Wirkungsgrades, ist möglich. Ferner ist es möglich, eine Ansaugvorrichtung bzw. Entlüftungsanlage in Gestalt eines Dampfstrahlejektors anzubringen. Vorteile sind ferner die besondere Eignung der Lokomobile für den etwas rauhen Bau-

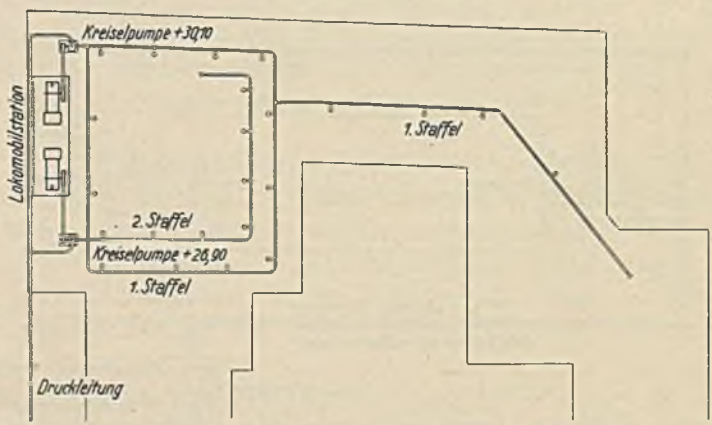


Abb. 142. Unmittelbarer Lokomobilantrieb bei der Grundwasserabsenkung für die Gründung eines Wohnhausblockes an der Tauroggener Straße zu Berlin-Charlottenburg.

betrieb und die verhältnismäßig einfache Montage. Nachteilig sind die höheren Bedienungskosten und die Abhängigkeit der Gleichmäßigkeit des Betriebes von der Bedienungsmannschaft. Als Nachteil ist schließlich noch das notwendige Stillstehen der Lokomobile zur Kesselreinigung zu nennen, das eine starke Bereitschaft erfordert.

Lokomobilen werden noch heute für kleine, hauptsächlich einstaffelige Anlagen selbst in der Großstadt angewandt (Abb. 142). Auch bei mittleren Anlagen, z. B. mit zwei Staffeln, können Lokomobilen als unmittelbare Antriebsmaschinen in Betracht kommen, wenn der Betrieb sehr schnell aufgenommen werden muß.

b) Verbrennungskraftmaschinen.

Für unmittelbaren Antrieb von Grundwasserabsenkungsanlagen finden Verbrennungskraftmaschinen bisher wenig Anwendung. Leichtes Gewicht infolge der hohen Tourenzahl, direkte Kuppelung und einfache Betriebsstoffversorgung sind jedoch Vorzüge der Verbrennungskraftmaschinen gegenüber den Lokomobilen, die bei kleinen Anlagen, wenn elektrischer Strom zu wirtschaftlich tragbaren Preisen nicht zur Verfügung steht, sehr wohl dazu führen können, den Lokomobilantrieb auszuschalten und einen Benzin- oder Dieselmotor zum Antrieb zu wählen. Es empfiehlt sich, bei Benzinmotoren den Motor jeweils nur 12 bis 24 Stunden laufen zu lassen und sodann das Bereitschaftsaggregat in Betrieb zu nehmen, so daß beide Maschinensätze sich alle 12 bis 24 Stunden abwechseln.

Verhältnismäßig häufiger ist die Anwendung der Verbrennungskraftmaschinen zum Antrieb der Baukraftwerke bei eigener Stromerzeugung für die Grundwasserabsenkung und ferner zum Antrieb von Bereitschaftspumpen bei kleineren Absenkungsanlagen.

3. Eigene Krafterzeugung.

Bei größeren Absenkungsanlagen wird heute in den Fällen, in denen kein elektrischer Strom zu einem wirtschaftlich tragbaren Preis zur Verfügung steht, eine eigene Stromversorgung eingerichtet und im übrigen unmittelbarer elektrischer Antrieb der Pumpensätze vorgesehen. Als Antriebsmaschinen des Kraftwerkes kommen Lokomobilen und Dieselmotore in Betracht; Benzin- (oder Benzol-) Motore sind weniger geeignet, weil es sich gewöhnlich um größere Leistungen und um längere Betriebszeiten handelt.

Die Anwendung der Lokomobile ist hier in der letzten Zeit mehr und mehr zurückgetreten, da ihr Wirkungsgrad von rund 14% wesentlich ungünstiger ist als derjenige der Dieselmotoren von rund 36%. Trotzdem wird auch weiterhin in manchen Fällen die Lokomobile zu wählen sein, z. B. dann, wenn billige Brennstoffe wie Holz oder Braunkohle an der Baustelle zur Verfügung stehen, während vielleicht die für Dieselbetrieb notwendigen Betriebsstoffe aus dem Ausland bezogen werden müssen.

Solche Verhältnisse lagen vor bei der Grundwasserabsenkung für Schleuse und Krafthaus Tass in Ungarn, wo billige Braunkohle im Lande selbst beschafft werden konnte. Das Schema dieses Baukraftwerkes

ist auf Abb. 143 dargestellt. Bemerkenswert ist die Aufteilung der Kraftmaschinen in 4 Aggregate im eigentlichen Kraftwerk und 1 Aggregat für die offene Wasserhaltung mit unmittelbarem Antrieb. Von den 4 Aggregaten des Kraftwerkes standen zwei für die Grundwasser-

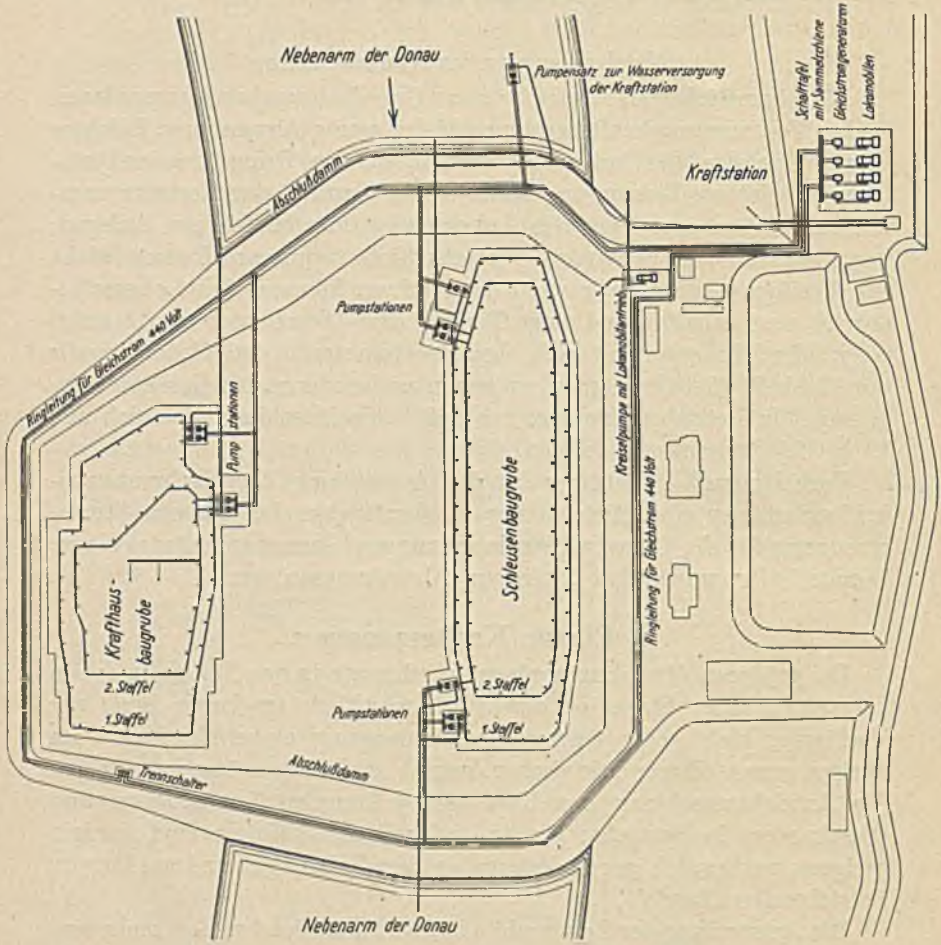


Abb. 143. Kraftwerk mit Lokomobilantrieb für die Grundwasserabsenkung beim Bau der Schiffsschleuse und der Wasserkraftanlage bei Tass in Ungarn.

absenkung, eins für die Beleuchtung und die Versorgung der auf der Baustelle eingesetzten Baumaschinen mit elektrischem Antrieb zur Verfügung, während ein Aggregat in Bereitschaft stand. Bei dieser Anordnung konnte selbst dann, wenn zwei Aggregate ausfielen, der Betrieb der Grundwasserabsenkungsanlage durch die beiden anderen gewährleistet werden.

Der Vorteil der Dieselmaschinen beruht neben ihrem günstigen Wirkungsgrad (vgl. auch Zahlentafel 31) auch auf der bequemen Brennstoffzuführung und der völligen Ersparnis von Brennstoff für die Bereitschaft. Weitere Vorteile sind der geringere Platzbedarf gegenüber Lokomobilbetrieb und der Fortfall der Rauchbelästigung.

Zahlentafel 31. Zusammenstellung der hauptsächlich für Grundwasserabsenkungen in Frage kommenden Antriebsmaschinen.

Maschinenart	thermischer Wirkungsgrad %	(zugrunde gelegt 100 PS)	
		Gewicht kg je PS	Anschaffungspreis RM. je PS
Lokomobile	14—18	100—110	180—200
Benzin- oder Benzolmotor	20—22	8— 10	50— 60
Dieselmotor	32—36	100—120	130—150

4. Maschinenbereitschaft.

Die Anforderungen, die an jede Wasserhaltung hinsichtlich ihrer Betriebssicherheit gestellt werden müssen, sind recht hohe, da durch das Versagen der Wasserhaltung nicht nur die Bauarbeiten unterbrochen und verzögert werden, sondern auch Sachschäden an Maschinen und Gerät, ferner an der Baugrube selbst, die unter Umständen zusammenstürzen kann, und an benachbarten Grundstücken und Gebäuden eintreten können. Bei Grundwasserabsenkungen mit Hilfe von Rohrbrunnen muß die Frage der Maschinenbereitschaft besonders sorgfältig erwogen werden, da hier die Baugrube entweder gar nicht abgestützt wird (Ausführung mit geböschter Seitenfläche) oder bei senkrechter Begrenzung nur die Abstützung erhält, wie sie auch beim Arbeiten im trockenen Boden üblich ist. Bei einer ungewollten Betriebsunterbrechung wären die Gefahren um so größer, als es sich hier um sandige Bodenschichten handelt, die im Wasser zum Zusammenfließen neigen.

Es unterliegt keinem Zweifel, daß alle Gefahren und Schäden, die durch das Versagen einer Anlage entstehen können, heute zu vermeiden sind, wenn die nötigen Sicherheitsvorkehrungen getroffen werden. Bei dem Beispiel der Grundwasserabsenkung bei den Um- und Erweiterungsbauten der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden (vgl. Abschn. VI C 2) wurde gezeigt, welche Sicherheitsvorkehrungen in Frage kommen können. Die wichtigsten Maßnahmen sind stets die, durch welche verhindert wird, daß ein Pumpensatz oder mehrere Pumpensätze oder gar die gesamte Anlage außer Betrieb kommt. Dieses Ziel läßt sich erreichen, wenn ausreichende Maschinenbereitschaften vorgesehen werden. Wegen der nicht unbeträchtlichen Kosten, die diese Anlagen er-

fordern, wird in jedem einzelnen Fall zu prüfen sein, welche Anforderungen bei den vorliegenden Verhältnissen zu stellen sind. Die Anforderungen werden bei flachen Absenkungen und geböschten Baugruben im unbebauten Gelände im allgemeinen am geringsten sein und sich steigern, je tiefer die Baugrube unter den Grundwasserspiegel ausgehoben wird und je näher eine Gefährdung benachbarter Gebäude in den Bereich der Möglichkeit rückt.

Als Grundsatz für die Anordnung der Maschinenbereitschaften gilt die Forderung, daß für jeden Betriebspumpensatz, der ausfällt, vollwertiger Ersatz zur Verfügung steht. Das bedeutet, daß bei allen kleineren Anlagen mit einer einzigen Betriebspumpe eine 100 proz. Bereitschaft notwendig ist. Bei Anlagen mit mehreren Betriebspumpen muß nicht unbedingt für jeden Pumpensatz eine zugehörige Bereitschaft vorhanden sein, sondern es wird ganz nach den örtlichen Verhältnissen und besonderen Sicherheitsanforderungen in Frage kommen, die Betriebspumpensätze zu Gruppen zusammenzufassen, die einen gemeinsamen Bereitschaftspumpensatz erhalten. Es leuchtet ein, daß bei unmittelbarem Betrieb der Pumpen durch Kraftmaschinen die Beistellung der Bereitschaftspumpensätze umständlicher und kostspieliger wird als bei unmittelbarem elektrischen Antrieb, da jeweils die teure und viel Platz beanspruchende Kraftmaschine mit aufgestellt werden muß. Deshalb kommen Kraftmaschinen zum unmittelbaren Antrieb von Bereitschaftspumpen nur bei kleineren Anlagen vor. Die Lokomobile ist hierfür weniger geeignet, da sie, um jederzeit einspringen zu können, ständig angeheizt werden muß und so Betriebsstoffe verbraucht, obwohl sie nicht arbeitet. Lokomobilen werden deshalb nur dort am Platze sein, wo ohnehin Lokomobilantrieb sich als zweckmäßig erwiesen hat. Dagegen kommen für kleine Anlagen Benzin- oder Benzolmotore heute mehr und mehr in Frage, da sie wenig Platz beanspruchen, sofort betriebsbereit sind und in Bereitschaftsstellung keinen Betriebsstoff verbrauchen.

Voraussetzuug für die Anwendung der Benzin- und Benzolmotore ist natürlich, daß keine ununterbrochenen Betriebszeiten von mehr als 12 bis 24 Stunden notwendig werden, d. h. solche Motore können nur dort Verwendung finden, wo die Hauptmaschine eine hohe Betriebssicherheit aufweist und die Bereitschaftsmaschine lediglich während der Zeit, in welcher die Hauptmaschine überholt wird, in Betrieb gehen muß. Eine Kombination, die schon mehrfach angewendet wurde, ist diejenige einer elektrisch betriebenen Betriebspumpe mit einer durch Benzin- oder Benzolmotor angetriebenen Bereitschaftspumpe. Hier soll das Bereitschaftsaggregat auch bei kurzen Stromunterbrechungen den Weiterbetrieb der Grundwasserabsenkungsanlage gewährleisten. Dieselmaschinen kommen ebenso wie Lokomobilen für den unmittelbaren

Antrieb von Bereitschaftspumpen weniger in Frage, da sie für die Aufstellung in der Baugrube selbst zu schwer und teuer sind.

Unter Berücksichtigung der Frage der Bereitschaft zeigt sich die Überlegenheit des elektrischen Antriebs der Pumpensätze besonders deutlich. Die Bereitschaftspumpensätze nehmen wenig Platz in Anspruch, Umbauten und daher Wiederverwendung in tieferen Staffeln sind leicht durchzuführen, in Ruhestellung wird kein Betriebsstoff verbraucht, kurz alle Vorteile des elektrischen Antriebes sind gegeben. Bei elektrischem Antrieb genügt es mitunter nicht, nur für die Pumpensätze elektrische Bereitschaftspumpensätze vorzusehen, sondern es muß bei einem solchen reinen elektrischen Betrieb auch die Stromversorgung sichergestellt werden. Insbesondere spielt die sichere Stromversorgung eine wichtige Rolle bei schwierigen Bauten im bebauten Gelände (z. B. Staatsoperumbau Berlin) und dann, wenn in dem zur Verfügung stehenden Leitungsnetz mit Stromunterbrechungen zu rechnen ist. Die beste Bereitschaft ist bei elektrischem Betrieb stets eine zweite Stromquelle, die — gegebenenfalls unter Zwischenschaltung einer Wandler- oder Umspannungsanlage — zweckmäßig an die Hauptschalttafel herangeführt wird. In einfacher Weise kann dann die gesamte Anlage auf die eine oder andere Stromquelle geschaltet werden. Bei solchen Absenkungsanlagen, wo für jeden Pumpensatz ein zugehöriger Bereitschaftssatz als notwendig erachtet wird, kann die Wandleranlage auch entfallen und können z. B. die Betriebspumpensätze an die Drehstromquelle, die Bereitschaftspumpensätze jedoch an die Gleichstromquelle angeschlossen werden, wenn diese zwei verschiedenen Stromquellen zur Verfügung stehen. Diese Anordnung wurde bei der schon erwähnten Grundwasserabsenkung beim Staatsoperumbau in Berlin (vgl. S. 197) ausgeführt und hat sich dort bewährt.

Steht nur ein Stromnetz zur Verfügung, so sind verschiedene Möglichkeiten für die Ausführung der Bereitschaftsanlage gegeben. Stellt sich der Betrieb mit Netzstrom teurer als derjenige mit unmittelbarem Kraftmaschinenantrieb oder mit selbsterzeugtem Strom, so wird bei kleineren Anlagen unmittelbarer Kraftmaschinenantrieb für die Betriebspumpen zu wählen und auch die Bereitschaftsanlage mit unmittelbarem Kraftmaschinenantrieb zu versehen sein. Bei den größeren Anlagen mit mehreren Pumpensätzen empfiehlt es sich, eigene elektrische Krafterzeugung vorzusehen, und zwar für den Antrieb der Betriebspumpen. Das vorhandene Stromnetz steht als Bereitschaft zur Verfügung. In einem solchen Falle wird es nicht notwendig sein, die eigene Krafterzeugungsanlage noch mit besonderen Bereitschafts-Kraftmaschinen auszurüsten, da deren Aufgabe vom Netzstrom erfüllt werden soll. Ist der Anschluß an ein solches vorhandenes Stromnetz nicht möglich, so sind Bereitschaftsmaschinen für ausfallende Kraftmaschinen nicht

zu entbehren. Im allgemeinen wird man hierbei mit einer Bereitschaft von 25 bis 33⅓ % auskommen, sofern eine entsprechende Unterteilung der Kraftmaschinen in 4 oder 3 Betriebsaggregate vorgenommen wird.

Zu erwähnen ist noch die Sicherung der Stromzuführung von der Zentrale aus bis zu den einzelnen Pumpensätzen. Heute umgibt man meist die Baustelle mit einer einfachen oder sogar mit einer doppelten Ringleitung, an die die einzelnen Stromentnahmestellen angeschlossen werden. Durch diese Anordnung wird erreicht, daß eine Unterbrechung der Ringleitung keinen Pumpensatz abschaltet.

Schließlich ist noch von der Bereitschaft bei Tiefbrunnenpumpenanlagen zu sprechen. Hier liegt eine große Sicherheit schon in der Aufteilung der Maschinenanlage in eine große Zahl getrennter Aggregate. Fällt eine Tiefbrunnenpumpe aus, so wird sie gegen ein neues Aggregat ausgewechselt, in der Zwischenzeit müssen die übrigen Betriebspumpen den Betrieb allein leisten. Es genügt im allgemeinen, über die Zahl der errechneten Tiefbrunnen hinaus einen weiteren Tiefbrunnen mit einer Tiefbrunnenpumpe als Bereitschaftsanlage vorzusehen. Das ergibt bei dem seltenen Fall eines einzigen notwendigen Betriebsbrunnens eine 100proz. Bereitschaft, bei zwei notwendigen Brunnen eine solche von 50%, bei drei notwendigen Brunnen von 33⅓ % usw. Es liegt auf der Hand, daß mit zunehmender Brunnenzahl der Umfang der Bereitschaft abnimmt. Die vorstehend empfohlene Anordnung trägt dieser Sachlage Rechnung. Großes Gewicht ist auf eine sichere Stromzuführung zu legen. Es sollten stets zwei Stromquellen herangezogen werden oder aber, wenn nur eine zur Verfügung steht, durch Anordnung einer eigenen Krafterzeugung für die notwendige Bereitschaft gesorgt werden. In diesem Fall wird wohl meist der Dauerbetrieb mit der eigenen Anlage geführt werden.

IX. Grundwasserabsenkung und Bodensetzungserscheinungen.

Seitdem das Grundwasserabsenkungsverfahren Eingang in die Bautechnik gefunden hat, wird in der Fachwelt die Frage erwogen, ob durch die Absenkung des Grundwasserspiegels Veränderungen in dem trockengelegten Untergrund eintreten, die sich in Setzungen desselben auswirken und dadurch von Einfluß auf die Standsicherheit und den Zustand etwa auf diesem Untergrund errichteter Bauwerke werden können. Zuerst wurde diese Frage im Schrifttum wohl von K. Bernhard[9] behandelt, der bereits das Problem von den zwei Hauptgesichtspunkten betrachtet:

1. Können durch die Spiegeländerungen des Grundwassers beim Absenken Zusammenpressungen des Untergrundes eintreten?

2. Werden durch die auf die einzelnen Brunnen zugerichteten Grundwasserbewegungen Bodenteile mit fortgespült, so daß Hohlräume und in deren Folge Bodensetzungen auftreten können?

Bernhard beantwortet beide Fragen dahingehend, daß — bei sachgemäßer Ausführung der Grundwasserabsenkungsarbeiten — keine die Standsicherheit benachbarter Gebäude gefährdenden Bodenbewegungen eintreten können. Er weist hinsichtlich Punkt 1 auf die natürlichen Grundwasserschwankungen unter dem Kölner Dom und unter der Dresdener Hofkirche hin, die trotz ihrer erheblichen Ausmaße ohne Einfluß auf die Standsicherheit der erwähnten Gebäude geblieben sind, und erwähnt die Tatsache, daß die unmittelbar neben der Kaiser-Wilhelm-Gedächtniskirche in Berlin durchgeführte Grundwasserabsenkung für die Stammstrecke der Berliner Untergrundbahn sich in keiner Weise durch Schäden an dem Bauwerk bemerkbar gemacht hat.

Zu Punkt 2 errechnet Bernhard, daß die während der ganzen Bauzeit im geförderten Wasser mitgeführten Bodenteilchen auch unter ungünstigen Annahmen so geringfügig sind, daß eine Gefährdung vorhandener Gebäude ausgeschlossen erscheint.

Zur Frage des Einflusses von Absenkungen des Grundwasserspiegels auf Bodensetzungen hat ferner H. Kreß[15,88] Stellung genommen. Nach seinen Ausführungen spielte diese Frage bei Beginn der Berliner Untergrundbahnbauten eine wichtige Rolle. Als im Jahre 1900 die ersten Strecken unter Anwendung des Grundwasserabsenkungsverfahrens in Angriff genommen wurden, tauchten schwere Bedenken über Senkungen des Untergrundes und benachbarter Häuser infolge des Entziehens des Grundwassers aus dem Boden auf. Unter dem Eindruck solcher Befürchtungen wollte die Kirchenbaukommission der Kaiser-Wilhelm-Gedächtniskirche in Berlin-Charlottenburg im Jahre 1900 den Weiterbau des Tunnels der im Bau befindlichen Stammstrecke der Berliner Untergrundbahn neben der genannten Kirche verbieten. Nicht nur der Weiterbau dieser Strecke war hierdurch gefährdet, sondern überhaupt der gesamte Untergrundbahnbau in Berlin, der nur mit Hilfe der Grundwasserabsenkung in wirtschaftlicher Weise durchzuführen war. Der Weiterbau des Tunnels war daher von entscheidender Bedeutung. Namhafte Gutachter, so Wasserbaudirektor Bubendey, damals Professor an der Technischen Hochschule Charlottenburg, und Regierungsbaumeister Seyfferth, einer der Pioniere der Grundwasserabsenkung im Grundbau, der die praktischen Schwierigkeiten der ersten Ausführungen im Untergrundbahnbau überwand, wurden herangezogen, um die Gefahrlosigkeit der Grundwasserabsenkung darzutun. Wenn auch diese Gutachten nicht allzu überzeugend

waren, da es an praktischen Erfahrungen, die allein Auskunft geben konnten, mit der neuen Bauweise damals noch mangelte, so gelang es doch schließlich, den Weiterbau sicherzustellen, freilich unter recht schweren Bedingungen. Die Siemens & Halske A.-G., als Bauherrin, mußte mit ihrem ganzen Vermögen zehn Jahre für die Standsicherheit des Kirchenbauwerkes haften unter Hinterlegung der ansehnlichen Haftsumme von 200000 RM.

Vor Beginn der Arbeiten wurde die Kirche eingehend auf vorhandene Risse abgesucht, wobei es sich zeigte, daß das Bauwerk zahllose kleine Risse aufwies, die gewöhnlich nicht auffallen und die sorgfältig in den Zeichnungen festgelegt wurden. Bei Beendigung des Tunnelbaues, zwei Jahre später, ergab sich eine Vermehrung dieser kleinen Risse; aber irgendwelche gefahrbringenden, auf Setzungserscheinungen zurückzuführende Beschädigungen konnten nicht festgestellt werden. Beide Parteien stimmten bei der Beurteilung dahingehend überein, daß die neuen Risse nicht auf den Tunnelbau zurückzuführen waren, sondern zu denjenigen Rissen gehören, die jedes größere Bauwerk im Laufe der Zeit erhält. Auf Grund dieses Befundes wurde die erwähnte Haftsumme schon vor Ablauf der Haftzeit zurückgegeben. Kreß hebt hervor, daß seither zahlreiche Absenkungen des Grundwasserspiegels beim Untergrundbahnbau und bei anderen Tiefbauten stattgefunden haben, ohne daß sich Schäden an den Häusern zeigten. Etwaige Risse an den Häusern führt er auf die Nachbarschaft der tiefen Tunnelbaugrube zurück; dagegen könne die Grundwasserabsenkung für solche nicht verantwortlich gemacht werden. Nur dort, wo benachbarte Bauwerke nicht auf Sand, sondern unmittelbar auf Moor oder Faulschlamm gegründet sind, hält er Risse bei Grundwasserabsenkung für möglich; deren Ursache liege indessen in der mangelhaften Gründung.

Auch M. Enzweiler[17] bespricht das Problem der Bodensetzung, wobei er von den gleichen oben erwähnten grundsätzlichen Fragen wie Bernhard ausgeht. Hinsichtlich der Frage 1 sieht er in der Verminderung des ursprünglich herrschenden Auftriebes durch die Spiegelsenkung diejenige Folge der Absenkung, die maßgebend für etwaige Bodensetzungen ist. Enzweiler kommt zum gleichen Ergebnis wie Bernhard, indem er auf die feste Lagerung der Sand- und Kiesschichten im gewachsenen Untergrund hinweist, die nach seiner Meinung nicht mehr gesteigert werden kann. Zu Frage 2 bemerkt Enzweiler, daß — für Berliner Verhältnisse — die Geschwindigkeit des Grundwassers schon bei 2 m Entfernung vom Brunnen nur noch 0,5 mm/sek betrage und daß diese Geschwindigkeit den tausendsten Teil derjenigen Geschwindigkeit darstelle, die notwendig ist, den festen Sand auf der Flußsohle in Bewegung zu bringen. Er erwähnt ferner die sorgfältige Ausbildung der Filterkonstruktion, die es unmöglich mache, daß Sand-

teilchen in das Brunneninnere eintreten können. Wenn wirklich Ausspülungen des Untergrundes eine notwendige Folge der Grundwasserabsenkung wären, so müßte, wie Enzweiler schließlich noch ausführt, bei der großen Reichweite der Absenkungen sich die schädliche Wirkung auch auf größere Entfernungen von der Baugrube zeigen. Demgegenüber würden Schäden infolge von Grundwasserentziehung in überwiegendem Maße an Bauwerken in unmittelbarer Nähe der Baugrube geltend gemacht, wo Enzweiler andere Ursachen für vorliegend erachtet. Soweit sich ausnahmsweise schädliche Einflüsse in Entfernungen von mehreren hundert Metern vom Absenkungsmittelpunkt zeigten, sei das Vorliegen nicht tragfähigen Baugrundes anzunehmen, wie Moor, Torf, Schlamm, Infusorienerde, also Bodenarten, die beim Austrocknen schwinden. Da aber einfache Flachgründungen auf derartigen Bodenarten den Vorschriften der Technik zuwiderlaufen, so können die Absenkungsanlagen bei etwaigen Schäden höchstens die Veranlassung zu Gleichgewichtsstörungen, nicht aber die Ursache sein. Enzweiler kennzeichnet die erwähnten Bodenarten zum Unterschied von Sand- und Kiesschichten als „nicht wasserführend", aber „wassergesättigt". Andere nicht wasserführende Bodenarten, wie Lehm, schließt er ausdrücklich mangels genügender Beobachtungen von diesen Betrachtungen aus.

Einen weiteren Beitrag zur Frage der Bodensetzungen lieferte Sichardt[35]. Ausgehend von der Höchstgeschwindigkeit des einem Brunnen zuströmenden Grundwassers zeigt er einen Weg zur Beurteilung derjenigen Korngrößen, die auch unter Berücksichtigung der in den Poren des Grundwasserträgers auftretenden wirklichen Höchstgeschwindigkeiten bewegt werden könnten. Die Bewegung könnte aber tatsächlich nur dann eintreten, wenn diese Körner, deren Durchmesser etwa $^1/_5$ des mittleren Korndurchmessers beträgt, in den Poren freigelagert wären, wenn sie also an der Lastübertragung von Korn zu Korn unbeteiligt wären. Das ist — auch bei Grundwasserträgern von stark wechselnder Korngröße — in der ungünstigsten Wasserdurchflußfläche mit den größten auftretenden Durchflußgeschwindigkeiten, unmittelbar an der äußeren Brunnenmantelfläche, nicht zu erwarten, noch viel weniger in größerer Entfernung von der Brunnenachse, da entsprechend der Zunahme der Entfernung der Durchflußfläche von der Brunnenmantelfläche die Geschwindigkeiten sehr stark abnehmen. Sichardt hält es deshalb für erwiesen, daß wegen der Kleinheit der auftretenden Durchflußgeschwindigkeit nur die feinsten Bodenbestandteile tonigen Charakters in allernächster Umgebung des Brunnens — bis zu einer Entfernung von etwa dem Zwei- bis Dreifachen des Brunnenhalbmessers von der Brunnenachse gerechnet — in Bewegung gesetzt werden können. Solche an der Lastübertragung innerhalb des Grund-

wasserträgers unbeteiligten Bodenteilchen sind bei sachgemäßer Brunnenkonstruktion nur während eines kurzen Betriebsabschnittes zu Beginn der Absenkung im geförderten Wasser zu beobachten. Die Entnahme von Wasserproben während der Betriebszeit einer Grundwasserabsenkung ist zur Überwachung der Unversehrtheit der Brunnenfilter stets zu empfehlen, insbesondere bei Beginn des Betriebes und bei Anlagen im bebauten Stadtgebiet.

Die Auffassung Sichardts wird von J. Schäfer[89] bestätigt. Von den Verfassern des mit dem ersten Preise bedachten Entwurfes bei dem Wettbewerbe für die Köln-Mülheimer Straßenbrücke wurde die Befürchtung ausgesprochen, daß durch eine Grundwasserabsenkung dem Untergrund feine Sandteile entzogen werden und daß dadurch die Tragfähigkeit des Untergrundes vermindert werde. Schäfer bekämpft diese Auffassung und zeigt an einem Zahlenbeispiel, daß allenfalls die ganz feinen Korngrößen von 0,05 bis 0,02 mm eben noch vom Grundwasser mitgeschleppt werden könnten. In einem Umkreise von 0,5 m um einen Filterbrunnen hält er jede Schleppwirkung auch auf die feinsten Bodenteile für ausgeschlossen. Etwaige Versackungen des Bodens in der Nachbarschaft einer tiefen Baugrube führt Schäfer auf die Nachgiebigkeit der Baugrubenumschließung und -Absteifung und auf etwaige Rammarbeiten, besonders bei Verwendung von Spundwänden zurück; dagegen hält er es für ausgeschlossen, daß bei Unversehrtheit der Filter die Grundwasserabsenkung die Ursache der Bodensetzungen und ihrer Folgen sein könne, namentlich in größerer Entfernung von der Baugrube und in größeren Tiefen. Nur bei Torf- und Moorboden kann nach Beobachtungen von Schäfer, die Enzweilers Ausführungen bestätigen, auch bei größeren Entfernungen von der Baugrube eine Einwirkung der Grundwasserabsenkung vermutet werden, die aber nicht auf Wegführung fester Bodenbestandteile zurückgeführt werden kann, sondern „wahrscheinlich auf Volumenänderung der genannten Bodenarten infolge Austrocknung beruht".

Im Anschluß an Schäfers Ausführungen hat schließlich noch B. Körner[90] zur Frage der Bodensetzungserscheinungen Stellung genommen. Er hält zwar Schäfers Nachweis, daß die Ausspülung von Bodenteilchen nicht als Ursache von Bodensetzungen in Frage kommen kann, für zutreffend, vertritt aber hinsichtlich der Einwirkung der Spiegelschwankungen des Grundwassers die Ansicht, daß mit jeder Grundwassersenkung zwangsläufig Bodensetzungen verbunden seien. Wir begegnen demnach hier bezüglich des eingangs dieses Abschnittes aufgestellten Gesichtspunktes 1 einer neuen Anschauung.

Ausgehend von den Arbeiten H. Kreys zeigt Körner den Einfluß der durch die Absenkung erzeugten Auftriebsverminderung und den Einfluß etwaigen kapillaren Wasserrückhaltes, der bei sehr feinporigen

Böden oberhalb des gesenkten Grundwasserspiegels, gewissermaßen in den Poren hängend, auftreten kann. Die Mehrbelastung infolge Auftriebsverminderung errechnet sich wie folgt (vgl. Abb. 144).

Es bedeuten:

f die Bodenfläche eines Sandprismas,
h die Höhe desselben,
γ das Raumgewicht des Bodens,
G das Gewicht des Prismas im Trocknen,
ε das Hohlraumverhältnis des Bodens.

Demnach ist

$$G = \gamma f h \tag{120}$$

oder bei Schichten mit verschiedenem Raumgewicht

$$G = \sum \gamma \Delta h f. \tag{121}$$

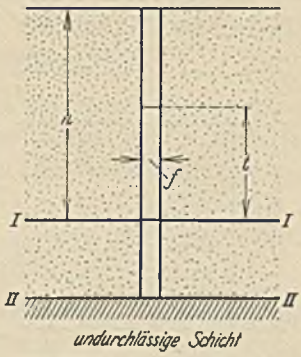


Abb. 144 (nach B. Körner).

Wird das Prisma bis zur Tiefe t in Wasser eingetaucht gedacht, so nimmt G um das Gewicht des eingedrungenen Wassers zu, um ΔG

$$\Delta G = \varepsilon f t. \tag{122}$$

Liegt die Bodenfläche des Prismas in Höhe der Ebene $I—I$ innerhalb des durchlässigen grundwasserführenden Untergrundes, so beträgt nunmehr der Druck auf die Unterlage bei $I—I$ nicht $G + \Delta G$, sondern

$$P = G + \Delta G - W, \tag{123}$$

worin $W = f t$ die Größe des Auftriebes bedeutet. Es wird

$$P = \gamma f h - (1 - \varepsilon) f t. \tag{124}$$

Würde die in der Ebene $II—II$ gedachte, grundwassertragende, dichte Sohle bei $I—I$ liegend angenommen, so würde die Entlastung durch den Auftrieb fortfallen und tatsächlich der um ΔG erhöhte Druck $G + \Delta G$ auf die Unterlage auftreten. Wird das Prisma nunmehr wieder ausgetaucht bzw. der Wasserspiegel um das Maß t abgesenkt gedacht, so wird bei gröberem Bodenmaterial kein Wasser im Prisma zurückbleiben, das Gewicht des Prismas wird wieder

$$G = \gamma f h$$

und ebenso groß ist der Druck auf die Unterlage.

Da $G > P$, so hat durch die Absenkung eine Zunahme des Druckes auf die Unterlage stattgefunden, und zwar um

$$\Delta P = G - P = (1 - \varepsilon) f t. \tag{125}$$

Bei gröberen Bodenarten nimmt demnach bei einer Absenkung um

das Maß t die Bodenbelastung innerhalb des Absenkungsbereichs von 0 bei h_0 geradlinig wachsend bis $(1 - \varepsilon) f t$ bei h_1 zu (Abb. 145).

Zu dem Einfluß der Auftriebsverminderung tritt noch bei feinporigen Böden der Einfluß des bei der Absenkung im Boden zurückbleibenden kapillaren Wassers. Handelt es sich um einen Boden, der das gesamte in den Poren befindliche Wasser zurückhält, so wird beim Herausziehen des Bodenprismas von der Höhe h (Abb. 146) bzw. bei der Absenkung des Grundwasserspiegels um t das Gewicht des Prismas betragen:

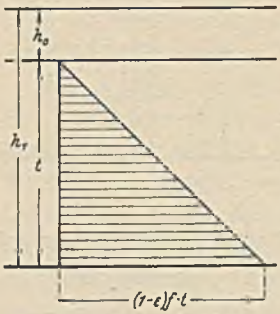


Abb. 145 (nach B. Körner).

$$G_1 = G + \Delta G = \gamma f h + \varepsilon f t. \qquad (126)$$

Der Druck auf die Unterlage hat also nunmehr zugenommen, um

$$\Delta P = G_1 - P = f t \qquad (127)$$

gegenüber $\Delta P = f(1 - \varepsilon) t$ bei grobporigem Boden. Die Zunahme der Bodenbelastung liegt demnach je nach der Krongröße bzw. der Porengröße des Bodenmaterials zwischen $f(1 - \varepsilon) t$ und $f t$.

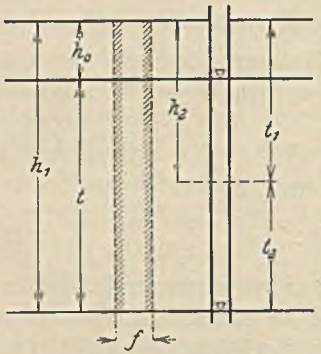


Abb. 146 (nach B. Körner).

Über den Verlauf der Belastungszunahme zwischen dem ursprünglichen und dem abgesenkten Grundwasserspiegel bei Auftreten kapillaren Wasserrückhaltes ist nach Körner folgendes zu sagen:

Der Wasserspiegel wird von h_0 bis h_1 um t abgesenkt gedacht (Abb. 146). In der Höhe h_2 herrscht vor der Absenkung der Wasserdruck t_1, nach der Absenkung ist der Wasserdruck $- t_2$, da nach Krey das Wasser infolge der Kapillarkraft im Boden hängt.

Die Belastungsänderung ist demnach, wegen $t_1 + t_2 = t$, auch oberhalb des abgesenkten Wasserspiegels $f t$. Die Belastungsänderung würde also für den ganzen Senkungsbereich von h_0 bis h_1 konstant und in allen gedachten Belastungsebenen $= f t$ sein.

Wie wir sahen, hat schon Enzweiler auf die Bedeutung des Auftriebes hingewiesen. Durch Körner ist nunmehr die Frage der Auftriebsminderung und ihr Einfluß auf die bodenstatischen Verhältnisse näher beleuchtet und es ist möglich, diesen Einfluß auch rechnerisch zu verfolgen. Betrachten wir zunächst den im Bereich des Anwendungsgebietes der Grundwasserabsenkung vorherrschenden Fall des Vor-

liegens von Bodenschichten, die bei Absenkung des Grundwasserspiegels kapillares Wasser nicht oder nur im geringen Maße zurückhalten, so beträgt die Belastungszunahme, wenn $\varepsilon = 0{,}25$ gesetzt wird, je Meter Absenkung auf 1 m² Grundfläche

$$(1 - \varepsilon) f t = (1 - 0{,}25)\, 1 \cdot 1 = 0{,}75 \text{ t/m}^2.$$

Bei der bisher bekannt gewordenen größten Absenkung im bebauten Stadtgebiet (Museumsinsel Berlin) von 15 m ergibt sich sodann in der Tiefe des abgesenkten Grundwasserspiegels eine Belastungszunahme je cm² Grundfläche von

$$\frac{15 \cdot 0{,}75 \cdot 1000}{100^2} = 1{,}125 \text{ kg/cm}^2.$$

Wird zur Berücksichtigung etwa vorhandener, teilweiser Kapillarwirkung der Höchstwert der Belastungszunahme $f t$ eingesetzt, so wird die

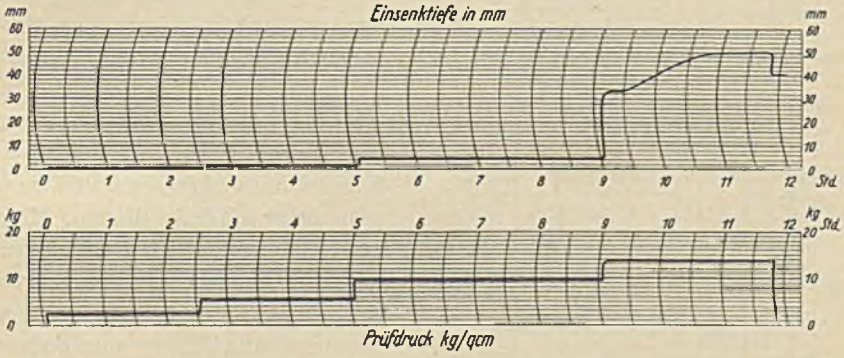


Abb. 147. Prüfdiagramme einer Bodenprüfung mit dem Bodenprüfer System Wolfsholz = Siemens-Bauunion im Berliner Baugrund (mittelscharfer, loser Sand).

Belastungszunahme in Höhe des abgesenkten Grundwasserspiegels 1,5 kg/cm². Welche Setzung tritt bei dieser Belastung in einer Tiefe, die mindestens 15 m unter dem Gelände liegen wird, auf? Die in Abb. 147 u. 148 dargestellten Bodendruckdiagramme, die bei einer Bodenprüfung mit dem Bodenprüfer Wolfsholz = Siemens-Bauunion[91 u. 92] in Berliner Untergrund gewonnen wurden, zeigen bei einer Zunahme der Belastung von 5 auf 6 kg/cm² eine Zunahme der Einsenkung um rd. 0,5 mm. Für ähnliche Bodenverhältnisse wird man also mit einer Zunahme der Einsenkung von 0,5 bis 1 mm je 1 kg Belastungszunahme zu rechnen haben. Es ist nicht anzunehmen, daß so geringe, nahezu völlig elastische Einsenkungen in solcher Tiefe Gefahren für Bauwerke mit sich bringen könnten. Körner selbst sieht die Ungleichmäßigkeit der Einsenkung als gefährlicher an, als ihre absolute Größe. Wie steht es aber mit der Ungleichmäßigkeit der Absenkungsflächen bzw. mit der Steilheit der Absenkungskurven? Es ist eine immer wiederkehrende

Erscheinung, daß die Steilheit der Absenkungskurven wesentlich überschätzt wird. Wie die Verhältnisse tatsächlich liegen, sei an Hand der auf Abb. 149 dargestellten Absenkungskurven gezeigt. Es ist ersichtlich, daß — abgesehen von den lokalen Absenkungstrichtern um die Brunnen, die steiler verlaufen — die Absenkungsflächen einen sehr flachen Verlauf aufweisen. Das trifft auch für feinere Bodenarten mit geringerer Durchlässigkeit zu. Wegen der geringeren Porenweiten muß hier das Grundwasser bei gleicher Absenkung gegenüber einem gröberen Material mit größerem Gefälle durch den Boden fließen, was sich bekanntlich äußerlich in dem steileren Verlauf der Absenkungskurven und der kleineren Reichweite zeigt. Als Ergänzung zu den auf Abb. 149 gezeigten tatsächlich beobachteten Absenkungskurven mögen noch die in Abb. 150 dargestellten Kurven für ein bestimmtes Absenkungsbeispiel unter Annahme drei verschiedener k-Werte dienen. Hier ist besonders deutlich zu erkennen, daß die Abweichung der Kurve mit dem kleineren k-Wert von der mittleren Kurve nur gering ist. Aus allen Beispielen geht hervor, daß ein Spiegelunterschied des abgesenkten Grundwassers unter einer Grundfläche von 25 m Länge sich etwa in den Grenzen von 3 bis 5 m hält. Die hierdurch mögliche Ungleichmäßigkeit der Bodendruckerhöhung wird demnach nicht mehr als 0,15 bis 0,5 kg/cm² betragen können. Solche geringen Belastungsunterschiede, die noch dazu in ganz allmählichem Übergang sich auswirken, können weder die Standsicherheit etwa auf dem fraglichen Gelände vorhandener Bauwerke gefährden, noch zu Rißbildungen an diesen Anlaß geben, zumal wenn noch berücksichtigt wird, daß der Untergrund elastisch ist und die in Rede stehenden Belastungsunterschiede innerhalb des elastischen Bereichs liegen.

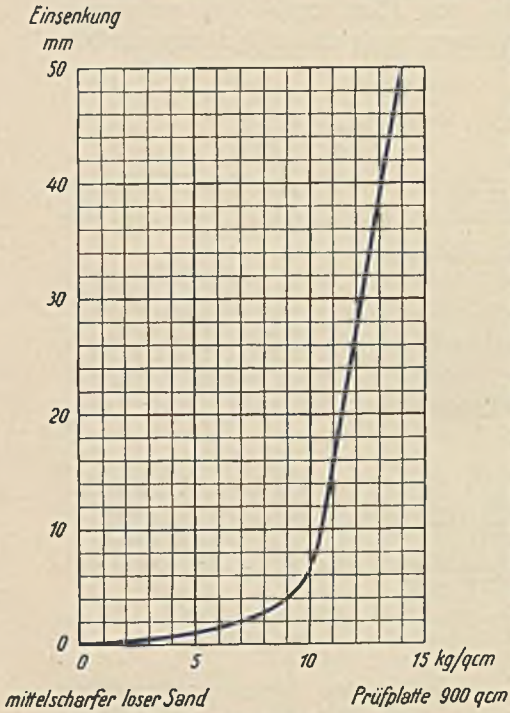


Abb. 148. Einflußkurve der Bodenbelastung auf die Zusammendrückung des Untergrundes (auf Grund der Prüfdiagramme gemäß Abb. 147).

Vorstehend wurde zur Sicherheit schon bei den Bodenarten, die kapillares Wasser nicht oder nur in geringem Umfange zurückhalten, die Bodendruckvermehrung bei Grundwasserabsenkung so berechnet,

als ob tatsächlich im Bereich der Absenkung alle Poren vollen kapillaren Wasserrückhalt aufwiesen. Die Bodendruckvermehrung bei Böden mit kapillarem Wasserrückhalt würde sich zu $f\,t$ t/m² berechnen. Im Gegensatz zu den Bodenarten ohne oder mit geringem kapillaren Wasserrückhalt, bei denen tonige Beimengungen und allerfeinste Korngrößen

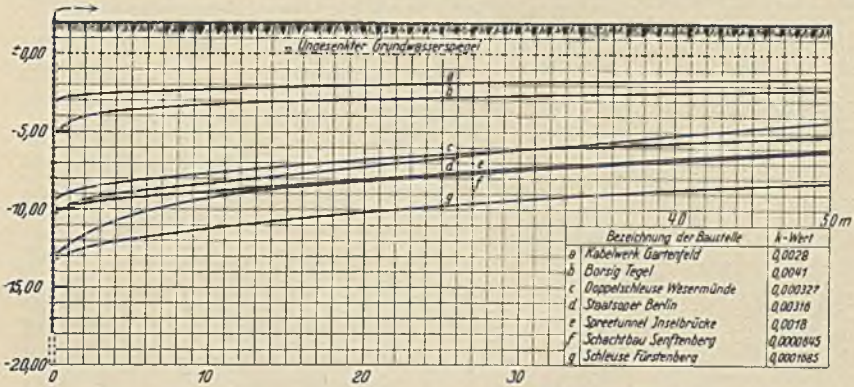


Abb. 149. Zusammenstellung beobachteter Grundwasserabsenkungskurven in unverzerrter Darstellung.

nur in geringem Maße auftreten, die sich also als Sande kennzeichnen, überwiegen bei Böden mit ausgesprochenem kapillaren Wasserrückhalt die tonigen Bestandteile, es handelt sich um Ton, Lehm, Klei, Geschiebemergel, Faulschlamm und ähnliche bindige Bodenarten. Dem Wesen

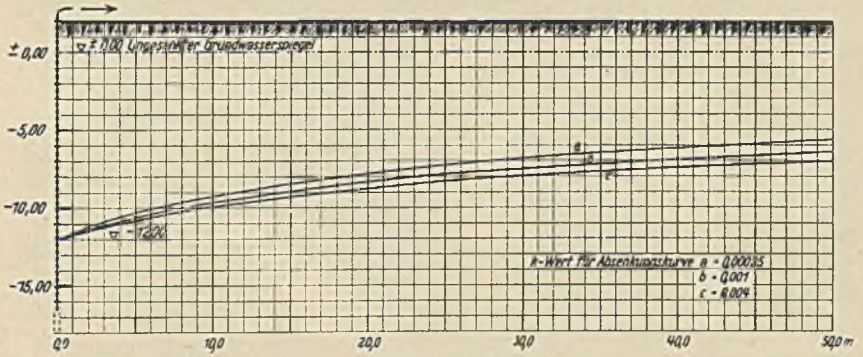


Abb. 150. Vergleich der Absenkungskurven verschiedener k-Werte bei gleicher Absenkung (unverzerrt).

des Grundwasserabsenkungsverfahrens entsprechend, das bei seiner Anwendung Bodenarten mit überwiegendem Sandcharakter voraussetzt, ist im Bereich von Grundwasserabsenkungen damit zu rechnen, daß die genannten bindigen Bodenarten nur als zwischen Sandschichten eingeschlossene Schichten oder als inselförmige oder linsenartige Einlagerungen auftreten. Sie können ferner als Auffüllung von

im Sanduntergrund durch Erosion entstandener alter Talmulden auftreten und schließlich können sie auch die seitliche Begrenzung einer im übrigen mit Sand angefüllten Talmulde bilden.

Die Einwirkuug der Grundwasserabsenkung ist entsprechend dieser Mannigfaltigkeit eine verschiedene. Die Druckvermehrung infolge Fortfall des Auftriebes kann jedoch auch hier im allgemeinen nicht die Ursache erheblicher Setzung sein, zum mindesten nicht bei älteren Tonen und Lehmen. Bei schlammigen, moorigen Schichten kann freilich eine Bodendruckerhöhung um 1 kg stärkere Zusammenpressungen der Schicht und entsprechende Setzungen erzeugen, eine Einwirkung auf Bauwerke kommt aber nur dann in Frage, wenn solche ohne die hier notwendige, künstliche Gründung (z. B. Pfahlrost) ausgeführt sind. Im holländischen Küstengebiet, wo derartige wenig tragfähige Bodenschichten sehr häufig sind, findet die Grundwasserabsenkung schon seit mehr als 30 Jahren ausgedehnte Anwendung, ohne daß ihr eine besondere Gefährlichkeit bezüglich von Bauschäden nachgesagt wird, da im dortigen Gebiet die künstliche Fundierung auf Pfahlrost allgemeine Anwendung gefunden hat.

Bei dem Auftreten inselförmiger Einlagerungen wenig tragfähiger Böden ist mitunter bei der Gründung von Bauwerken übersehen worden, dem Charakter dieser Einlagerung Rechnung zu tragen, meist wohl dann, wenn Sandüberlagerungen den schlechten Boden verbergen und Untersuchungsbohrungen gar nicht oder nicht genügend tief ausgeführt worden waren. Wurde das Bauwerk zum Teil auf den guten Sanduntergrund und zum Teil über der schlechten, inselförmigen Einlagerung errichtet, so zeigten sich womöglich zunächst keine Risse, da die Last ganz allmählich aufgebracht wurde. Es besteht aber unter Umständen im Bereich des schlechten Untergrundes ein labiler Gleichgewichtszustand (vgl. Abb. 151), der durch eine verhältnismäßig geringe Mehrbelastung, wie sie bei Fortfall des Auftriebes eintritt, gestört werden kann.

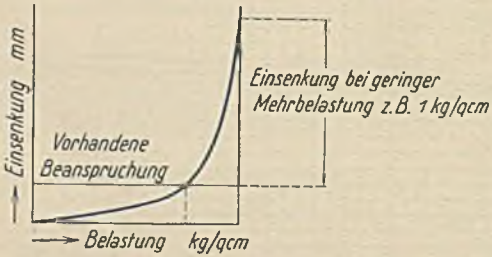


Abb. 151. Baugrund bis an die Proportionalitätsgrenze belastet (labiler Gleichgewichtszustand).

Der Fortfall des Auftriebes kann aber nur die Veranlassung der Setzung sein, die wirkliche Ursache derselben ist der zu geringe Sicherheitsgrad der Gründung bzw. deren mangelhafte Ausführung im Hinblick auf etwaige Schwankungen des Grundwasserspiegels, die stets eintreten können, sei es durch natürliche Vorgänge oder künstliche Maßnahmen veranlaßt.

Bei manchen Bodenarten wird durch die Austrocknung des Bodens eine Volumenverminderung erzeugt, die wesentlich größere Setzungen zur Folge haben kann, als der Fortfall des Auftriebes. Solche Erscheinungen wurden schon von Enzweiler und Schäfer erwähnt. Zu diesen Bodenarten gehören in der Hauptsache Moorboden, junger Kleiboden und Faulschlamm. Als Baugrund kommen solche Böden nicht in Frage, so daß Bauwerkschäden hier ebenfalls nur dann sich zeigen können, wenn das Bauwerk ohne sichere Fundierung über solchen Schichten errichtet ist. Derartige Setzungen infolge Austrocknung werden sich ebenfalls nur dann wirklich bemerkbar machen, wenn das Bauwerk teils über dem festeren Untergrund und teils über der nachgiebigen Bodenschicht steht, so daß ungleichmäßige Setzungen mit schroffem Übergang an der Begrenzung der beiden Bodenarten möglich sind. Die Austrocknung und in deren Folge die Bodensetzung ist auch von der Zeitdauer der Grundwasserabsenkung abhängig. Die Bodenschichten können naturgemäß das in ihnen auch nach der Absenkung des Grundwasserspiegels enthaltene Wasser nur ganz allmählich durch Verdunstung abgeben, und dieser Vorgang wird um so mehr erschwert, je tiefer die betreffende Schicht unter Gelände ansteht.

Es ist in diesem Zusammenhang auch zu erörtern, inwieweit Grundwasserabsenkungen bei Fundierungsarbeiten zur Zerstörung von Holzpfahlgründungen Anlaß geben können. Die Zeitdauer spielt hier ebenfalls eine wichtige Rolle. Nachträgliche dauernde Senkungen des Grundwasserspiegels bleiben nicht ohne Einfluß auf vom Wasser freigelegte Holzteile. Schäden treten indessen erst nach langer Zeit ein, da auch hier die langsame Austrocknung des Bodens günstig wirkt. Bei einem von Sichardt[93] erwähnten Fall der Einwirkung einer dauernden Grundwasserspiegelsenkung auf Holzpfahlfundierungen in der Stadt Biel wurde durch die Korrektion der Juragewässer seit 1890 eine dauernde Grundwasserabsenkung herbeigeführt. Wegen des Vorhandenseins ausgedehnter Torf- und Moorschichten sind die Bauwerke im tiefergelegenen Stadtgebiet meist auf Holzpfähle gegründet. Erst nach Jahrzehnten zeigten sich Setzungen und Risse an den Häusern, die auf die allmähliche Austrocknung des Untergrundes infolge der Juragewässerkorrektion zurückgeführt werden. Im Jahre 1926 waren an vielen Häusern Ausbesserungen und Sicherungsarbeiten im Gange, die in der Hauptsache in der Beseitigung der über dem abgesunkenen Grundwasserspiegel befindlichen Pfahlabschnitte und entsprechende Tieferführung der massiven Fundamente bestehen. Die kurzfristigen, vorübergehenden Absenkungen des Grundwasserspiegels durch Absenkungsanlagen bei Fundierungsarbeiten können solche Beschädigungen nicht hervorrufen. Tatsächlich hat auch die im Jahre 1926 durchgeführte Grundwasserabsenkung beim Neubau der

Schweiz. Volksbank in Biel[34] keinerlei Setzungserscheinungen mit sich gebracht.

Wird das Ergebnis vorstehender Betrachtungen zusammengefaßt, so läßt sich folgendes sagen:

a) Ausspülungen von Bodenbestandteilen und in deren Folge Bodensetzungen sind bei sachgemäßer Ausführung der Absenkungsanlage nicht zu befürchten.

b) Bodensetzungen infolge Verminderung des Auftriebes können in vorwiegend sandigem Untergrund auch bei tiefer Absenkung nur in praktisch kaum feststellbaren, gänzlich ungefährlichem Ausmaß auftreten.

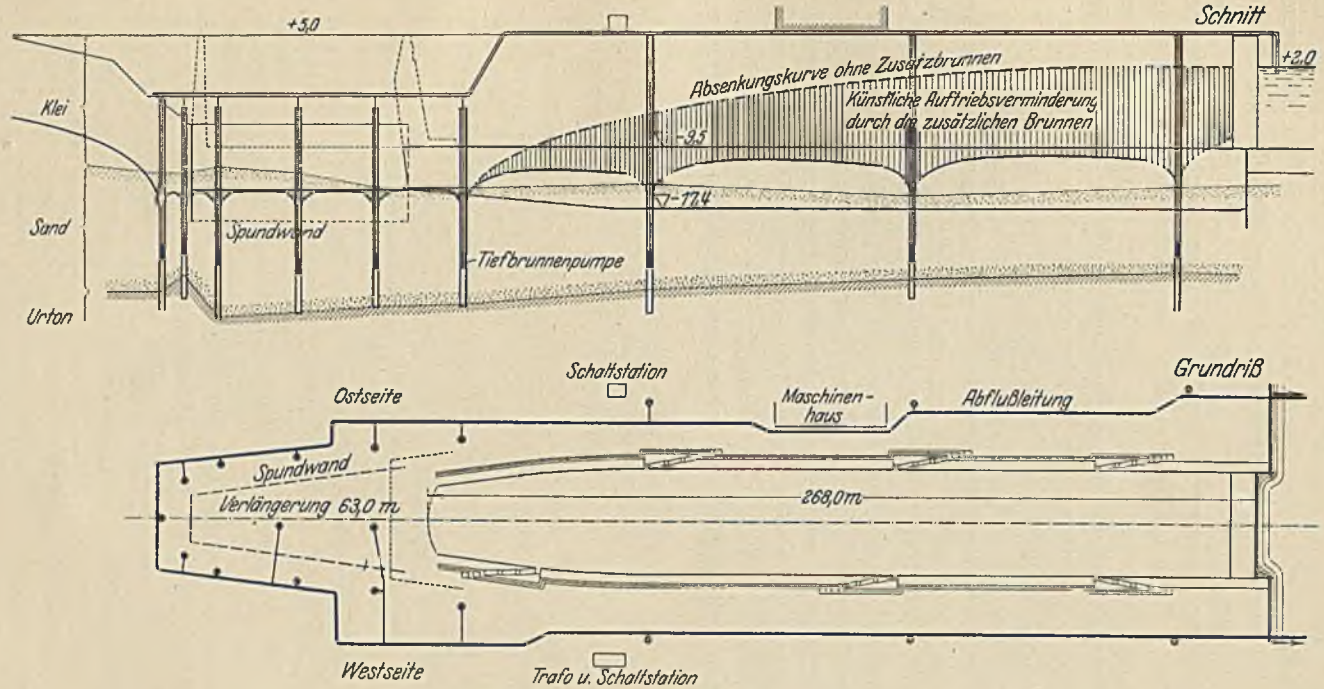
c) Die Setzung von Bodenschichten mit vorwiegend bindigem Charakter infolge Auftriebsminderung und Austrocknung kann gegenüber Fall b merkbar größer sein; sie ist aber für Bauwerke nur dann von nachteiligem Einfluß, wenn diese ungenügend fundiert sind.

d) Eine zerstörende Einwirkung vorübergehender Grundwasserabsenkungen auf Holzpfahlfundierungen ist wegen der verhältnismäßig kurzen Dauer der Absenkung nicht zu erwarten.

Es sei noch bemerkt, daß im Berliner Untergrundbahnbau häufig vorhandene Bauwerke durch Unterfangung gesichert werden müssen. Diese Unterfangungsarbeiten werden, falls erforderlich, unbedenklich unter Grundwasserabsenkung durchgeführt, da etwaige Gebäudeschäden nicht auf die Grundwasserabsenkung, sondern auf andere Ursachen zurückgeführt werden, z. B. Störung der Gleichgewichtsverhältnisse im Untergrund durch Herausnahme umfangreicher Bodenmassen, Nachgiebigkeit der Baugrubenaussteifung, Erschütterungen durch den Straßenverkehr.

Der Frage etwaiger Bodensetzungen sollte besondere Aufmerksamkeit bei Absenkungen in der Nähe bestehender Bauwerke geschenkt werden, bei denen der eigene Auftrieb verhältnismäßig groß ist und daher die Belastung des Untergrundes maßgebend beeinflußt. Zu solchen Bauwerken zählen u. a. Schleusen mit massiver Sohle und Trockendocks. Bei Vorliegen schlechten, wenig tragfähigen Baugrundes können durch Fortfall des Auftriebes erhebliche Mehrbelastungen und, falls die Fundierung diese nicht aufnehmen kann, größere Setzungen eintreten, die, wenn sie ungleichmäßig erfolgen, Schäden an dem betreffenden Bauwerk hervorrufen.

Ein Beispiel für eine Grundwasserabsenkung unter derartig schwierigen Verhältnissen ist die seit Juni 1930 im Gange befindliche Tiefbrunnensenkung für die Verlängerung des Kaiserdocks II in Bremerhaven (Abb. 152). Das Hafenbauamt Bremerhaven hat vorgesehen, daß der Grundwasserspiegel nicht nur unter der eigentlichen Baugrube abgesenkt, sondern daß auch im Bereich des schon bestehenden Bauwerkes eine



• Für die Verlängerung erforderliche Tiefbrunnen.
○ Zusätzliche Tiefbrunnen.

Abb. 152. Tiefbrunnensenkung für die Verlängerung des Kaiserdocks II in Bremerhaven. Künstliche Auftriebsverminderung des bestehenden Bauwerkes durch zusätzliche Brunnen.

weitgehende Absenkung durchgeführt wird. Zu diesem Zwecke wurde auch beiderseits des bestehenden Docks je eine Reihe von Tiefbrunnen eingebaut. Diese zusätzliche Anlage macht etwa 50% der zur Trockenlegung der Verlängerungsbaugrube notwendigen Absenkungseinrichtung aus. Durch diese Erweiterung der Grundwasserabsenkung soll erreicht werden, daß bei dem Wiederanstieg des Grundwasserspiegels nach Fertigstellung der Dockverlängerung der Auftrieb und dementsprechend die Entlastung des Baugrundes nahezu gleichmäßig unter dem Gesamtbauwerk wirkt, so daß an der Verbindungsfuge des alten und neuen Bauteils keine rissebildenden Spannungen auftreten können.

Zum Schlusse sei noch auf eine Maßnahme hingewiesen, die es ermöglicht, den Einfluß und die Ausdehnung einer Grundwasserabsenkung zu begrenzen. Es handelt sich um ein Verfahren der Siemens-Bauunion[94], wobei ein Teil des bei der Absenkung geförderten Wassers dem Untergrund in dem zu schützenden Bereich durch Preßbrunnen wieder zugeführt wird. Hierdurch wird eine künstliche Erhöhung des Grundwasserspiegels erzielt, durch die der Untergrund vor dem Austrocknen geschützt werden kann. Dieses Verfahren kommt auch in Betracht, wenn es gilt, eine Wasserfassung zu Wassergewinnungszwecken vor dem Versiegen infolge einer Grundwasserabsenkung zu schützen.

Literaturverzeichnis.

1. Salbach, B.: Das Wasserwerk der Stadt Dresden. Halle a. S. 1874.
2. Van den Steen van Ommeren, F. C. J.: Methode van fundeering door middel van verlaging van den Grondwaterspiegel. De Ingenieur 1903, Nr. 18.
3. Seyfferth: Absenken des Grundwasserspiegels mittels Rohrbrunnen. Zentralbl. Bauverw. 1898.
4. Prinz, E.: Die Trockenhaltung des Untergrundes mittels Grundwasserabsenkung. Zentralbl. Bauverw. 1906, Nr. 93.
5. Bredtschneider, Absenkung des Grundwasserspiegels mittels Rohrbrunnen. Zentralbl. Bauverw. 1898, Nr. 7.
6. Eiselen, F.: Die elektrische Hoch- und Untergrundbahn in Berlin von Siemens und Halske. Dt. Bauzg. 1901, Nr. 86.
7. Giese u. Blum: Die elektrische Stadtbahn in Berlin. Organ Fortschr. Eisenbahnw. 1902, Nr. 10.
8. Langbein: Die elektrische Hoch- und Untergrundbahn in Berlin. Z.V.d.I. 1901, Nr. 7ff.
9. Bernhard, K.: Untertunnelung eines bewohnten Geschäftshauses für die Untergrundbahn in Berlin. Zentralbl. Bauverw. 1906, Nr 95.
10. Brennecke, L.: Etwas über Schleusen und Schleusenbau. Dt. Bauzg. 1907, Nr. 24.
11. Zimmermann: Die Anwendung von Grundwasserabsenkungen zu Neubauten und Wiederherstellungsarbeiten im Bezirk der Wasserbauinspektion Fürstenwalde. Z. Bauw. 1907.
12. Steen, Theodor: Mammutpumpen-Anlage zur Untertunnelung der Spree. Zentralbl. Bauverw. 1911, Nr. 85.
13. Liez, P.: Der Wassereinbruch in die Bau- und Betriebsstrecken der Berliner elektrischen Untergrundbahnen. Z. öst. Ing.-V. 1912, Nr. 15.
14. Brennecke: Der Grundbau. 1906.
15. Kress, H.: Der heutige Stand des Grundwasserhaltungsverfahrens und seine Bedeutung für die Tiefgründungstechnik. Mitt. a. d. Gesellsch. Siemens & Halske A.-G., Siemens-Schuckertwerke. 1914.
16. Bergwald, Fritz: Grundwasserabsenkungen für Gründung von Bauwerken. München u. Berlin: R. Oldenburg 1917.
17. Enzweiler, M.: Die Anwendung der Grundwasserabsenkungsmethode auf den Unterwassertunnelbau unter besonderer Berücksichtigung der Groß-Berliner Verhältnisse. Berlin 1918.
18. Schultze, Joachim: Vom Grundwasser-Senkungsverfahren. Bautechnik 1923.
19. — Die neuere Entwicklung des Grundwasser-Absenkungsverfahrens. Bautechnik 1923.
20. — Reichweite und Ergiebigkeit einer Grundwasserabsenkung in Abhängigkeit von der Betriebsdauer. Bautechnik 1923.
21. Sichardt, W.: Fortschritte des Grundwasserabsenkungsverfahrens, dargestellt an neueren Ausführungen. Bauing. 1923.

22. Schultze, Joachim: Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. Berlin: Julius Springer 1924.
23. Müller, Hilmar: Der Aufschluß des zweiten Flözes der Grube Matador bei Senftenberg i. L. Braunkohle 1925.
24. Sichardt, W.: Das Grundwasserabsenkungsverfahren beim Teufen im wasserreichen Gebirge. Dt. Bergwerksz. 1925.
25. Hansen: Die Gründundsarbeiten bei dem Umbau der Staatsoper in Berlin. 1926/27. Z. Bauw., März 1928.
26. Sichardt, W.: Die Grundwasserabsenkung bei der Herstellung der Tiefbühne anläßlich des Um- und Erweiterungsbaues der Staatsoper zu Berlin, Unter den Linden. Bauing. 1928, H. 40 u. 41.
27. — Die Anwendung von Tiefbrunnenpumpen zur Trockenlegung von Baugruben. Siemens-Zeitschrift 1927.
28. — Über Tiefsenkungen des Grundwasserspiegels. Bautechnik 1927, H. 47 49 u. 50.
29. Weber, H.: Grundwasserabsenkungen mittels Tiefbrunnenpumpen. Dt. Tiefbauzg. 1928.
30. Sichardt, W.: Die Ausführung von Grundwasserabsenkungen mit Tiefbrunnenpumpen. Bautechnik 1929, H. 25.
31. — Tiefbrunnenpumpen für Grundwasserabsenkungszwecke. Bautechnik 1929, H. 25.
32. Bonnet, L. and Blockmans, S.: The Drainage of Dock Excavations. The Dock and Harbour Authority, April 1925.
33. Schonnopp, K. E.: Gefährdete Baugruben. Bautechnik 1926.
34. Blattner, H.: Das Grundwasserabsenkungsverfahren beim Neubau d. Schweiz. Volksbank in Biel. Schweiz. techn. Zeitschr. 1929, H. 45.
35. Sichardt, W.: Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenkungstiefen. Berlin: Julius Springer 1928.
36. Weber, H.: Die Reichweite von Grundwasserabsenkungen mittels Rohrbrunnen. Berlin: Julius Springer 1928.
37. Darcy: Les fontaines publiques de la ville de Dijou. 1856.
38. Lueger: Theorie der Bewegung des Grundwassers in den Alluvionen der Flußgebiete. Stuttgart 1883.
39. Forchheimer, Ph.: Wasserbewegung durch Boden. Z. V. d. I. 1901.
40. Piefke: Bericht des Betriebsingenieurs . . . . . über die Fortführung von Versuchen behufs Gewinnung eines reinen Brunnenwassers. Berlin 1886.
41. Prinz, E.: Handbuch der Hydrologie. 1923.
42. Dupuit: Traité théorique et pratique de la conduite et de la distribution des eaux. 2e éd. Paris 1865.
43. — Etudes théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux. 2e éd. Paris 1863.
44. Thiem, A.: Über die Ergiebigkeit artesischer Bohrlöcher, Schachtbrunnen und Filtergalerien. Z. Gasbel. Wasservers. 1870.
45. Forchheimer, Ph.: Über die Ergiebigkeit von Brunnenanlagen und Sickerschlitzen. Z. Archit. Ing.-V. Hannover 1886.
46. — Grundwasserspiegel bei Brunnenanlagen. Z. öst. Ing.-V. 1898.
47. Holzmüller: Z. Mathem. Phys. 1897. Z. V. d. I. 1897.
48. Wahnschaffe, Felix u. Friedrich Schucht: Geologie und Oberflächengestaltung des Norddeutschen Flachlandes. Stuttgart: J. Engelhorns Nachf. 1921.
49. Forchheimer, Ph.: Hydraulik. Leipzig und Berlin: B. G. Teubner 1930.
50. Beger, K.: Versuche zur Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Sand. Bauing. 1922.

51. D.R.P. Nr. 379492.
52. Rother: Ergiebigkeit unvollkommener Brunnen. Z. Gasbel. Wasservers. 1904.
53. Lummert, R.: Neue Methode der Bestimmung der Durchlässigkeit wasserführender Bodenschichten. Braunschweig 1917.
54. Keilhack: Grundwasser- und Quellenkunde, 1. Aufl. Berlin: Bornträger 1917.
55. Lueger: Die Wasserversorgung der Städte. Der städtische Tiefbau. Bd. 2. Darmstadt 1890.
56. Thiem, A.: Die Wasserversorgung von Leipzig. Leipzig 1880.
57. — Die Wasserversorgung von Nürnberg. Leipzig 1880.
58. — IV. Bericht über die Verhandlungen für die Wasserversorgung der Stadt München. Beilage III. München 1880.
59. Arp u. Dettmers: Die Grundwasserabsenkung beim Bau der Doppelschleuse in Wesermünde-Geestemünde. Z. Bauw., Ingenieurbauteil 1926, Nr. 7—9 u. 10—12.
60. D. R. P. Nr. 408799.
61. Bieske, E.: Rohrbrunnen. München u. Berlin.: R. Oldenburg 1929.
62. Die Versorgung der Stadt Berlin mit Grundwasser. Druckschrift, II. Teil, Zeichnungen, Blatt XIV.
63. Martin u. Schumacher: Der Bau der neuen Seeschleuse zu Emden. Z. Bauw. S. 424/52, S. 569/94.
64. Sichardt, W. u. H. Weber: Hydrologische Rechnungen für die Grundwasserabsenkung beim Bau der Nordschleusen-Anlage in Bremerhaven. Bautechnik 1930, H. 29 u. 30.
65. Agatz, A.: Die Nordschleusen-Anlage in Bremerhaven. Z. V. d. I. 1929, Nr. 31.
66. — Die Vorarbeiten für den Bau der Nordschleuse in Bremerhaven. Bautechnik 1929, H. 45.
67. — Der Bau der Nordschleusen-Anlage zu Bremerhaven. Bautechnik 1930, H. 16.
68. Stolberg, W.: Die Grundwasserabsenkung beim Bau der Neuen Schleuse in Södertälje (Schweden). Siemens-Zeitschrift 1922, H. 8, S. 399.
69. Lawski, L. und O. Burmeister: Der Södertälje-Kanal. Jahrbuch 1924 der Hafenbautechnischen Gesellschaft.
70. Bonnet, L.: Epuisement par tubes filtrants de la fouille de la nouvelle écluse maritime du Kruisschans à Anvers. La Technique des Travaux. Lüttich Juni 1925.
71. Siemens Bauunion G. m. b. H.: Kdt.-Ges.: Grundwasserabsenkung bei einem Schachtbau in der Niederlausitz. Monatl. Mittlg. vom Dezember 1926.
72. Fürstenau: Der Um- und Erweiterungsbau des Bühnenhauses der Staatsoper in Berlin. Zentralbl. Bauverw. 1926, H. 14 u. 40.
73. Kiehne, S.: Die Instandsetzung und Verlängerung des Trockendocks VI der Deutschen Werke Kiel A.-G. Bauing. 1929, H. 41.
74. Mahir, G.: Die Entwicklung des Eisenbetons im Bau von Untergrundbahnen. Armierter Beton 1917, H. 5 u. 6.
75. Wagenführ, M.: Unterfahrung von Flußläufen für Verkehrswege. Verkehrstechn. 1922, H. 9.
76. Krause, Fr.: Die städtische Nord-Süd-Bahn in Berlin. Zentralbl. Bauverw. 1923, Nr. 27/28, 31/32, 33/34.
77. Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges.: Die Untertunnelung des Landwehrkanals für die Schnellbahn Gesundbrunnen-Neukölln zu Berlin. Monatl. Mittlg. vom Oktober 1926.
78. Schonnopp, K. E.: Les traversées sous-fluviales des lignes métropolitaines de Berlin. Génie civil, 31 mars, Paris 1928.

79. Bautze, Gerhard: Neuzeitliche Ingenieuraufgaben im Groß-Berliner Schnellbahnbau. Siemens-Zeitschrift Mai/Juni 1929.
80. Witte: Die Grundwasserabsenkung beim Bau der Schleuse Flaesheim des Schiffahrtskanals Wesel-Datteln. Zentralbl. Bauverw. 1929, H. 38.
81. Goetzke: Wasserhaltungsarbeiten für den Bau von Brückenwiderlagern und Schleusen, im Eigenbetrieb ausgeführt vom Kanalbauamt Duisburg-Meiderich. Bautechnik 1926, H. 39.
82. Rammshorn, A.: Neues Verfahren der Wasserhaltung, insbesondere bei Kanalisationsarbeiten. Bautechnik 1928, H. 43.
83. Schmah, Viktor: Über die Verwendung von Humerohren bei der Kanalisation von Uelzen. Bautechnik 1930, H. 5. u. 9.
84. Nahnsen, J.: Die Praxis der planmäßigen Entwässerung im Braunkohlenbergbau. Halle (Saale): Wilhelm Knapp 1929.
85. Steiner, L.: Die Förderung von Flüssigkeiten aus Bohrlöchern unter besonderer Berücksichtigung des SSW-Tauchmotors. Siemens-Zeitschrift 1927, H. 3.
86. Sauveur, H.: Unterwasserpumpen. Z. V. d. I. 1928, Nr. 13, S. 441.
87. Zander: Erweiterung des Emder Hafens. Z. Bauw. 1914/15.
88. Kress: Vom Bau der Berliner und Hamburger Untergrundbahnen. Bauing. 1922, H. 12.
89. Schäfer, Joseph: Zur Frage der Gründung mit Grundwasserabsenkung oder Unterwasserschüttung. Bautechnik 1927, S. 380.
90. Körner, B.: Bodensetzungserscheinungen bei Grundwasserabsenkungen. Bautechnik 1927, H. 42, S. 614.
91. Sichardt, W.: Bodenprüfungen nach dem System Wolfsholz=Siemens-Bauunion. Dt. Bauzg. 1929, Nr. 10.
92. Wentorf, P.: Untersuchungen über die Tragfähigkeit des Baugrundes mit dem Bodenprüfer System Wolfsholz=Siemens-Bauunion. Tiefbau 1930, S. 93.
93. Sichardt, W.: Gründungsschwierigkeiten bei Hochbauten, Dt. Bauzg. 1927, Nr. 1/2.
94. D.R.P. Nr. 379492.

POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GŁÓWNA Gliwice
POLITECHNIKA ŚLĄSKA

Druck von Oscar Brandstetter in Leipzig.

Verlag von Julius Springer / Berlin und Wien

Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung insbesondere für größere Absenkungstiefen

Von

Oberingenieur Dr.-Ing. Willy Sichardt

Regierungsbaumeister a. D.

Mit 40 Textabbildungen. V, 89 Seiten. 1928. RM 7.50

Sichardt, der als einer der ersten Kenner des Grundwasserabsenkungsverfahrens zu gelten hat, klärt in seiner Schrift die Frage: „Welche Wassermenge gibt ein Rohrbrunnen im Dauerbetrieb als Höchstleistung her?"

Er geht hierbei von dem Grenzgefälle aus, das sich am Rohrfilter bei der Höchstentnahme einstellt und dem die größte Sickergeschwindigkeit entspricht; auf Grund von Beobachtungen findet er, daß zwischen diesem Grenzgefälle und dem Boden-K-Wert die einfache Formel besteht: $i_0 = \frac{1}{15\sqrt{K}}$. An Hand dieser Formel entwickelt er das Fassungsvermögen (Dauerhöchstleistung) eines Einzelbrunnens, sodann geht er zur Mehrbrunnenanlage über und leitet hier die Formeln ab für das Fassungsvermögen der Mehrbrunnenanlage zunächst für weite Brunnenabstände, wobei das Gefälle am Brunnenmantel als ein gleichbleibendes vorausgesetzt werden darf; schließlich behandelt er den für Tiefsenkungen wichtigen Fall enger Brunnenabstände, bei dem das Spiegelgefälle am Brunneneinlauf nicht mehr als gleichmäßig für den Brunnenumfang vorausgesetzt werden darf.

Sichardt schließt durch seine wertvollen Ausführungen eine Lücke, die bisher in der Theorie des Senkungsverfahrens vorhanden war, und die sich oft recht unliebsam bemerkbar machte.

Das Buch ist allen Ingenieuren, die sich mit Grundwasserabsenkung zu befassen haben, aufs wärmste zu empfehlen. *„Die Bautechnik"*

Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze, Privatdozent. Mit 76 Textabbildungen V, 138 Seiten. 1924. Gebunden RM 7.—

Die Reichweite von Grundwasserabsenkungen mittels Rohrbrunnen. Ein Beitrag zur Theorie und praktischen Berechnung von Absenkungsanlagen. Von Dr.-Ing. Hermann Weber, Siemens-Bauunion, G. m. b H., Kommanditgesellschaft. Mit 22 Textabbildungen. V, 58 Seiten. 1928. RM 4.50

Der Brunnenbau. Von Franz Bösenkopf, Brunnenmeister in Wien. Mit zahlreichen Beispielen ausgeführter Brunnenbauten und deren Berechnung sowie mit 141 Abbildungen, 6 Tafeln und 5 Tabellen. V, 178 Seiten. 1928. RM 10.—; gebunden RM 11.20

Die Grundbautechnik und ihre maschinellen Hilfsmittel. Von Dipl.-Ing. G. Hetzell, Baurat, Hamburg, und Dipl.-Ing. O. Wundram, Oberbaurat, Hamburg. Mit 436 Textabbildungen. VI, 399 Seiten. 1929. Gebunden RM 35.—

Der Grundbau. Von Professor Otto Franzius, Hannover. Unter Benutzung einer ersten Bearbeitung von Regierungsbaumeister a. D. O. Richter, Frankfurt a. M. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil: Wasserbau. 1. Band.) Mit 389 Textabbildungen. XIII, 360 Seiten. 1927. Gebunden RM 28.50

Ingenieurgeologie. Herausgegeben von Professor Dr. K. A. Redlich, Prag, Professor Dr. K. v. Terzaghi, Cambridge, Mass., und Privatdozent Dr. R. Kampe, Prag, Direktor des Quellenamtes Karlsbad. Mit Beiträgen von Dir. Dr. H. Apfelbeck, Ing. H. E. Gruner, Dr. H. Hlauscheck, Privatdozent Dr. K. Kühn, Privatdozent Dr. K. Preclik, Privatdozent Dr. L. Rüger, Dr. K. Scharrer, Professor Dr. A. Schoklitsch. Mit 417 Abbildungen im Text. X, 708 Seiten. 1929. Gebunden RM 57.—

Der Wasserbau. Ein Handbuch für Studium und Praxis. Von Professor Ing. Dr. techn. Armin Schoklitsch.
Erster Band: Mit 708 Abbildungen und 74 Tabellen. XI, 484 Seiten. 1930. Gebunden RM 52.—
Zweiter Band:. Mit 1349 Abbildungen und 45 Tabellen. VI, 715 Seiten. 1930. Gebunden RM 78.—

Aufgaben aus dem Wasserbau. Angewandte Hydraulik. 40 vollkommen durchgerechnete Beispiele. Von Dr.-Ing. Otto Streck. Zweite, berichtigte Auflage. Mit 133 Abbildungen, 35 Tabellen und 11 Tafeln. IX, 362 Seiten. 1929. Gebunden RM 12.—

Angewandte Hydraulik. Von Dr.-Ing. Felix Bundschu. Mit 55 Abbildungen im Text. IV, 76 Seiten. 1929. RM 6.90

Von der Bewegung des Wassers und den dabei auftretenden Kräften. Grundlagen zu einer praktischen Hydrodynamik für Bauingenieure. Nach Arbeiten von Staatsrat Dr.-Ing. e. h. Alexander Koch, s. Zt. Professor an der Technischen Hochschule zu Darmstadt, herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. Max Carstanjen. Nebst einer Auswahl von Versuchen Kochs im Wasserbau-Laboratorium der Darmstädter Technischen Hochschule zusammengestellt unter Mitwirkung von Studienrat Dipl.-Ing. L. Hainz. Mit 331 Abbildungen im Text und auf 2 Tafeln sowie einem Bildnis. XII, 228 Seiten. 1926. Gebunden RM 28.50

Die Wasserbewegung im Dammkörper. Erforschung der inneren Vorgänge im Wege von Versuchen. Von Ing. Ignaz Schmied, Hofrat i. R. Mit 150 Abbildungen im Text. VIII, 200 Seiten. 1928. RM 22.—

Handbuch der Hydrologie. Wesen, Nachweis, Untersuchung und Gewinnung unterirdischer Wasser: Quellen, Grundwasser, unterirdische Wasserläufe, Grundwasserfassungen. Von Ziviling. E. Prinz. Zweite, ergänzte Auflage. Mit 334 Textabbildungen. XIII, 422 Seiten. 1923. Gebunden RM 18.—

Taschenbuch für Bauingenieure. Unter Mitwirkung von Prof. Dr.-Ing. K. Beyer-Dresden, Ing. Dr. Fr. Bleich-Wien, Reichsbahnoberrat a. o. Professor Dr.-Ing. A. Bloß-Dresden, Reichsbahnrat C. Dreßler-Dresden, Geh. Rat Professor i. R. Dr.-Ing. e. h. H. Engels-Dresden, Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster-Dresden, Professor Dr.-Ing. W. Gehler-Dresden, Professor W. Geißler-Dresden, Geh. Hofrat Professor i. R. Dr.-Ing. e. h. E. Genzmer-Dresden, Dr.-Ing. Th. Gesteschi-Berlin, Stadtbaurat a. o. Professor Dr.-Ing. A. Heilmann-Halle, Professor H. Heiser-Dresden, Professor Dr.-Ing. F. Kögler-Freiberg i. Sa., a. o. Professor Dr.-Ing. W. Kunze-Dresden, Professor B. Löser-Dresden, Professor Dr.-Ing. M. Mayer-Weimar, Oberbaurat Professor H. Möllering-Dresden, Professor Dr.-Ing. W. Müller-Dresden, Professor Dr.-Ing. K. Risch-Hannover, Professor Dr. jur. Dr.-Ing. H. Schmitt-Dresden, Reichsbahnoberrat E. Wentzel-Dresden, Professor Dr.-Ing. P. Werkmeister-Dresden; herausgegeben von Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster. Fünfte, verbesserte und erweiterte Auflage. In zwei Bänden. Mit 3238 Textfiguren. XIX, 1115 Seiten und II, 1422 Seiten. 1928. Gebunden RM 42.50

BG Politechniki Śląskiej
nr inw.: 102 - 127781
Dyr.1 127781

Verlag von Julius Sp

Das Fassungsverm
und seine Bedeutung für
insbesondere für gr

Oberingenieur Dr.-Ing. Willy Sichardt
Regierungsbaumeister a. D.
Mit 40 Textabbildungen. V, 89 Seiten. 1928. RM 7.50

Sichardt, der als einer der ersten Kenner des Grundwasserabsenkungsverfahrens zu gelten hat, klärt in seiner Schrift die Frage: „Welche Wassermenge gibt ein Rohrbrunnen im Dauerbetrieb als Höchstleistung her?"

Er geht hierbei von dem Grenzgefälle aus, das sich am Rohrfilter bei der Höchstentnahme einstellt und dem die größte Sickergeschwindigkeit entspricht; auf Grund von Beobachtungen findet er, daß zwischen diesem Grenzgefälle und dem Boden-K-Wert die einfache Formel besteht: $i_0 = \frac{1}{15\sqrt{K}}$. An Hand dieser Formel entwickelt er das Fassungsvermögen (Dauerhöchstleistung) eines Einzelbrunnens, sodann geht er zur Mehrbrunnenanlage über und leitet hier die Formeln ab für das Fassungsvermögen der Mehrbrunnenanlage zunächst für weite Brunnenabstände, wobei das Gefälle am Brunnenmantel als ein gleichbleibendes vorausgesetzt werden darf; schließlich behandelt er den für Tiefsenkungen wichtigen Fall enger Brunnenabstände, bei dem das Spiegelgefälle am Brunneneinlauf nicht mehr als gleichmäßig für den Brunnenumfang vorausgesetzt werden darf.

Sichardt schließt durch seine wertvollen Ausführungen eine Lücke, die bisher in der Theorie des Senkungsverfahrens vorhanden war, und die sich oft recht unliebsam bemerkbar machte.

Das Buch ist allen Ingenieuren, die sich mit Grundwasserabsenkung zu befassen haben, aufs wärmste zu empfehlen. *„Die Bautechnik"*

Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze, Privatdozent. Mit 76 Textabbildungen V, 138 Seiten. 1924. Gebunden RM 7.—

Die Reichweite von Grundwasserabsenkungen mittels Rohrbrunnen. Ein Beitrag zur Theorie und praktischen Berechnung von Absenkungsanlagen. Von Dr.-Ing. Hermann Weber, Siemens-Bauunion, G. m. b H., Kommanditgesellschaft. Mit 22 Textabbildungen. V, 58 Seiten. 1928. RM 4.50

Der Brunnenbau. Von Franz Bösenkopf, Brunnenmeister in Wien. Mit zahlreichen Beispielen ausgeführter Brunnenbauten und deren Berechnung sowie mit 141 Abbildungen, 6 Tafeln und 5 Tabellen. V, 178 Seiten. 1928. RM 10.—; gebunden RM 11.20

Die Grundbautechnik und ihre maschinellen Hilfsmittel. Von Dipl.-Ing. G. Hetzell, Baurat, Hamburg, und Dipl.-Ing. O. Wundram, Oberbaurat, Hamburg. Mit 436 Textabbildungen. VI, 399 Seiten. 1929. Gebunden RM 35.—

Der Grundbau. Von Professor Otto Franzius, Hannover. Unter Benutzung einer ersten Bearbeitung von Regierungsbaumeister a. D. O. Richter, Frankfurt a. M. (Handbibliothek für Bauingenieure, III. Teil: Wasserbau. 1. Band.) Mit 389 Textabbildungen. XIII, 360 Seiten. 1927. Gebunden RM 28.50

Ingenieurgeologie. Herausgegeben von Professor Dr. K. A. Redlich, Prag, Professor Dr. K. v. Terzaghi, Cambridge, Mass., und Privatdozent Dr. R. Kampe, Prag, Direktor des Quellenamtes Karlsbad. Mit Beiträgen von Dir. Dr. H. Apfelbeck, Ing. H. E. Gruner, Dr. H. Hlauscheck, Privatdozent Dr. K. Kühn, Privatdozent Dr. K. Preclik, Privatdozent Dr. L. Rüger, Dr. K. Scharrer, Professor Dr. A. Schoklitsch. Mit 417 Abbildungen im Text. X, 708 Seiten. 1929. Gebunden RM 57.—