# Die Grundwasserstandsbewegungen beim Bau der Eiderschleuse bei Nordfeld.\*)

Von Claus Magens.

# Inhalt.

Einleitung	2
Abschnitt I. Die Schwankungen des Grundwasserstandes unter dem Einfluß der Gezeiten	
1. Das Beobachtungsgebiet	3
2. Die Theorie der Grundwassertide	6
3. Anwendung der Gleichung (7) auf die Messungen von Nord-	
feld	9
4. Die Ursachen der Gezeitenerscheinung im gespannten Grund-	
a) Die Entstehung der Druckschwankungen	19
b) Der Uferwiderstand	20
Abschnitt II. Die künstliche Entspannung des Grundwassers	
1. Die Arten der künstlichen Beeinflussung des gespannten	
Grundwasserspiegels	21
2. Die Theorie der Grundwasserabsenkung im gespannten	
a) Die Spiegelgleichung hei velltemmenem Fingelbrunnen	92
b) Die Spiegelgleichung bei unvollkommenem Brunnen	23 94
3. Anwendung der Gleichungen auf die Messungen von Nord-	-
feld	
a) Der Grundwasserabsenkversuch	25
b) Die Gesamtanlage	30
Zusammenfassung	36
Schriftenverzeichnis	

\*) Diese Abhandlung erscheint zugleich als Dissertation zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs der Technischen Hochschule Berlin.

1

#### Einleitung.

Während des Baues der Eiderschleuse, der einen Bestandteil des Gesamtbauvorhabens für die Eiderabdämmung bei Nordfeld bildete, wurde der natürliche Zustand des Grundwassers durch die Baumaßnahmen stark beeinflußt.

Die Notwendigkeit einer dauernden künstlichen Wasserhaltung in unmittelbarer Nähe der Eider für die Dauer von mehreren Jahren ließ es notwendig erscheinen, den hydraulischen Zusammenhang zwischen dem Eiderwasserspiegel und dem gespannten Grundwasserspiegel zu untersuchen, um rechtzeitig einem Aufbruch der Baugrubensohle unter dem Wasserdruck durch geeignete Maßnahmen vorzubeugen. Der Umfang des von der Bauleitung durchgeführten Grundwasserbeobachtungsdienstes wurde deshalb nicht nur bestimmt durch die Folgeerscheinungen der künstlichen Grundwasserentspannung, sondern besonders ausgerichtet auf die regelmäßigen und oft ziemlich beträchtlichen Schwankungen des gespannten Grundwasserspiegels unter dem Einfluß der Gezeiten. Diese verursachten in der Eider bis zum Bau des Absperrdammes einen mittleren Tidehub von annähernd 2,50 m.

Die Beschreibung und Begründung der technischen Folgerungen aus dem Ergebnis der Beobachtungen, sowie die Wahl der künstlichen Entspannungsanlagen und weitere bautechnische Maßnahmen, sollen nicht Gegenstand dieser Arbeit sein. Vielmehr bot die Fülle der gewonnenen Beobachtungsergebnisse über den Rahmen der rein bautechnischen Erwägungen hinaus Gelegenheit, die bekannten Theorien über die Grundwasserbewegungen auf ihre Anwendbarkeit unter den angetroffenen, äußeren Bedingungen eingehend zu prüfen.

Der Gegenstand der Arbeit erforderte deshalb eine Teilung in zwei Abschnitte, die scheinbar völlig zusammenhanglos nebeneinanderstehen.

Der erste Abschnitt behandelt die Gezeitenerscheinung im Grundwasser, der zweite die Auswirkung der künstlichen Entspannung.

Derartige Spiegelschwankungen, hervorgerufen von den Gezeiten benachbarter Gewässer, sind an vielen Orten der Küste bei planmäßigen Grundwasserbeobachtungen festgestellt worden. Vielfach wird aber nur die Tatsache an sich erwähnt, ohne den Vorgang in Ursache und Wirkung genauer zu betrachten. Stellenweise ist nur aus dieser Erscheinung der Schluß gezogen worden, daß das Grundwasser in unmittelbarer Verbindung mit dem Gewässer stehen müßte, in dem die Gezeitenbewegung auftritt. An der Nordseeküste sind unter anderem diese Tideschwankungen beobachtet worden in Hamburg, Brunsbüttelkoog, Cuxhaven, Bremerhaven, Wilhelmshaven, Emden und an mehreren Stellen der holländischen Küste. Es ist daher als gültig anzunehmen, daß sie an allen Tideküsten auftreten, an die sich Grundwasserbecken anschließen. Eingehende Erörterungen über die Entstehung dieser Schwankungen beziehungsweise über ihre Größe und Abhängigkeit von der Spiegelschwankung im Tidegewässer habe ich nur gefunden bei BOHLMANN (3), bei WALTHER (37) und bei STEGGEWENTZ (32). Der letztere entwickelt mathematische Beziehungen über die Größe der Tideschwankungen im Grundwasser und weist deren Anwendbarkeit an den Meßergebnissen von BOHLMANN nach. Angeregt durch die genannten Schriften hat Verfasser es unternommen, die bei Nordfeld beobachteten Gezeitenschwankungen des Grundwassers mit den Gleichungen STEGGEWENTZ' zu vergleichen und darüber hinaus versucht, zur Erklärung von Ursache und Wirkung der Tideerscheinungen im gespannten Grundwasser durch Deutung der einzelnen Meßergebnisse beizutragen.

Im zweiten Abschnitt ist sodann unter möglichster Ausschaltung des Tideeinflusses die Auswirkung der künstlichen Grundwasserentspannungsanlage untersucht worden. Die bekannten Gleichungen, die für die Grundwasserbewegung nach einem Entnahmebrunnen hin auf Grund des darcyschen Filtergesetses von FORCHHEIMER (8), THIEM (34) und DACHLER (4) angegeben werden, wurden auf die Beobachtungen in Nordfeld mit gutem Erfolg angewandt.

Diese Trennung des gesamten Stoffes ergab sich daher lediglich aus der Aufgabenstellung und aus der Verschiedenartigkeit der den untersuchten Gesetzen zugrunde liegenden Erscheinungen, die bei Nordfeld gleichzeitig auftraten. Indessen bestand für die gesamten Untersuchungen ein enger Zusammenhang zwischen beiden ursächlich verschiedenen Spiegelschwankungen insofern, als sie sich gegenseitig stark beeinflußten. So ermöglichte die Einwirkung der Grundwasserentspannung auf die Gezeitenschwankungen bestimmte Schlüsse über deren Ursache und Wirkung, während andererseits gleichsinnige Abweichungen in bestimmten den gesetzmäßigen Spiegelschwankungen bei Beobachtungsrohren von beiden Erscheinungen gestatteten, deren Ursache eindeutig auf andere, meist geologische Einflüsse zurückzuführen. In dieser Hinsicht und vor allem auch in ihrer praktischen Bedeutung für ähnliche Bauaufgaben im Tidebereich der Nordseeküste bildet daher das behandelte Fragengebiet eine Einheit, die durch die Zusammenfassung unter dem Thema der vorliegenden Arbeit zum Ausdruck kommen mag.

# Abschnitt I.

# Die Schwankungen des Grundwasserstandes unter dem Einfluß der Gezeiten. 1. Das Beobachtungsgebiet.

Das Beghachtungsgebiet umfaßt die nähere Umgebung der Baustelle bei Nordfeld auf beiden Ufern der Eider (Abb. 1). Das Gelände ist allu-

3

viale Flußmarsch, die durchweg auf etwa  $\pm$  0,00 NN zwischen den nördlich bei Drage und südlich bei Kleve und Hennstedt aufsteigenden altdiluvialen Geesthöhen liegt. Das sehr gewundene Flußbett der Eider ist von Ufer zu Ufer etwas weniger als 200 m breit und etwa 7–8 m tief unter Tmw. An einzelnen Stellen ist die Sohle bis 12 und 18 m tief ausgewaschen.

Aus den zahlreichen Bohrungen ergab sich ein ziemlich regelmäßiger Schichtenaufbau (Abb. 2). Bis zur Tiefe von etwa — 10,0 m NN findet sich Schlickton mit eingelagerten Torf- und Schilftorfschichten geringer Mächtigkeit, dessen Feinsandgehalt von oben nach unten zunimmt. Darunter bis zu einer Tiefe von etwa — 36,0 m NN (nur einmal erbohrt) liegen als Grundwasserleiter hellgraue bis graubunte Sande. Die Korngrößen der Proben schwankten in den oberen Lagen zwischen 0,1 und 1,0 mm, in den tieferen Schichten fand sich allgemein etwas gröberes Gut.

Unter der Sandschicht muß nach anderen Erfahrungen in der Eiderniederung Geschiebemergel vermutet werden.

Beide über diesem Geschiebemergel liegenden Schichten waren mit Wasser gefüllt. Während jedoch in den Kleischichten nur sehr langsame Bewegungen des Grundwassers (bei Erdarbeiten wahrgenommen) stattfanden, schwankte der gespannte Spiegel des Wassers in den Sandschichten regelmäßig mit den Gezeiten in der Eider um einen Mittelstand bei etwa -0,30 m NN.

Das Einzugsgebiet dieses gespannten Grundwassers ist auf der Geest zu suchen, während der Abfluß zur Ebbezeit in die Eider geschieht. Da diese aber mit ihrem Wasserstand während etwa zweimal 6 Stunden täglich höher steht als der gespannte Grundwasserspiegel, andererseits ihre Sohle die Sandschicht nicht anschneidet und deshalb nur schlecht durchlässig ist, so ist der Abfluß in die Eider nur gering. Das Druckgefälle, welches vom Geestrand zum Eiderufer hin besteht, ist ungestört nur eine kurze Zeit am Tage etwa um Tnw in der Eider vorhanden. In der übrigen Zeit überträgt sich die senkrechte Gezeitenbewegung auch auf den Grundwasserdruck im Sande.

Die Grundwasserstände wurden vom Dezember 1933 bis Juni 1936 regelmäßig beobachtet. Die einzelnen Beobachtungsrohre sind ihrer Lage nach im Lageplan (Abb. 1) eingetragen. Sie bestanden mit Ausnahme der Brunnen 19 und 20, die nur in die obere Kleischicht eintauchten, aus Rohren mit angehängtem Gewebefilter von 1 m Länge und wurden in der Regel zweimal täglich mit Hilfe der Brunnenpfeife beobachtet. Dabei ist versucht worden, möglichst den höchsten und den niedrigsten Wasserstand täglich zu erfassen. Wie gelegentliche Prüfungen ergaben, ist es meistens gelungen. Einzelne Rohre waren zeitweilig mit einem Schreibpegel System Fuess ausgerüstet. Um die Beobachtungen zu vervollständigen, wurde das anfänglich nur aus 5 Rohren bestehende Beobachtungsnet; im Februar 1935 auf 21 und



Abb. 1. Übersichtslageplan mit den Linien gleicher Druckspiegelhöhe des Grundwassers im natürlichen Zustand\*).

im Oktober 1935 auf 30 Brunnen erweitert. Die täglich zweimaligen Messungen wurden mehrfach in ganzen Brunnenreihen so vermehrt (oft bis zu stündlichen Messungen), daß die gesamten Spiegelschwankungen über mehrere 24 Stunden hinweg festgehalten werden konnten. Ein seit September 1933 in der Eider bei Nordfeld aufgestellter Schreibpegel ermöglichte stets den Vergleich der Grundwasserbeobachtungen mit den Eiderwasserständen. Zur Beurteilung des Tideeinflusses wurden vor allem die Messungen während der Zeit des ungestörten Zustandes nach Vollendung des Schleusendurchstichs,

5

<sup>\*)</sup> Die Doppelkreise in der Baugrube beziehen sich, angefangen von links oben, auf folgende Beobachtungsbrunnen: IV, I (benachbarte Doppelkreise), darunter entgegen dem Uhrzeigersinn verlaufend: 12, 13, 16, 11 u. 10. Rechts unter B 48 bei 27: Brunnen III.

Ende Oktober und November 1935 herangezogen. Die Angaben über die Auswirkung der künstlichen Entspannung des Grundwassers beruhen auf den mittleren Wasserständen, die aus den jeweils innerhalb der genannten Zeiträume gewonnenen Meßergebnissen errechnet worden sind.

Aus den sich für den November 1935 ergebenden mittleren Druckspiegelhöhen in den einzelnen Brunnen, die etwa dem Normalzustand entsprechen, ist auf Abbildung 1 das Netz der Linien gleicher mittlerer Druckspiegelhöhen (Isohydrohypsen) für das Beobachtungsgebiet aufgetragen. Die wenigen Messungen auf dem Südufer reichten zur Erweiterung der Darstellung nicht aus. Im allgemeinen ist aus der Abbildung das ziemlich gleichmäßige, aber schwache Gefälle von der Geest zum Flusse hin zu erkennen.

# 2. Die Theorie der Grundwassertide.

Die Schwankungen des Grundwasserspiegels unter dem Einfluß der Gezeiten in der Eider sind als sehr gesetzmäßig beobachtet worden. Auch die Angaben in dem genannten Schrifttum gehen fast alle dahin, daß in den Beobachtungsbrunnen ein regelmäßig mit dem äußeren Wasserspiegel gleichlaufendes Steigen und Fallen des Druckspiegels beobachtet werden konnte. Die Weite dieser Schwingung ist um so kleiner, je weiter der beobachtete Brunnen vom Ufer des Tidegewässers entfernt ist, und der Eintritt des Thw und Tnw in den einzelnen Brunnen verzögert sich mit zunehmender Entfernung vom Ufer. STEGGEWENTZ (32) entwickelt für die Gezeitenschwankung im Grundwasser bei freiem, waagerechtem Spiegel und senkrechtem, durchlässigem Ufer unter Zugrundelegung eines Einstaues von Außenwasser in den Grundwasserleiter die Gleichung:

$$\Phi = M + S \cdot e^{-E \cdot x} \cdot \sin n \left(t - \frac{F}{n} \cdot x\right)$$
(1)

vorin E = 
$$\sqrt{\frac{n}{2a^2} \cdot \frac{\sqrt{1 + b^2 \cdot n^{2l}} + b \cdot n}{1 + b^2 \cdot n^2}}$$
 (2)

$$\mathbf{F} = \sqrt{\frac{n}{2a^2} \cdot \frac{\sqrt{1 + b^2 \cdot n^{2|}} - b \cdot n^{|}}{1 - b^2 \cdot n^2}}$$
(3)

$$\mathbf{u}^2 = \frac{\mathbf{k} \cdot \mathbf{D}}{\mu} \tag{4}$$

$$\mathbf{b} = \frac{\mu}{\mathbf{k}_z} \left( \boldsymbol{\xi} - \mathbf{D} \right) \tag{5}$$

ist.

In diesen Gleichungen bedeuten:

 $\Phi$  die Höhe des Grundwasserspiegels im Steigrohr eines Brunnens im Abstand x vom Flusse oder Seeufer, über der undurchlässigen Grundsohle.

2

M den mittleren Wasserstand im Tidefluß oder in der See über der undurchlässigen Grundsohle,

![](_page_6_Figure_0.jpeg)

100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000 m 0

.

.

.

Abb. 2. Schichtenaufbau des Beobachtungsgebiets.

0

- S den halben Tidehub der Gezeitenschwingung des Spiegels im Fluß oder in der See,
- n die Schwingungszahl der zweimaltäglichen Tide
  - 1,405 . 10-4 Umdr./sec,
- t die Zeit in Sekunden,
- K den Durchlässigkeitswert der Sandschicht in m/sec,
- D Die Stärke der wasserführenden Sandschicht,
- μ die Wassermenge je Raumeinheit, die notwendig ist, um die Poren der Decklage über der Sandschicht völlig zu sättigen,
- k<sub>z</sub> den Durchlässigkeitsbeiwert in senkrechter Richtung des die Decklage bildenden Bodens,
- ξ den mittleren Abstand der Oberfläche der Kapillarzone in der Deckschicht von der wasserdurchlässigen Grundsohle.

Als kennzeichnende Bedingungen für die Wasserstandsbewegungen in den Steigrohren werden festgelegt:

- 1. für x = O ist  $\Phi = M + S$ . sin (n. t) das heißt unmittelbar am Ufer ist weder eine Verzögerung noch eine Dämpfung der äußeren Tidebewegung vorhanden.
- 2. Für  $x = \hat{\infty}$  ist  $\frac{\partial \Phi}{\partial M} = O$

das heißt die durch die Tidebewegung im offenen Außenwasser erregte Schwankung im Grundwasserstand läuft im Unendlichen aus.

3. Für t = 0 und x > 0 ist  $\Phi = f(x)$ das heißt die Größe der Schwankung im Grundwasserstand ist abhängig von der Entfernung der betrachteten Stelle vom Ursprung der Erregung, also vom Ufer des Gezeitengewässers.

Für die HW-Scheitel der Gezeitenschwingung im Grundwasser gilt:

$$S \cdot e^{-E \cdot x} = A_x \tag{6}$$

worin  $A_x$  die Schwingweite (Amplitude), also den halben Tidehub der Grundwassertide im Abstande x vom Ufer bedeutet.

In seiner Arbeit wendet nun STEGGEWENTZ diese Gleichung (6) auf die Verhältnisse an, die BOHLMANN (3) in Brunsbüttelkoog angetroffen hat. Er geht dabei von der Voraussetjung aus, daß unabhängig von der unmittelbaren Ursache der Tideschwankungen im Grundwasser die Gleichung (1) in den örtlichen Verhältnissen angepaßter Form auch für gespanntes Grundwasser und für beliebig geformtes und schlecht durchlässiges Flußufer mit genügender Annäherung anzuwenden ist. Da am Ufer bei x = O erfahrungsgemäß die Grundwassertide schon eine gewisse Dämpfung aufweist, führt er, um die Gleichung (6) den örtlichen Verhältnissen anzupassen, den sogenannten Uferwiderstand W ein, um den die Schwingweite S der freien Außenwasserschwingung verringert werden muß, um die Anfangsschwingweite im Grundwasser bei x = 0 zu erhalten. Es ergibt sich so die Beziehung für den Thw-Scheitel bei x zu:

$$(S - W) \cdot e^{-E \cdot x} = A_x \tag{7}$$

STEGGEWENTZ weist nach, daß die Messungen von BOHLMANN bei Brunsbüttelkoog mit genügender Genauigkeit die Gleichung erfüllen, nachdem aus zwei ausgewählten Messungen die Werte E und W ermittelt wurden.

In Gleichung (1) stellt der Ausdruck  $\frac{F}{n}$  die Verzögerung je Längeneinheit des Eintritts des HW-Scheitels gegenüber dem Anfangspunkt der Bewegung mit x = O dar. Wie bei BOHLMANN so ist auch hier die Verzögerung je Längeneinheit annähernd gleichbleibend. Nach den übrigen Angaben des Schrifttums berichtet STEGGEWENTZ, daß die Verzögerung je Längeneinheit mit wachsendem x zunimmt, obgleich die Gleichung (1) dies nicht zum Ausdruck bringt, da sowohl F als auch n stetige Werte sind, die nicht abhängig von der Größe x sind.

Hierauf weist auch STEGGEWENTZ kurz hin und führt als Hauptursache die Tideschwankung mit größerer Periode (Nipp- und Springtide) an.

Auch FORCHHEIMER (8) veröffentlicht eine Gleichung ähnlicher Form wie Gleichung (1), wobei die Werte E und F ersetst sind durch den Wert

$$\epsilon = \sqrt{\frac{n}{2a^2}} = \sqrt{\frac{n \cdot \mu}{2k \cdot M}}$$

Diese Gleichung ist von FORCHHEIMER auch nur für ungespanntes Grundwasser in gut durchlässigem Boden abgeleitet worden und stellt den Zustand des dynamischen Gleichgewichts dar, welches sich in absehbarer Zeit einstellt.

Eine im folgenden noch zu behandelnde Frage ist, ob tatsächlich ein Eintritt von Wasser aus dem offenen Tidegewässer in das Grundwasser stattfindet, wie sowohl Steggewentz als auch BOHLMANN zunächst annehmen. Die Frage kann hier vorläufig dahingehend beantwortet werden, daß, wenn eine Möglichkeit für diesen Wasseraustausch nicht vorhanden oder stark erschwert ist, auch dadurch eine Tidebewegung im Grundwasser entstehen kann, daß das vom Einzugsgebiet, also von binnen kommende Wasser angestaut wird. Die Voraussetzung des ursprünglich ebenen Wasserspiegels wird dabei zugunsten eines dem Flußufer zugeneigten Wasserspiegels verlassen. Für verhältnismäßig geringe Gefällswerte können sich dabei beachtliche Abweichungen von dem rechnerischen Ergebnis kaum einstellen, wie die Messungen in Brunsbüttelkoog auch bestätigen, wo ebenfalls ein geringes Grundwasserdruckgefälle besteht. Diese Möglichkeit schließt daher eine Gültigkeit der genannten Gleichungen nicht aus. Wohl aber sind gewisse Abweichungen bei stärkerem Gefälle des Grundwasserspiegels denkbar, wie aus den Messungen in Nordfeld hervorgeht.

8

# 3. Anwendung der Gleichung (7) auf die Messungen von Nordfeld.

Die für diese Untersuchungen günstige Anordnung der Beobachtungsbrunnen hat es in Nordfeld ermöglicht, ziemlich genaue Aufschlüsse über das Wesen dieser Vorgänge im gespannten Wasser zu erhalten. Im folgenden soll festgestellt werden, ob die Gleichung (7) auch für die Nordfelder Mes-

![](_page_9_Figure_2.jpeg)

sungen allgemeine Gültigkeit besitzt. In Abbildung 3 sind für die beobachteten ungestörten Gezeitenbewegungen in verschiedenen Beobachtungsbrunnen im November 1935 und Mai 1936 die mittlere Größe des Tidehubes und in Abb. 4 entsprechend die mittlere Verzögerung des Thw-Scheitels als Funktionen der Entfernung x vom Eiderufer aufgetragen.

Man erkennt vor allem in der Linie der Verzögerungen starke Abweichungen von der Mittellinie, die am Ufer sogar zu einer negativen Verzögerung, also einem Vorauseilen führt. Während sich bei BOHLMANN ein gewisser Zusammenhang zwischen Uferwiderstand und Uferverzögerung erkennen läßt, sind die Verhältnisse hier scheinbar gestört.

Abb. 4. Verzögerung des H.-W.-Einfritts in den Brunnen gegenüber dem in der Eider.

![](_page_9_Figure_6.jpeg)

Die Linie der Thw-Scheitel im Grundwasser verläuft indessen ziemlich regelmäßig. Lediglich die Brunnen V, 25 und 26 fallen stärker aus der Mittellinie heraus, was auf geologische Unregelmäßigkeiten zurückgeführt werden kann.

Bei der zahlenmäßigen Nachprüfung der von STEGGEWENTZ abgeleiteten Gesetze sollen indessen diese Unregelmäßigkeiten nicht berücksichtigt werden. Aus diesem Grunde muß von der sonst in ähnlichen Fällen üblichen Anwendung der Methode der kleinsten Quadrate abgesehen werden, um nicht die als solche erkannten geologischen Unregelmäßigkeiten von vornherein in die Rechnung einzubeziehen und das Ergebnis dadurch zu verwirren. Es werden, ebenso wie bei Steggewentz, die Brunnen zur Ermittlung von E und W herangezogen, in deren Spiegelverlauf keine Störungen wahrnehmbar sind. Es sind deshalb aus den Brunnen 13 ( $x_1 = 35 \text{ m}$ ;  $A_1 = -\frac{0.98}{2} = 0,49 \text{ m}$ ) und VI ( $x_2 = 430 \text{ m}$ ;  $A_2 = -\frac{0.24}{2} = 0,12 \text{ m}$ ) deren Werte auf diesen Mittellinien liegen, die konstanten Größen E und W ermittelt worden. Es ergibt sich nach Gleichung (7) für die HW-Scheitel bei  $x_1 = 35 \text{ m}$  und  $x_2 = 430 \text{ m}$ ,

$$(S - W) \cdot e^{-E \cdot x_1} = A_1$$
  
 $(S - W) \cdot e^{-E \cdot x_2} = A_2.$ 

Aus der Division dieser beiden Gleichungen folgt:

$$e^{\mathbf{E} \cdot (\mathbf{x}_2 - \mathbf{x}_1)} = \frac{\mathbf{A}_1}{\mathbf{A}_2}$$

und somit E  $(430 - 35) = (1n \ 0.49 - 1n \ 0.12)$ und E = **3.5618 \cdot 10**-3.

Wird dieser Wert in eine der obigen Gleichungen eingesetzt, so ergibt sich W = 0.625.

S ist dabei aus dem gleichen Zeitabschnitt, aus dem die Auftragungen in Abbildungen 3 und 4 ermittelt wurden, errechnet und ergibt sich zu  $\frac{1}{2} \cdot 2,36 = 1,18$  m. Mit Hilfe dieser Werte kann nun nach Gleichung (7) der Tidehub in den übrigen beobachteten Brunnen errechnet werden. Es ergeben sich die in Zahlentafel 1 zusammengestellten Werte.

Damasa	Entfernung x	errec	chnet	gemessen		
brunnen	unnen vom Eiderufer Amplitude			Tidehub	Amplitude	
13 11 11 26 V 25 V1	35 85 110 195 310 335 430	$\begin{array}{c} 0,490\\ 0,410\\ 0,375\\ 0,277\\ 0,184\\ 0,168\\ 0,120\\ \end{array}$	0,980 0,820 0,750 0,554 0,368 0,336 0,240	$\begin{array}{c} 0,98\\ 0,92\\ 0,86\\ 0,40\\ 0,48\\ 0,24\\ 0,24\\ 0,24\\ \end{array}$	$\begin{array}{c} 0,49\\ 0,46\\ 0,43\\ 0,20\\ 0,24\\ 0,12\\ 0,12\\ 0,12\\ \end{array}$	
Eider	430	0,120	0,240	2,36	1,18	

Zahlentafel 1. Errechnete und gemessene Tideschwankungen im Grundwasser.

Allgemein ist zwischen den errechneten und den gemessenen Werten eine verhältnismäßig ausreichende Uebereinstimmung vorhanden, so daß die Anwendbarkeit der Gleichung (7) als erwiesen gelten kann. Die mittlere Verzögerung des Eintritts des HW-Scheitels ergibt sich aus der Auftragung in Abbildung 4 zu 19 Minuten je 100 m. Es ist daher  $\frac{F}{n} = 11.4 \text{ sec/m}$ und F = 11.4 . 1,405 .  $10-4 = 1.6 \cdot 10^{-3}$ Nach den Gleichungen (2) und (3) ist

$$\frac{n}{2a^2} = \frac{(E^2 + F^2)^2}{4 \cdot E \cdot F}$$

also  $a^2 = \frac{2 \cdot n \cdot E \cdot F}{(E^2 + F^2)^2}$ 

und  $1 + b^2 \cdot n^2 = \frac{n}{2a^2} \cdot \frac{1}{E \cdot F} = \frac{(E^2 + F^2)^2}{4 E^2 \cdot F^2}$  (9)

Der weiteren Rechnung werden die bereits vorher ermittelten Werte zugrunde gelegt. Sie betragen:

$$E = 3,56 . 10^{-3} F = 1,60 . 10^{-3} n = 1,405 . 10^{-4}$$

Es ergibt sich dann nach Gleichung (8)  $a^2 = 6.89$ 

und nach Gleichung (9)

$$1 + b^2 \cdot n^2 = 2,596$$

und hieraus  $b = \frac{\sqrt{2.596 - 1}}{1,405}$ .  $10^4 = 9000$ 

Setzt man nun den mit Hilfe der Bohrungen gefundenen Wert für

D = 26,0 m

ein, und die Höhe der Oberfläche der Kapillarzone über der undurchlässigen Sohle  $\xi$  mit der Höhe ein, die der mittlere Wasserspiegel im Klei annimmt das ist nach Seite 4 von — 36,0 m NN nach — 0,30 m NN, also 35,70 m so ergibt sich

$$(\xi - D) = 9,7 \text{ m}.$$

Der Bodenwert k im Sand wird im Abschnitt II auf Seite 28 zu 2,42. 10-4 m/sec ermittelt.

Es ergibt sich dann nach Gleichung (4)

$$\mu = \frac{\mathbf{k} \cdot \mathbf{D}}{\mathbf{a}^2} = \frac{2,42 \cdot 10^{-4} \cdot 26,0}{6,89}$$
$$\mu = 9.132 \cdot 10^{-4}$$

und nach Gleichung (5)

$$k_z = \frac{\mu}{b}$$
 . (ξ-D)  
 $k_z = \frac{9.132 \cdot 9.7}{9.0} \cdot 10^{-7} = 0.984 \cdot 10^{-6}$ 

STEGGEWENTZ ermittelt aus den Angaben BOHLMANNS für die Brunsbüttelkooger Verhältnisse ein  $k_z$  von 0,456 . 10–6. Dieser Wert ist kleiner als der

11

(8)

für Nordfeld errechnete. Beachtet man aber, daß in Brunsbüttelkoog die Tideeinwirkung noch in über 4000 m Entfernung vom Elbufer wahrgenommen werden kann, während im vorliegenden Fall im Brunnen VII, der nur 985 m vom Eiderufer entfernt liegt, nur noch höhere Fluten sich anzeigen, so erkennt man für Nordfeld eine viel stärkere Dämpfung. Diese aber ist nach vorhergehenden Gleichungen abhängig von der Durchlässigkeit der Deckschicht. Ist diese groß, so ist die Dämpfung groß und umgekehrt. Demnach muß der für Nordfeld errechnete Wert für  $k_z$ , wenn die obigen Gleichungen zutreffen sollen, größer sein als der in Brunsbüttelkoog.

Der errechnete Wert für  $\mu$  erscheint mit rund 1% och erheblich größer als der von STEGGEWENTZ für die Verhältnisse in Brunsbüttelkoog errechnete Wert von 0,1175%. Dies ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, daß zwischen der Sandschicht und der dichtenden Kleidecke bei Nordfeld vielerorts sandige Darg- und Moorschichten eingelagert sind, deren Wasseraufnahmevermögen ebenso wie die Durchlässigkeit größer ist als das des reinen Schlicktons.

Es ergibt sich somit die Erfahrung, daß die Gleichung (7) auch im vorliegenden Falle als Näherungslösung für gespanntes Grundwasser anwendbar ist. Da aber die Voraussetzungen für den Ansatz aller Gleichungen im untersuchten Falle nicht gegeben sind, treten gewisse Abweichungen auf, die im folgenden ihrer Ursache nach näher betrachtet werden sollen.

Es soll dieses an Hand der folgenden Gedanken über die Ursache, die Entstehung und den Verlauf der Tidedruckwelle im gespannten Grundwasser mit geneigtem mittlerem Druckspiegel erklärt werden.

#### 4. Die Ursachen der Gezeitenerscheinung im gespannten Grundwasser.

a) Die Entstehung der Druckschwankungen.

Als Ursache der Gezeitenerscheinung im gespannten Grundwasser nimmt STEGGEWENTZ an, daß das Wasser des Tidegewässers infolge der veränderten Gefällsverhältnisse zum Teil auf irgendeinem Wege in das Grundwasser gelangt und dort einen Anstieg hervorruft, das heißt daß die Grundwasserströmung während der höheren Wasserstände im offenen Tidegewässer ihre Fließrichtung ändert. Das Grundwasser wird dadurch mit einer gewissen Menge von Außenwasser angereichert, welches in Form einer gezeitenähnlichen Welle in die Grundwasserschicht eindringt. Diese Annahme ist den Gleichungen (1) bis (9) zugrundegelegt. Es ist aber ebenso auch denkbar, daß nicht ein Rückstau des Außenwassers die unmittelbare Ursache des Anstiegs des Grundwassers ist, sondern daß — bei Vorhandensein eines Grundwasserspiegelgefälles zur Zeit des Tnw im offenen Gewässer — allein die Verminderung des Abflußgefälles am Ufer einen Anstau von Grundwasser vom Lande her unter dem Einfluß seines Beharrungsvermögens bewirkt.

![](_page_13_Figure_0.jpeg)

Abb. 5.

с С

Diese Auffassung wird durch die Nordfelder Beobachtungen grundsätzlich bestätigt.

Der Verlauf der Wasserstandskurven in der Eider und in verschiedenen Brunnen (Abb. 5) weist eindeutig darauf hin, daß der Grundwasserstrom. der zur Zeit des Tnw im Tidegewässer in diese abfließt, infolge der durch den Anstieg der Flut hervorgerufenen Aenderung der Abflußbedingungen gestört und sich bei höherem Auflaufen der Flut im Untergrund im Bereiche des Ufers anstaut, das heißt seine Geschwindigkeit allmählich bis zum völligen Stillstand verringert. Der Augenblick des Stillstandes des Abflusses ist gekennzeichnet durch den Schnittpunkt der Tidekurven des freien Gewässers und des Grundwassers unmittelbar am Ufer oder besser noch unter der Gewässersohle. Die Steigung des Grundwassers unmittelbar am Ufer oder in der Gewässersohle bis zu diesem Zeitpunkt findet daher eine durchaus zwanglose Erklärung. Erfahrungsgemäß steigt aber der Grundwasserdruck im weiteren Verlaufe der Tide über diesen Schnittpunkt hinaus weiter. Zur Erklärung der Steigung aber ist die Frage von großer Wichtigkeit, ob es sich um freies, also auch anstiegfähiges oder gespanntes, also nur scheinbar steigendes Grundwasser handelt.

Im ersteren Falle ist zum Anstieg eine gewisse Wassermenge erforderlich, die die Poren des über der ursprünglichen Grundwasseroberfläche befindlichen Bodens bis zur neuen Oberflächenhöhe ausfüllt. Diese Wassermenge kann entweder aus dem Hinterlande oder aus dem Tidegewässer stammen und ist in ihrer Größe abhängig vom Wasseraufnahmevermögen des Grundwasserleiters. Da die Scheitellinie des Thw der Grundwassertide bei annähernd gleichem Außen- und Grundwasserstand vom Ufer zum Land hin abfällt, so liegt der Schluß nahe, daß in diesem Falle ein Eintritt von Außenwasser in das Grundwasser stattfindet.

Anders aber liegen die Verhältnisse bei gespanntem Grundwasser. Hier ist der Grundwasserträger von vornherein in seinem gesamten Hohlraumgehalt mit Wasser erfüllt. Ein zusätjliches Einströmen ist deshalb nur in dem Maße möglich, als es die Druckelastizität des Wassers und der Durchlässigkeitsgrad der Deckschichten zulassen. Nimmt man an, die Grund- und Deckschichten seien völlig undurchlässig, so ist die Einströmungsmöglichkeit so gering, daß die Annahme eines Grundwasserstaues als Erklärung für Gezeitenschwankungen ausfällt. Tatsächlich aber sind die Deckschichten eines gespannten Grundwasserbeckens selten völlig dicht, der Unterschied zwischen gespanntem und ungespanntem Grundwasser in bezug auf seine Spiegelschwankungen ist daher, wie auch STEGGEWENTZ betont, nicht grundsätjlicher Art, sondern besteht nur in dem verschiedenen Einfluß der Bodenarten auf die Grundwasserbewegung. Es muß also angesichts der verhältnismäßig langsamen Tidefortpflanzung auch für gespanntes Grundwasser eine gewisse Anreicherung des Grundwassers als Ursache für die Druckspiegelerhöhung angesehen werden. Diese Anreicherung ist indessen sehr viel geringfügiger als bei freiem Grundwasser und braucht durchaus nicht so groß zu sein, wie es nach dem Anstieg des Wasserspiegels in den Beobachtungsrohren den Anschein hat, sondern ist mit Rücksicht auf die sehr geringe Wasserbewegungsmöglichkeit in den Deckschichten verhältnismäßig klein. KOEHNE (14) führt hierzu aus: "Es findet keineswegs eine allgemeineHebung desGrundwasserspiegels auf dasjenige Niveau statt, das der Wasserstand in den Röhren anzeigt. Man darf also auch nicht aus der

hierzu aus: "Es findet keineswegs eine allgemeineHebung desGrundwasserspiegels auf dasjenige Niveau statt, das der Wasserstand in den Röhren anzeigt. Man darf also auch nicht aus der Geschwindigkeit der Druckübertragung auf eine entsprechende Fließgeschwindigkeit des Grundwassers schließen." Zu untersuchen bleibt somit nur noch die Frage nach der Herkunft des

Wassers, welches die örtlichen Druckerhöhungen verursacht. Im vorliegenden Fall steht die Flußsohle mit dem Grundwasserträger gar nicht in unmittelbarer Verbindung, sondern ist durch eine Kleischicht von ihm getrennt, die auf Grund ihres sedimentären Aufbaues von oben nach unten nahezu dicht ist. Ein wahrnehmbarer Eintritt von Eiderwasser in das Grundwasser ist also nur in geringem Maße denkbar, selbst wenn man die Deckschichten auch von oben nach unten als schwer durchlässig anstatt undurchlässig bezeichnet. Dies wird vor allem durch folgende Feststellungen und Beobachtungen bestätigt:

- 1. Die HW.-Scheitellinien, die für verschiedene Gezeiten in Abbildung 6 gezeichnet sind, weisen nicht immer Gefälle von der Eider landeinwärts auf, sondern am 4. November 1935 nachmittags ein umgekehrtes Gefälle, obgleich der Wasserstand in der Eider höher liegt als der ideelle Grundwasserspiegel am Ufer. Dies wäre nicht möglich, wenn die Druckerhöhung eine Folge von Wasserbewegung landeinwärts wäre.
- 2. Bei einem Einströmen von Eiderwasser müßte die Wasserbewegung dort besonders stark sein, wo die Flußsohle nicht mit einer Deckschicht versehen ist, sondern vom grundwasserführenden Sand mit größerem Durchlässigkeitswert gebildet wird. Dies war in der Eider an zwei Stellen, nämlich in der Kurve bei Brunnen 27 und 28 der Fall. Der Tidehub aber in diesen Brunnen war durchaus nicht größer als in den übrigen Brunnen.
- 3. Wenn ein Einströmen von Flußwasser in den Untergrund stattfände, so müßte der Tidehub bei niedrigem mittleren Grundwasserspiegel und gleichbleibendem mittleren Eiderwasserstand größer sein als bei höherem mittleren Grundwasserspiegel. Dies Verhältnis ist aber gerade umgekehrt. Bei hohem mittleren Grundwasserspiegel wirkt sich die Tide größer aus als bei geringerem. Auch die in Abbildung 6 dargestellten Scheitellinien zeigen zum Beispiel am 4. November nachmittags bei verhältnismäßig kleinem Tidehub in der Eider von 1,74 m und hierzu verhältnismäßig hohem Grundwasserstand in Ufernähe einen um etwa 10 cm höheren Tidehub als am 28. Oktober bei einem sehr hohen mittleren Eiderwasserspiegel und verhältnismäßig niedrigem Grundwasserstand. Der Tidehub der Eider am 28. Oktober betrug aber 2,80 m. Während der künstlichen Absenkung verringerte sich der Tidehub in allen Brunnen ganz erheblich.

![](_page_16_Figure_0.jpeg)

4. Im übrigen ist anläßlich dieser künstlichen Herstellung von starkem Spiegelgefälle von der Eider zum Grundwasser eine völlige Dichtigkeit der Eidersohle dadurch nachgewiesen worden, daß sich der Absenktrichter ungestört unter dem Eiderbett hindurch auf das gegenüberliegende Ufer ausdehnte, ohne daß sich ein Einfluß des Eiderspiegels irgendwie bemerkbar gemacht hätte (vgl. Abschnitt II).

5. Außerdem hat auch KEILHACK (13) darauf hingewiesen, daß das Grundwasser bei schlickführender Flußsohle wohl in den Fluß, nicht aber das Flußwasser in den Untergrund gelangen kann. da die Sedimente der Flußsohle

unter dem Einfluß wechselseitigen Ueberdrucks wie Ventile wirken.

Es bleibt also als Ursache der Grundwassertide bei Nordfeld lediglich der Aufstau des Druckes des um Tnw in der Eider in diese abfließenden Grundwassers von innen her zunächst bis zum Schnittpunkt der Tidekurven des Grundwassers am Ufer mit der des Tidegewässers und darüber hinaus ein weiterer Druckanstieg, der als Massenträgheitserscheinung erklärt werden kann. Diese Annahme wird offenbar durch das annähernde Zutreffen der Gleichung (7) und die im folgenden beschriebenen Beobachtungen bestätigt.

In Abbildung 5 sind die Tidekurven verschiedener Brunnen zusammen mit der Eider vom 3. und 4. November 1935 in gleichem Koordinatensystem aufgetragen worden. Durch die Gesamtheit dieser Kurven sind zu bestimmten Stunden senkrechte Schnitte geführt und alle Schnittpunkte mit den einzelnen Tidekurven ihrer Höhe zu NN nach und bei ihrer Entfernung vom Eiderufer in Abbildung 7 aufgetragen. Hieraus ergeben sich die sogenannten Stundenlinien, das sind jene Kurven, die die zu einer bestimmten Zeit an allen Punkten des gewählten Ouerprofils vorhandenen Wasserstände beziehungsweise Steigrohrhöhen angeben. Mit Hilfe dieser Stundenlinien kann nun der Verlauf dieser durchaus normalen Grundwassertide in Abhängigkeit von der Eidertide genau verfolgt werden.

Es ist zu erkennen, wie um 14 Uhr, bei Tnw in der Eider auch unmittelbar am Ufer der niedrigste Stand erreicht ist und das Grundwasser mit

![](_page_17_Figure_4.jpeg)

17

2

verhältnismäßig starkem Gefälle (welches allerdings in der Darstellung stark überhöht ist) in die Eider abfließt. Eine Stunde später, um 15 Uhr, ist das Druckgefälle infolge des Anstieges des Eiderspiegels stark vermindert. Das Grundwasser hat sich am Ufer gestaut, weil sich die Abflußmenge ständig verkleinerte. Aus dem Binnenlande aber ist weiteres Wasser unter annähernd gleichem Gefälle und somit mit fast ungeminderter Geschwindigkeit und Menge dem Flußufer zugeflossen. Dieses Wasser bildet nun, wenn es auf das am Fluß schon angestaute Grundwasser aufläuft, eine Stauwelle, die einerseits noch einen weiteren, aber sehr geringen Abzug in die Eider ermöglicht, andererseits aber eine rückläufige, das heißt landein gerichtete Wasser- und Druckwellenbewegung verursacht. Während des anhaltenden Zuflusses aus dem Hinterland wird der Druck in den uferfernen Zonen entlastet. Dort erreichen die Brunnen teilweise ihren niedrigsten Stand. Eine weitere Stunde später reicht die Stauwirkung schon etwa 350 m landein, während das noch immer von binnen nachdrängende Wasser unter dem Einfluß seiner Massenträgheit am Ufer einen Druckanstieg verursacht. Dieser aber ist schon in der Höhe geringer und in der Längenausdehnung größer geworden, das heißt, die rückläufige Wasserbewegung hat sich mehr und mehr gegenüber der alten Fließrichtung durchgesetzt. Dies ist ungefähr der Zeitpunkt, an dem der Abfluß in die Eider völlig aufgehört hat. Das Grundwasser ist nun gezwungen, dem infolge seiner Massenträgheit am Ufer angehäuften Druck völlig landeinwärts Raum zu geben. Es fließt also offenbar von jett ab mit größerer Geschwindigkeit landein als von binnen dem Fluß entgegen, zumal inzwischen der Druck in Uferferne unter der fortgesetzten Entlastung nachgelassen hat. Noch ehe also der Wasserdruck in 1000 m Entfernung vom Ufer entlastet werden kann, setst schon wieder unter dem Einfluß des Druckanstieges am Ufer eine rückläufige Entwicklung ein. Um 18 Uhr ist am Ufer der höchste Grundwasserstand erreicht. Der Stau von binnen wirkt sich nicht mehr bis ganz ans Ufer aus. Die Geschwindigkeit des Grundwassers im Binnenlande ist so gering, daß sie von dem entgegenstehenden Druckgefälle schon in einiger Entfernung vom Ufer vernichtet wird. Lediglich in etwa 15 m Entfernung vermag sie noch einen sehr schwachen Spiegelanstieg zu verursachen.

Einer schwachen Welle ähnlich läuft das Druckmaximum unter ständigem Abbau seiner Energie landeinwärts. Diese Bewegung wird vor allem dadurch bewirkt, daß das rückläufige Wasser mit dem normal vom Land herkommenden zusammentrifft. Unter dem Einfluß der Massenträgheit beider Bewegungen entsteht jene Druckanhäufung, deren Maximum sich erst kurz hinter dem Ufer bildet und die sich unter ständiger Verkleinerung, entsprechend der allmählichen Verschiebung der Gefällsverhältnisse zu Gunsten der landeinwärts gerichteten Strömung, landeinwärts bewegt. Dadurch, daß infolge des Zusammentreffens beider Grundwasserbewegungen sich der höchste Anstieg des Grundwasserspiegels erst in einiger Entfernung vom Ufer ausbildet, entsteht wahrscheinlich die Abweichung der Beobachtungen von dem Verlauf der Gleichung (7). In den Stundenlinien und den Scheitellinien ist deutlich ein Wendepunkt in der Krümmungsrichtung etwa 300 m vom Ufer zu erkennen, der auch in der Linie des mittleren Tidehubs in den Brunnen in Abbildung 3 festgestellt wurde. Hier also zeigt sich die abweichende Auswirkung des mittleren Tideeinflusses durch Anstau des abfließenden Grundwassers vom unmittelbaren Tideeinfluß durch Eintritt von Außenwasser in ein Grundwasserbecken ohne geneigten Normalspiegel, der durch die genannten Gleichungen dargestellt wird.

Aus dieser Erklärung des Vorganges und der Ursache der Grundwassertide sind auch zum Teil die Erscheinungen zu verstehen, die als Begründung der Annahme angeführt wurden, daß ein Einströmen von Eiderwasser in das Grundwasserstockwerk nicht stattfindet, und die bei der Anwendung der Gleichung (7) als ungesetzmäßig erkannt werden können.

Am 4. November 1935 nachmittags ist die Scheitellinie der Tnw-Stände zur Eider hin geneigt, was lediglich mit einer Stauerscheinung erklärt werden kann, denn diese erlaubt durchaus die Möglichkeit einer zum Fluß hin abfallenden Scheitellinie des Thw, zumal bei dem vorhergehenden Tnw ein sehr starkes Gefälle bestand. Die Stundenlinie um 13 Uhr, also 2<sup>1</sup>/<sub>2</sub> Stunden vor Tnw in Abbildung 7, weist doch schon nahezu das gleiche Gefälle auf, wie es am 3. November bei Tnw um 14 Uhr herrscht. Bei sehr niedrigem Tnw-Stand im Fluß hatte das Grundwasser Gelegenheit, sich stark zu entspannen. Hiermit verbunden ist ein allmähliches Nachlassen des Gefälles und somit der Abflußgeschwindigkeit. Die lebendige Kraft des Anstaues bei plötlicher Hebung des Vorflutspiegels ist deshalb sehr viel geringer als sonst und bewirkt somit nicht mehr die normale Höhe des Grundwasseranstiegs, obwohl dabei das Thw der Eider durchaus normal oder sogar überhöht sein kann. Bei schwachem Gefälle liegen die gleichen Gründe für einen schwachen Aufstau vor. Dem infolge einer nicht ungewöhnlich niedrigen Tidewelle im Fluß entstehenden Stau im Grundwasser folgt nur eine geringe Strömung, so daß die Dämpfung der zurückgeworfenen Stauwelle geringer wird und diese zugleich weiter landeinwärts dringen kann als bei stärkerer Gegenströmung. Bei starkem Gefälle wird der einlaufenden Stauwelle eine starke Gegenströmung entgegenwirken, die ihre Fortschrittsenergie sehr bald vernichtet, zumal der Impuls immer nur kurzfristig ist. So ist es verständlich, daß der Brunnen V, der im Bereich besonders niedrigen mittleren Druckes und besonders schwachen Gefälles liegt, welches bis ans Ufer reicht, einen größeren Tidehub aufweist, als der Mittellinie in Abbildung 3 entsprechen würde, während der Brunnen 26, vor dem ein sehr starkes mittleres Gefälle zur Eider hin besteht, und der Brunnen 25, der im Bereiche eines Staugebietes liegt (vgl. Abb. 1)

2\*

einen kleineren Tidehub aufweisen, als er der Mittellinie in Abbildung 3 entsprechen würde.

Während der künstlichen Entspannung, die unmittelbar am Flußufer ihren größten Wert erreichte, war der Rückstauwelle nicht nur ein sehr starkes Gefälle entgegengesetzt, sondern auch der mittlere Grundwasserdruck sehr stark herabgemindert. Hier heben sich also die Wirkungen stärkeren Druckgefälles zum Flusse und eines ausnehmend niedrigen mittleren Grundwasserstandes nicht gegeneinander auf, wie dies zu normalen Zeiten sehr häufig der Fall ist, sondern beide Einflüsse bewirken gemeinsam eine starke Herabminderung des Tidehubes im Grundwasser.

#### b) Der Uferwiderstand.

Es bleibt nun noch zu untersuchen, warum schon unmittelbar am Ufer der Tidehub im Grundwasser hinter jenem in der Eider zurückbleibt. Bei Nachprüfung der Gleichungen wurde der Scheitelunterschied durch Einfügung des sogenannten Uferwiderstandes W eingeführt, als jener Größe, um die die Schwingweite der Tidewelle im oberen Teil bei Eintritt in das Grundwasser verringert wird. Geht man nun davon aus, daß die Tideschwingung im Grundwasser eine mittelbare Folge der äußeren Tideschwankung im Flusse ist, das heißt eine Stauerscheinung infolge erschwerten beziehungsweise völlig unterbundenen Grundwasserabflusses, so ergibt sich, daß auch ein unmittelbarer Eintritt der Tidewelle in das Grundwasserbecken nicht stattfindet.

Da die Eidersohle von Schlick gebildet wird, der dem Durchfluß des Grundwassers von unten her einen erheblich größeren Widerstand entgegenstellt als der Sand, so stellt sich im Grundwasser am Flußufer zur Zeit des Abflusses ein stärkeres Spiegelgefälle ein als es zur Bewegung der gleichen Wassermenge weiter ab vom Ufer im Sande erforderlich ist. Dies Spiegelgefälle vom Grundwasserstand zum Eiderwasserstand beträgt allgemein etwa im Mittel 0,60 m und beispielsweise am 3. November um 14 Uhr (vgl. Abb. 7) annähernd 50 cm. Dieses Spiegelgefälle wäre also für den Sonderfall in Nordfeld als eigentlicher Uferwiderstand bei Tnw zu bezeichnen. Man kann ferner annehmen, daß ebenso wie die Tidewelle in der Eider auch die Tideschwankung im Grundwasser eine nahezu harmonische Schwingung darstellt, die von der ersteren erregt, dieser in der Form ähnlich sein muß. Da die Mittellagen beider Schwingungen etwa in der gleichen Höhe liegen, so wird der Unterschied der Schwingweite beider Wellen nach oben annähernd ebenso groß sein wie nach unten.

Diese Annahme wird durch die genannten Zahlen bestätigt. Der Uferwiderstand stellt also auch hier den Wert dar, um den der Ausschlag der Schwingung im Tidegewässer größer ist als jener im Grundwasser, und ist vom Durchlässigkeitswert und der Mächtigkeit jener Bodenschicht abhängig, die das Grundwasser vom Außenwasser trennt.

# Abschnitt II.

# Die künstliche Entspannung des Grundwassers. 1. Die Arten der künstlichen Beeinflussung des gespannten Grundwasserspiegels.

Durch den Schleusenbau in der Südspitze des Südfelderkoogs wurde der nor-Grundwasserstand male schon vor Inbetriebnahme Grundwasserentspander nung sehr stark gestört. Die Baugrube bildete den Mittelpunkt für einen Absenktrichter, der sich nicht nur auf dem nördlichen, sondern auch auf dem südlichen Ufer der Eider ausdehnte und sich mit wachsender Pumpleistung erweiterte und vertiefte. Bevor die künstliche Absenkung in Betrieb genommen wurde, mußte die Baugrube ständig durch Oberflächenpumeindringendem pen von Grundwasser befreit werden, welches bei Anschnitt der sandigen Kleischicht in einzelnen Grundwasserquellen hervorbrach. Aus alten Bohrlöchern, die im Klei stehen geblieben waren, schoß das Wasser mit sehr großer Geschwindigkeit hervor und förderte bisweilen auch Sand aus dem Untergrund mit herauf.

Mit fortschreitender Ausschachtung nahm sowohl die Anzahl der Quellen,

![](_page_21_Picture_4.jpeg)

Abb. 8. Grundwasserquelle in der Baugrube vor der künstlichen Entspannung, Aufn. Magens

![](_page_21_Picture_6.jpeg)

Abb. 9. Nach Außerbetriebsetzung der Entspannungsanlage überlaufender Rohrbrunnen. Aufn. Preuß. Neubauamt / Eiderabdämmung

als auch die von ihnen geförderte Wassermenge zu (Abb. 8). Nach Stilllegung der Absenkanlage begannen nicht nur die Quellen erneut ihre Tätigkeit, sondern das Wasser trat auch aus den Saugleitungen unter eigenem Druck hervor (Abb. 9). Um bei den weiteren Ausschachtungs- und Betonierungsarbeiten eine trockene Baugrube zu haben und der Gefahr eines völligen Aufbrechens der nur noch etwa 3 m starken Kleischicht zu begegnen, wurde ein Brunnensystem von 50 Rohrbrunnen mit 5 m langen Filtern eingebaut und mit 4 Pumpenanlagen das Grundwasser so weit entspannt, als es für die Bauarbeiten notwendig war. Die künstliche Absenkung des Grundwasserdruckes dauerte von Ende Januar bis Anfang Juni 1935.

Es handelt sich dabei innerhalb der großen Baugrube um zwei kleinere einzelne Baugruben, die der Entwässerungsschleuse und die des Binnenhaupts der Schiffahrtsschleuse. Die erstere umfaßt rund 2500 qm von rund 55 m Länge und rund 45 m Breite. Hier waren drei Reihen von Entnahmebrunnen mit je einer Sammelleitung und Pumpe angeordnet.

Die Baugrube am Binnenhaupt hatte etwa 325 qm mit einer Länge und Breite von je rund 18 m. Diese war von einer Ringleitung umgeben, die an die Pumpe 4 angeschlossen war. Die Absenkung begann am 24. Januar 1935 mit Pumpe 4. Am 6. Februar wurde dann die Pumpe 2, am 9. Februar Pumpe 1 und schließlich am 22. Februar die Pumpe 3 in Betrieb genommen. Nacheinander wurden dann mit fortschreitender Vollendung der Bauarbeiten die Pumpen wieder stillgelegt, Pumpe 4 am 25. März, Pumpe 2 am 7. Mai, Pumpe 1 am 21. Mai und Pumpe 3 am 8. Juni 1935. Die Tauchtiefe der Brunnen betrug im Mittel etwa 12,0 m. Zur Bemessung der Entspannungsanlage wurde im Herbst 1934 ein Absenkversuch in der Baugrube durchgeführt. Ein einzelner Entnahmebrunnen, umgeben von einem System von Beobachtungsrohren sollte ein Bild über die Wirkungsweise einer künstlichen Entspannung, vor allem eine Grundlage für die Bestimmung der Größe des Bodenwertes liefern.

Bei allen Zuständen ist der zunehmende Abfall des gespannten Grundwasserspiegels durch laufende Kontrollmessungen in verschiedenen Brunnen bis zu 1500 m von der Baugrube entfernt und auch am Südufer der Eider beobachtet worden. Die geförderten Wassermengen wurden gleichfalls laufend bestimmt. Bei der Absenkanlage und beim Absenkversuch wurden sie mit Hilfe von Ueberfallwehren gemessen, deren Beiwert durch Versuche mit zwischengeschaltetem Meßflügel ermittelt wurde. Der Vergleich der Absenkergebnisse der Versuche und der Absenkanlage mit den im Schrifttum vorgefundenen, theoretisch abgeleiteten Gesetzen führte zur Feststellung, daß, wie auch an anderen Orten mehrfach festgestellt worden ist, die gebräuchlichen Gleichungen für die Praxis genügend mit den Messungen übereinstimmende Ergebnisse liefern.

# 2. Die Theorie der Grundwasserabsenkung im gespannten Grundwasser.

a) Die Spiegelgleichung bei vollkommenem Einzelbrunnen.

Unter Zugrundelegung des Darcyschen Gesetzes gilt für einen Brunnen, der die wasserführende Schicht in ganzer Tiefe durchteuft unter Betrachtung der Abbildung 10 für die dem Brunnen in der Zeiteinheit zustrebende Wassermenge die Gleichung:

$$q = 2 \cdot \pi \cdot x \cdot m \cdot k \frac{dz}{dx} (10)$$

Nach Integration innerhalb der Randbedingungen

x = R und z = H oder x = rund  $z = z_0$  ergibt sich

![](_page_23_Figure_6.jpeg)

$$(H-z) = s = \frac{q}{2 \cdot \pi \cdot m \cdot k} \cdot \ln\left(\frac{R}{x}\right)$$
(11)

bezw. 
$$(z - z_0) = \frac{q}{2 \cdot \pi \cdot m \cdot k} \cdot \ln\left(\frac{x}{r}\right)$$
 (12)

oder allgemein zwischen zwei bekannten Werten z1 und z2

$$(z_1 - z_2) = \frac{q}{2 \cdot \pi \cdot m \cdot k} \cdot \ln \left(\frac{x_2}{x_1}\right).$$
 (13)

In diesen Gleichungen bedeuten

- x und z die Koordinaten eines beliebigen Punktes der Absenklinie, deren Rotationsfläche den Absenktrichter um den Entnahmebrunnen bildet, bezogen auf ein Koordinatensystem, welches in der Sohle der wasserführenden Schicht beziehungsweise in der Achse des Brunnens liegt,
- r den Radius des Entnahmefilters,
- $z_0$  die Höhe des Wasserspiegels im Entnahmebrunnen über der Grundsohle,
- H die Höhe des ungestörten ursprünglichen Druckspiegels,
- R die sogenannte Reichweite, das ist die Entfernung vom Entnahmebrunnen, in der eine Absenkung nicht mehr eintritt oder richtiger nicht mehr wahrnehmbar ist,
- s die Absenkung im Punkte (x, z),
- m die Stärke der wasserführenden Schicht und
- k den Bodenwert.

Die Gleichungen (10) bis (13) werden allgemein als gültig für alle praktischen Fälle von Entspannungsanlagen angesehen, auch dann, wenn der Brunnen unvollkommen ist, das heißt wenn er die wasserführende Schicht nicht in ganzer Tiefe durchteuft, sondern nur bis zur Tiefe t in sie eintaucht. In diesem Falle soll man die Tauchtiefe t anstelle der Stärke der wasserführenden Schicht m einsetzen und für die Praxis genügend angenäherte Werte erhalten (SCHULTZE, 27).

Bei sehr geringer Entnahmemenge und nicht zu kleinem Bodenwert k ist diese Annäherung erfahrungsgemäß sehr groß. Auch ergaben die seitens der Siemens-Bauunion im Jahre 1936 in Wilhelmshaven durchgeführten Untersuchungen, daß mit durchaus genügender Annäherung derartige Fälle so behandelt werden können, wie es auch bei ungespanntem Grundwasser üblich ist, nämlich mit der Voraussetzung, daß unterhalb der Brunnensohle keine Grundwasserbewegung erzeugt wird.

#### b) Die Spiegelgleichung bei unvollkommenem Brunnen.

Bei unvollkommener Anlage kann also nach diesen Erfahrungen mit für die Praxis genügender Annäherung angenommen werden, daß unterhalb der Sohle des Brunnens die Wasserbewegung so gering ist, daß sie im allgemeinen vernachlässigt werden kann. Das trifft aber erfahrungsgemäß bei kleineren Bodenwerten nur solange zu, wie die Entnahmemenge nicht größere Werte erreicht. BOHLMANN rechnete daher bei der Nachprüfung der Absenkergebnisse bei unvollkommener Mehrbrunnenanlage in Brunsbüttelkoog mit Gleichung (11) und (13) unter Ansatz des vollen m. Sowohl Forchheimer (8), als auch THIEM (34) und PENNINCK (21) wiesen mathematisch und empirisch nach, daß das Grundwasser durch Entnahme auch unterhalb der Brunnensohle in Bewegung gesetst wird. Hieraus ergibt sich die bekannte Erscheinung, daß vor allem in der Nachbarschaft der Brunnenanlage der Verlauf der Entspannungskurve unvollkommener Brunnen Abweichungen zeigt, deren Größe von der entnommenen Wassermenge, vom Bodenwert und vom Verhältnis abhängig ist. Die Betrachtung der wahren Bewegung bei einer unvollkommenen Entnahme, selbst unter Anwendung der oben geschilderten, vereinfachenden Voraussetzungen führt nach DACHLER (4) zu einem räumlichen Problem, welches nur mit Hilfe von Kugelfunktionen und unter Anwendung sehr umfangreicher mathematischer Umformungen zu lösen ist, so daß eine Ableitung für die praktische Hydrologie nicht in Frage kommt.

Einfacher gestalten sich die Vorgänge, wenn die Grundwasser führende Schicht nach der Tiefe zu unbegrenzt ist, also m unendlich groß ist.

In diesem Falle bilden die Stromfäden eine Schar von konfokablen Hyperbeln, und die Flächen gleichen Druck- oder Geschwindigkeitspotentials sind Ellipsoide von der Form

$$\frac{x^2 + y^2}{a^2} + \frac{z^2}{a^2 + t^2} = 1,$$

deren gemeinsamer Brennpunkt in der Brunnensohle liegt. Auf Grund dieses Strömungsbildes gibt Dachler die Gleichung für die Standrohrspiegellinie an:

$$= (H - h) = \frac{q}{2 \cdot \pi \cdot t \cdot k} \cdot \ln\left(\frac{a}{t}\right) + \left| 1 + \left(\frac{t}{a}\right)^2 \right|$$
(14)

Worin bedeuten (Abb. 11):

s

- H die ungestörte ursprüngliche Höhe des Standrohrspiegels innerhalb der Deckschicht,
- h die infolge der Entnahme abgesenkte Spiegelhöhe in einem beliebigen Punkt (a,
  h) der Absenklinie, gleichfalls innerhalb der Deckschicht,
- q die Entnahme in der Zeiteinheit,
- t die Tauchtiefe des Brunnens,
- k den Bodenwert,
- a den kleinen Halbmesser jener Niveauellipse, der der Punkt (a, h) zugeordnet ist, oder der horizontale Abstand des betrachteten Punktes der Absenklinie mit der Druckhöhe h.

Das Koordinatensystem für die Ellipsoide gleichen Druckes sowohl als auch jenes für die Absenkfläche ist so gelegt, daß y = O wird, die x-Achse mit den kleinen Halbmessern der Ellipse zusammenfällt und auf der Grenze zwischen der wasserführenden und wasserundurchlässigen Schicht liegt, die z-Achse mit der Brunnenachse zusammenfällt.

#### 3. Anwendung der Gleichungen auf die Messungen von Nordfeld.

a) Der Grundwasserabsenkversuch.

Eine den mathematischen Voraussetzungen am meisten entsprechende Anlage der Grundwasserentnahme bildete der Absenkversuch. Aus einem Brunnen mit rund 10 m Filterlänge, 10 m Tauchtiefe und einem Durchmesser von 0,20 m wurden nacheinander zwei verschiedene Wassermengen entnommen, die zu  $q_1 = 52,58$  und  $q_2 = 83,1$  m<sup>3</sup>/h gemessen und über mehrere Tage annähernd konstant gehalten wurden. Die Absenkungen und die Entfernungen der Beobachtungspunkte von der Entnahmestelle sind in Zahlentafel 2 zusammengestellt.

![](_page_25_Figure_14.jpeg)

# Zahlentafel 2.

Mittlere Absenkungen in verschiedenen Entfernungen von der Entnahme beim Absenkversuch. t = 10,0 m; H = 17,9 m; m = 26,0 m.

Beobachtungsbrunnen	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Entfernung v. d. Entnahm	e 0,10	1,10	2,54	5,10	7,38	10,18	15,08	19,98	24,88
Absent in m bei $q_1 = 52$ ,	58 7,50	3,27	2,11	1,30	0,96	0,70	0,50	0,40	0,22
$q_2 = 83,$	10 10,70	4,44	3,00	1,85	1,37	1,01	0,79	0,62	0,48

Zur Nachprüfung, ob die oben angeführten Gleichungen unter den hier bestehenden Verhältnissen anwendbar sind, sei hier die Bestimmung des Bodenwertes k benutzt.

Wenn sich für beide Versuche und für alle Werte von x ein konstanter Wert für k ergibt, kann die Gleichung als zutreffend bezeichnet werden. Es kommen für den Fall des Absenkversuchs in Frage die Gleichungen (11) bis (13). Für die Anwendung der Gleichung (11) ist die Kenntnis der Reichweite R notwendig. Die Reichweite kann aus den mittleren Absenkungsgrößen unter Anwendung der Gleichung (11) mit verschiedenen Werten von x und s mit ausreichender Genauigkeit ermittelt werden. Unter Anwendung der Methode der kleinsten Quadrate wird diese umständliche Arbeit erheblich vereinfacht durch das von SICHARDT und WEBER (30) angegebene Verfahren:

$$\ln R = \frac{\Sigma s \cdot \Sigma (\ln x)^2 - \Sigma (\ln x) \cdot \Sigma (s \cdot \ln x)}{\Sigma s \cdot \Sigma (\ln x) - n \cdot \Sigma (s \cdot \ln x)}$$
(15)

worin n die Anzahl der Messungen angibt, aus denen die Summen berechnet sind. Hiernach ergeben sich für

q<sub>1</sub> ln R<sub>1</sub> = 3,23 und R<sub>1</sub>  $\sim$  25,2 m, für q<sub>2</sub> ln R<sub>2</sub> = 3,331 und R<sub>2</sub>  $\sim$  23,0 m Aus Gleichung (11) erhält man nach Umformung

m . k = 
$$\frac{q}{2 \cdot \pi \cdot s}$$
 . (ln R — ln x) (16)

beziehungsweise wenn man anstatt m die Tauchtiefe t einsetzt:

t. k = 
$$\frac{q}{2.\pi.s}$$
 . (ln R - ln x) (17)

Der Wert m. k beziehungsweise t. k muß konstant sein für alle Werte von q und x, wenn die Gleichung zutreffen soll.

![](_page_27_Figure_0.jpeg)

Es bedøuten:

\_\_\_\_\_

gemessene Absenkkurve nach Gleichung (12) errechnete' Absenkungen nach Gleichung (15) errechnete Absenkungen 27

# Zahlentafel 3.

Ermittlung von m. k nach Gleichung (16) für den Absenkversuch	
$q_1 = 52,58 \text{ m}^3/\text{h}; \ln R_1 = 3,23; q_2 = 83,1 \text{ m}^3/\text{h}; \ln R_2 = 3,331.$	

Beobachtungsbrunnen :	0	1 -	2	3	_ 4	5	6	7	8
Entfern. v. d. Entnahme :	0,10	1,10	2,54	5,10	7,38	10,18	15,08	19,98	24,88
Absenkung für q <sub>1</sub> s <sub>1</sub> :	7,50	3,27	2,11	1,30	0,96	0,70	0,50	0,40	0,22
m · k für q <sub>1</sub>	6,96	7,98	9,11	10,28	10,70	10,85	8,68	4,78	0,38
Absenkung für q <sub>2</sub> s <sub>2</sub> :	10,70	4,44	3,00	1,85	1,37	1,01	0,79	0,62	0,48
m · k für q <sub>2</sub>	7,64	9,34	10,15	11,43	11,87	11,92	8,71	4,91	0,28

Das in Zahlentafel 3 angegebene Ergebnis dieser Rechnung zeigt durchaus wechselnde Werte sowohl für verschiedene Werte von x als auch für g. Für die praktischen Bedürfnisse ist die Annäherung indessen ausreichend, was vor allem durch die graphische Auftragung der Zahlenwerte in Abbildung 12 und 13 ersichtlich ist. Abgesehen von den sich aus der Unvollkommenheit des Brunnens ergebenden geringen Abweichungen für verschiedene Werte von x und q kann daher die Gleichung (11) als anwendbar bestätigt werden.

Am übereinstimmendsten erscheinen die Werte von m.k beim Beobachtungsbrunnen 6, also rund 15 m von der Entnahme. Aus ihnen soll daher unter der Annahme, daß man näherungsweise m = t setten kann, was wegen der verhältnismäßig kleinen Entnahme möglich ist, der Wert k errechnet werden. Es ergibt sich bei t = 10 m

k = 
$$\frac{8,68 + 8,71}{2 \cdot 10}$$
 = 0,8695 m/h = 2,42 \cdot 10^{-4} m/sec

Rechnet man nun nach der Gleichung (11) unter Ansatz der gewonnenen Werte R<sub>1</sub>, R<sub>2</sub>, t und k die theoretischen Absenkungen in den Beobachtungspunkten aus, dann ergeben sich die Werte, die in Zahlentafel 4 den gemessenen gegenübergestellt sind.

#### Zahlentafel 4.

Absenkungen während des Absenkversuches errechnet nach

Gleichung (12):  $s = H - z = \frac{q}{2 \cdot \pi \cdot t \cdot k}$  . In  $(\frac{R}{x})$ für H = 17,9 m; t = 10,0 m und k = 0.8695m/h  $q_1 = 52,58 \text{ m}^3/\text{h}; \ln R_1 = 3,232; q_2 = 83,1 \text{ m}^3/\text{h}; \ln R_2 = 3,331.$ 

Beobachtungspunkt	0	1	2	3	4	5	6	7	8
Entfern. x v. d. Entnahme	0,10	1,10	2,54	5,10	7,38	10,18	$15,08 \\ 0,50 \\ 0,50 \\ 0,95 \\ 0,79$	19,98	24,88
Absenk. bei q1 gerechnet	5,96	3,00	2,21	1,53	1,18	0,87		0,22	0,01
Absenk. bei q1 gemessen	7,50	3,27	2,11	1,30	0,96	0,70		0,40	0,22
Absenk. bei q2 gerechnet	9,62	4,93	3,66	2,59	2,03	1,54		0,50	0,17
Absenk. bei q2 gemessen	10,70	4,44	3,00	1,85	1,37	1,01		0,62	0,48

Nun sei die zweite in Frage kommende Formel, Gleichung (14) nachgeprüft. Der Einfachheit halber sei der oben gewonnene Wert für k = 0,8695übernommen. Eine geringe Abweichung eines konstanten Wertes ergibt bei dieser Prüfung keine grundsätslichen Fehler, da dadurch lediglich die Steigung (tg  $\alpha$ ) der Funktion von ln x, bezw. ln  $\left(\frac{t}{a}\right)$  unwesentlich verändert wird, nicht aber die Form der Absenklinie. Aus der Rechnung nach Gleichung (14) ergeben sich die in Zahlentafel 5 mit den gemessenen wiederum verglichenen Werte für s<sub>1</sub> und s<sub>2</sub>, wobei allerdings der Wert x<sub>0</sub> = r diesmal fortgelassen worden ist wegen der vorher notwendigen Bestimmung von a aus der Gleichung

$$\frac{x^2}{a^2} + \frac{z^2}{a^2 + t^2} = 1$$

Die Filter der Beobachtungsbrunnen liegen alle zwischen — 19,0 m und — 20,0 m NN, daher ergibt sich ein mittleres z für alle Brunnen zu 9,5 m.

# Zahlentafel 5.

Absenkungen während des Absenkversuches errechnet nach Gleichung (14):

$$s = (H^{1}-h) = \frac{q}{2 \cdot \pi \cdot t \cdot k} \cdot \ln\left(\frac{t}{a} + \left| \right/ 1 + \left(\frac{t}{a}\right)^{2} \right)$$
  
für H<sup>1</sup> = 7,9 m; t = 10,0 m und k = 0,8695 m/h  
= 52,58 m<sup>3</sup>/h; q<sub>2</sub> = 83,1 m<sup>3</sup>/h;  $\frac{x^{2}}{a^{2}} + \frac{z^{2}}{a^{2} + t^{2}} = 1$ . z = 9,50

 $q_1$ 

Beobachtungspunkt	1	2	3	4	5	6	7	8
Entfernung x v. d. Entnahme	1,10	2,54	5,10	7,38	10,18	15,08	19,98	24,88
kl. Halbmesser d. Niveauellipse a	2,74	4,88	7,73	9,97	12,61	17,26	21,76	26,42
Absenkung bei q1 gerechnet	1,93	1,41	1,03	0,85	0,70	0,53	0,43	0,36
Absenkung bei q1 gemessen	3,27	2,11	1,30	0,96	0,70	0,50	0,40	0,22
Absenkung bei q2 gerechnet	3,04	2,22	1,63	1,34	1,10	0,84	0,68	0,56
Absenkung bei q2 gemessen	4,44	3,00	1,85	1,37	1,01	0,79	0,62	0,48

Wie die errechneten Werte und die graphische Auftragung in Abbildung 12 und 13 zeigen, sind in diesem Falle die Abweichungen erheblich größer, so daß die Anwendbarkeit der Gleichung (14) für den untersuchten Fall nicht bestätigt wird. Die in Gleichung (14) enthaltene vereinfachende Voraussetzung, daß die grundwasserführende Schicht unendlich mächtig sei, führt also zu größeren Abweichungen, als die in Gleichung (11) enthaltene, daß in dem unterhalb der Brunnensohle verbleibenden Grundwasserbereich keine beachtenswerte Bewegung zum Filter hin entsteht. In beiden Fällen aber ist die tatsächliche Absenkung in Entnahmenähe größer, als sich nach der Rechnung ergeben sollte. Und während sich bei Anwendung der Gleichung (11) die beiden Absenkkurven zweimal schneiden, kreuzen sich bei Anwendung der Gleichung (14) die Absenklinien nur einmal.

m

Der besseren Anschauung wegen ist, wie bereits erwähnt, das Ergebnis der beiden Rechnungen in den Abbildungen 12 und 13 aufgetragen worden als Ordinaten von oben nach unten die Absenkungen, als Abzissen von links nach rechts die Entfernung x beziehungsweise a vom Entnahmebrunnen im Maßstab ihrer natürlichen Logarithmen. Es ist deutlich, daß die Abweichung der Rechnung nach Gleichung (11) nicht erheblich ist, während bei Anwendung der Gleichung (14) ein grundsätzlich andersartiger Verlauf der Kurven zu erkennen ist.

# b) Die Gesamtanlage.

Für die Nachprüfung der Mehrbrunnenanlage (im folgenden kurz als Gesamtanlage bezeichnet) müssen vereinfachende Annahmen gemacht werden, die das Endergebnis nicht wesentlich beeinträchtigen.

Es wurden zunächst folgende Betriebsabschnitte mit etwa konstanter Wassermenge und gleichbleibenden mittleren Wasserständen in den Beobachtungsrohren gewählt.

> Betriebsabschnitt A vom 29. 1. bis 5. 2. mit  $q = 200 \text{ m}^3/\text{h}$ Betriebsabschnitt B vom 11. 2. bis 16. 2. mit  $q = 500 \text{ m}^3/\text{h}$ Betriebsabschnitt C vom 1. 3. bis 25. 3. mit  $q = 600 \text{ m}^3/\text{h}$ Betriebsabschnitt D vom 1. 4. bis 20. 5. mit  $q = 430 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Im Abschnitt A war nur die Pumpe 4, im Abschnitt B waren Pumpe 1, 2 und 4, im Abschnitt C alle Pumpen und im Abschnitt D Pumpe 1, 2, 3 in Betrieb.

Die Absenkungen in den einzelnen Entnahmebrunnen konnten nicht festgestellt werden. Es wurde lediglich mit Hilfe einzelner Beobachtungsrohre der Wasserstand zwischen den Entnahmebrunnen und ihrer Umgebung, sowie außerhalb der Baugrube in bis zu rund 1400 m Entfernung von Mitte Entnahme gemessen.

Für jeden Betriebsabschnitt sei eine gleichbleibende Reichweite vorausgesetzt. Da es außerdem für die grundsätzliche Untersuchung der Gültigkeit der Gleichungen durchaus genügt, ist anstelle der Mehrbrunnenanlage ein Einzelbrunnen gedacht. Der Fehler, der hiermit begangen wird, ist bekanntlich nur in Entnahmenähe von Bedeutung, mit größerer Entfernung von der Baustelle jedoch wirkt die Gesamtanlage wie ein Einzelbrunnen mit entsprechend großem Filterumfang.

Die gemessenen mittleren Wasserstände in den Beobachtungsrohren sind für die einzelnen Betriebsabschnitte in der Zahlentafel 6 angegeben.

# Zahlentafel 6.

Geförderte Wassermengen und zugehörige Wasserstände bei künstlicher Entspannung (Gesamtanlage).

Betr.≠	gef.Meng.			mittle	re Was	serdruc	khöhe	zu NN	l in Br	unnen		
ausen.	m m/n	Baugr.	15	16	12	IV			VI	VII	VIII	IX
A B C D	$200 \\ 500 \\ 600 \\ 430$	-4,90 -7,80 -8,00 -7,10	-5,15	5,10	-4,80	-2,60 -4,70 -5,35 -4,30	-2,30 -4,00 -4,75 -3,65	-1,85 -3,15 -3,75 -2,90	-1,15 -2,10 -2,60 -2,00	$-0,25 \\ -0,60 \\ -1,00 \\ -0,75$	-1,60 -2,75 -3,30 -2,60	-1,10 -1,90 -2,45 -1,90

Man erkennt aus Abb. 1, daß der ursprüngliche Wasserspiegel nicht eben ist, daß aber andererseits die vorhandenen Gefälle im Verhältnis zu den Gefällsverhältnissen während der künstlichen Entspannung so gering sind, daß sie bei Betrachtung der letzteren bedenkenlos vernachlässigt werden können. Der ursprüngliche Wasserspiegel sei deshalb als eben und wie im Abschnitt I bei — 0,30 m NN angenommen.

Die Gefällsverhältnisse für die vier Betriebsabschnitte sind mit Hilfe von Linien gleicher mittlerer Druckhöhe in den Abbildungen 14 bis 17 dargestellt. Aus diesen Linien ist deutlich zu erkennen, wie gleichmäßig und völlig ungestört sich der Absenktrichter unter der Eider hindurch auf das gegenüberliegende Ufer ausdehnt. Die Kleischicht zwischen Eidersohle und grundwasserführender Sandschicht ist also gegen Durchfluß von oben nach unten praktisch völlig dicht.

Man erkennt bei den größeren Fördermengen in den Betriebsabschnitten B, C und D ferner eine Verzerrung des Absenktrichters zu ovaler Form, die auf die oben bereits erwähnten geologischen Unregelmäßigkeiten zurückzuführen ist.

Aus den in den einzelnen Rohren beobachteten Absenkwerten sind nun wieder die Werte m.k ermittelt worden. Die hierfür notwendige Berechnung der Reichweiten nach Gleichung (15) ergab für:

> Betriebsabschnitt A, ln R = 7,4144 und R = 1660 m Betriebsabschnitt B, ln R = 7,4889 und R = 1790 m Betriebsabschnitt C, ln R = 7,5985 und R = 1995 m Betriebsabschnitt D, ln R = 7,6540 und R = 2110 m.

Mit Hilfe dieser Werte ergeben sich aus der Anwendung der Gleichung (16) die in Zahlentafel 7 angegebenen Werte für m.k.

![](_page_32_Figure_0.jpeg)

Abb. 14. Linien gleicher Druckspiegelhöhe des Grundwassers im Betriebsabschnitt A der künstlichen Entspannung.

Abb. 15. Linien gleicher Druckspiegelhöhe des Grundwassers im Betriebsabschnitt B der künstlichen Entspannung.

![](_page_33_Figure_0.jpeg)

Abb. 16. Linien gleicher Druckspiegelhöhe des Grundwassers im Betriebsabschnitt C der künstlichen Entspannung.

Abb. 17. Linien gleicher Druckspiegelhöhe des Grundwassers im Betriebsabschnitt D der künstlichen Entspannung.

# Zahlentafel 7.

Werte von x, s und m. k für die künstl. Entspannung durch Gesamtanlage.

Beob.= Bri	unnen	13	16	12	IV	II	V	VIII	VI	IX	VII	m·k i.M.
B.=A.:A q = 200 lnR=7,41	x s m•k				200 2,30 29,10	245 2,00 30,45	330 1,55 33,15	440 1,30 32,50	570 0,85 39,80	815 0,90 25,20	1390 0,00	31,70
B.=A.: B q = $500$ lnR=7,49	x s m•k				145 4,40 45,50	195 3,70 47,80	340 2,85 46,50	420 2,45 47,20	570 1,80 50,50	795 1,60 40,30	1410 0,30 63,70	48,79
B.=A.:C q=600 lnR=7,60	x s m•k				130 5,05 51,60	190 4,45 50,30	345 3,45 48,70	415 3,00 50,00	570 2,30 56,30	790 2,15 41,30	1420 0,70 46,30	49,21
B.≠A.∶D q=430 lnR=7,65	x s m∙k	65 4,85 49,10	75 4,80 47,50	80 4,50 49,70	125 4,00 48,30	180 3,35 49,10	345 2,60 47,60	405 2,30 49,10	570 1,70 52,40	785 1,60 42,00	$1420 \\ 0,45 \\ 59,40$	49,42

B.=A. bedeutet Betriebsabschnitt

Sie sind bedeutend größer als für den Absenkversuch und zeigen auch für die einzelnen Betriebsabschnitte verschiedene Mittelwerte. Innerhalb eines Betriebsabschnittes sind im übrigen die Werte, abgesehen von einzelnen Streuungen, nahezu stetig. Berücksichtigt man aber die vorher schon erwähnte Tatsache, daß die Brunnen V und vor allem VIII und IX wegen äußerer Vorbedingungen ungesetmäßig niedrige Wasserstände aufweisen, so ist innerhalb eines jeden Betriebsabschnittes ein schwaches Steigen der Größe m.k mit wachsender Entfernung von Entnahmemitte zu beobachten. Außerdem ist jedenfalls zwischen den Betriebsabschnitten A bis C ein Wachsen des Mittelwertes mit der geförderten Wassermenge zu beobachten. Im Betriebsabschnitt D weisen die Brunnen mit größeren x-Werten verhältnismäßig große Absenkungen auf, weshalb sich hier der Mittelwert von m.k noch größer ergibt als bei den übrigen Abschnitten. Von einer weiteren Erörterung dieser Tatsache, die auch mit der größeren Reichweite des Betriebsabschnittes D in Zusammenhang steht, soll hier abgesehen werden.

Die Anwendbarkeit der Gleichung (11) wird indessen für die Mehrbrunnenanlage nicht zu bestreiten sein. Dies wird auch durch die Auftragungen in Abbildung 18 bestätigt. Nach Gleichung (11) soll bei stetiger Entnahmemenge die Absenkung in jedem Beobachtungspunkt linear abhängig von dem natürlichen Logarithmus der Entfernung des Punktes von Mitte Entnahme sein. In Abbildung 18 sind entsprechend Abbildung 12 und 13 die bei Nordfeld in den einzelnen Beobachtungsbrunnen gemessenen Absenkungen mit den zugehörigen natürlichen Logarithmen der Entfernung von der Entnahme aufgetragen. Die sich aus den Beobachtungsreihen so ergebenden logarithmischen Absenkkurven sind alle mehr oder weniger gerade, abgesehen von Betriebsabschnitt D, dessen Kurve eine unerhebliche, aber deutliche Krümmung aufweist. Die Steigung der logarithmischen Absenkkurven, die theoretisch durch den konstanten Ausdruck

$$\frac{\mathrm{ds}}{\mathrm{d} (\ln x)} = \frac{\mathrm{q}}{2 \cdot \pi \cdot \mathbf{k} \cdot \mathbf{m}}$$

ausgedrückt ist, ist hier offenbar abhängig von ln x, und zwar verringert sie sich mit zunehmender Größe von ln x. Da für jeden Betriebsabschnitt q gleich bleibt, so ergibt sich eine Abhängigkeit des Wertes k. m von der Entfernung x. die sich auch in der Zahlentafel 7 ausdrückt. Ferner war festgestellt, daß die mittleren Steigungen dieser Kurven untereinander verglichen geringe Abweichungen von Gleichung (11) aufweisen, da k.m bei gleichem x abhängig von q ist. Die Steigungen der logarithmischen Absenklinien weichen daher etwas von den theoretischen Werten ab. Diese für die praktische Anwendung belanglosen Abweichungen ergeben sich gleichfalls zum Teil aus der Unvollkommenheit der Brunnenanlage, die sich offenbar

![](_page_35_Figure_3.jpeg)

Abb. 18.

mit wachsender Betriebsdauer und steigender Entnahme vor allem in Brunnennähe auswirkt. Zum Teil sind sie auch durch geologische Ungleichheiten zu erklären. Das Gesamtergebnis der Anwendbarkeit der Gleichungen (11), (12) und (13) wird indessen hierdurch verhältnismäßig wenig beeinträchtigt.

Eine Kontrolle der Gültigkeit der Gleichung (14) erübrigt sich für die Gesamtanlage, weil wegen der Vielbrunnenanlage der für die Gleichung

35

3\*

vorausgesetzte Verlauf der Linien gleichen Druckpotentials innerhalb der Sandschicht stark gestört ist, und weil ohnehin bei einer Tauchtiefe der Brunnen von 12 m in eine nur 26 m mächtige Sandschicht die Bedingung einer unendlich großen Mächtigkeit nicht erfüllt ist. Die Gleichung (14) kann für den vorliegenden Fall deshalb ohne besonderen Nachweis als nicht anwendbar bezeichnet werden.

#### Zusammenfassung.

Die während des Baues der Eiderabdämmung bei Nordfeld angestellten Beobachtungen des Grundwasserstandes führten zu den folgenden Feststellungen.

1. Das beobachtete Grundwasser bewegt sich in einer etwa 26 m mächtigen Schicht von Fein- bis Mittelsanden, die von unten wahrscheinlich durch altdiluviales, toniges Geschiebe begrenzt und von einer etwa 10 m mächtigen Decke aus alluvialer Fluß- und Seemarsch (Klei) mit geringen Einlagerungen und Ueberlagerungen von Schilfmoor (Darg) und Torfmoor bedeckt wird. Das Grundwasser ist gespannt bis zu einem Druckspiegel, der am Eiderufer im Mittel 30 cm unter Gelände ansteht und zu den Geesträndern hin ansteigt.

2. Der Grundwasserdruck schwankt mit den Gezeiten der Eider, deren Tidehub im Mittel etwa 2,50 m beträgt. Die an anderen Stellen mehrfach gemachte Beobachtung, daß diese Schwankungen zeitlich hinter denen des Tidegewässers um so mehr zurückbleiben und an Größe verlieren, je größer die Entfernung vom Ufer ist, wird durch die Beobachtungen in Nordfeld für nicht allzu kleine Entfernungen vom Eiderufer bestätigt.

Die Anwendbarkeit der von STEGGEWENTZ für die Fortpflanzung der Tidewelle im gespannten Grundwasser angegebenen Gleichung

$$\Phi = \mathbf{M} + \mathbf{S} \cdot \mathbf{e}^{-\mathbf{E} \cdot \mathbf{x}} \cdot \sin \mathbf{n} \left( \mathbf{t} - \frac{\mathbf{F}}{\mathbf{n}} \cdot \mathbf{x} \right)$$
(I)

wird für die Beobachtungen dadurch bestätigt, daß die aus ihr für die Größe des Thw-Scheitels hergeleitete Gleichung

$$A_{x} = (S - W) \cdot e^{-E \cdot x}$$
 (II)

anwendbar ist.

Als Ursache für einzelne geringe Abweichungen wurde festgestellt:

- a) Das Eiderwasser dringt bei Hochwasser nicht in die Grundwasserschicht ein.
- b) Die Gezeitenschwankung entsteht durch Aufstau des bei Tnw in die Eider abfließenden Grundwassers, der infolge der geringen Durchlässigkeit der Kleidecke nicht völlig zur Ansammlung des Grundwassers am Ufer führt, sondern eine rückläufige Staudruckwelle verursacht. Es

entsteht dabei eine vorübergehende Umformung von Geschwindigkeitspotential in Druckpotential.

c) Bei Ansatz der Gleichungen, der nur für ungespanntes Grundwasser durchgeführt wurde, sind die bei gespanntem Grundwasser für die Größe der Tideschwankung mitbestimmenden Größen des natürlichen Druckgefälles bei Tnw und des Verhältnisses des mittleren gespannten Grundwasserspiegels zum mittleren Außenwasserspiegel unberücksichtigt geblieben.

3. Die Beobachtungen während der künstlichen Entspannung des Grundwasserspiegels führten zur Kontrolle der Anwendbarkeit der allgemein gebräuchlichen Gleichung für die Absenklinie von THIEM und FORCHHEIMER:

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

Es konnte festgestellt werden, daß diese Gleichung für die unvollkommene Anlage bei Nordfeld mit genügender Annäherung Gültigkeit hat. Die bei Nachprüfung der Gleichung (III) sich ergebenden unwesentlichen Abweichungen werden mit der Unvollkommenheit der Entnahmebrunnen erklärt.

Für die für unendlich mächtige Grundwasserträger geltende Beziehung

$$\mathbf{s} = (\mathbf{H} - \mathbf{h}) = \frac{\mathbf{q}}{2 \cdot \pi \cdot \mathbf{t} \cdot \mathbf{k}} \cdot \ln\left(\frac{\mathbf{t}}{\mathbf{a}} + \right) \sqrt{1 + \left(\frac{\mathbf{t}}{\mathbf{a}}\right)^2}$$
(IV)

wird mit Hilfe des Absenkversuchs eine größere Abweichung von den Messungen festgestellt.

#### Schriftenverzeichnis.

- BEGER: Zur Beurteilung der Grundwasserabsenkungsfläche beim Brunnenbetrieb. "Bautechnik" H. 3, 1923. 1.
- BRENNECKE-LOHMEYER: Der Grundbau, 4. Aufl., Bd. I. 2.
- BOHLMANN, A.: Die Grundwasserabsenkung bei dem Schleusenbau zu Brunsbüttel-3. koog. Diss. Braunschweig 1913.
- DACHLER, ROBERT: Grundwasserströmung, Wien 1936. 4.
- DANKWERTS: Theoretische Grundlagen der praktischen Hydraulik. Hannover 1920. 5.
- EMERSLEBEN: Wie fließt das Grundwasser. "Bautechnik" H. 10, 1924. 6.
- 7. FEBRANS: Versorgung der Ortschaften mit Feuerlöschwasser. 2. Aufl. Kiel 1930.
- 8.
- FORCHHEIMER, PHILIPP: Hydraulik. Leipzig und Berlin 1914. HESS: Beobachtungen über das Grundwasser. Ztschr. d. Arch. u. Ing.-Ver. Hannover 9 1870.
- 10. HECK, H: Das Grundwasser im Zusammenhang mit dem geologischen Bau Schleswig-Holsteins. Berlin 1932.
- 11. HECHLER: Die Ergiebigkeit und Absenkung artesischer Brunnen. "Bautechnik" H. 29, 1923
- HUBER: Höhenlinien des durch Brunnen abgesenkten Grundwasserspiegels. Gewapend 12. Beton H. 5, 1931.
- KEILHACK, K.: Lehrbuch der Grundwasser- und Quellenkunde. Berlin 1912. 13.
- KOEHNE, W.: Grundwasserkunde. Stuttgart 1928. 14.
- KRES: Die Deutschen Küstenflüsse. Berlin 1911. 15.
- KRESS-SICHARDT: Die Bedeutung der Grundwasserabsenkung und der chemischen Bodenverfestigung usw. "Bautechnik" 1933. 16.
- KYRIELEIS-SICHARDT: Grundwasserabsenkung bei Fundierungsarbeiten. Berlin 1930.
   LUEGER, O.: Theorie der Bewegung des Grundwassers. Stuttgart 1883.

MOLLER, MAX: Die Wellen, die Schwingungen und die Naturkräfte. Braunschweig 19. 1926.

OESTEN: Ueber Grundwasserfassung durch Brunnen. Wochenschr. d. V. D. I. S. 245. 1882. 20.21. PENNINCK, J. M. K.: Over de Beweging van Grondwater. Ztschr. "de Ingenieur", 5. 482, 1905.

22. POESCHL, THEOD.: Lehrbuch der Hydraulik für Ingenieure u. Physiker. Berlin 1924. 23. PRINZ, E.: Handbuch der Hydrologie. 2. Aufl. Berlin 1923.

- 24.
- REDLICH, TERZAGHI: Ingenieurgeologie. Wien-Berlin 1929. KAMPE-REINECKE: Die Bewegung der Tidewelle im Tidefluß. Jahrbuch der Ge-wässerkunde Norddeutschl. Bd. 3, Nr. 4. Berlin 1921. 25.
- 26. RICHERT, J. GUST .: De toenemende daling van den Grondwaterspiegel. "de Ingenieur" S. 109. 1905.
- 27.
- 28.
- SCHULTZE, J.: Die Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis. Berlin 1925. SCHULTZE, FRIEDR. W. O.: Sechafenbau, Bd. I. Berlin 1911. SICHARDT, W.: Ueber Tiefensenkungen des Grundwasserspiegels. Bautechn. H. 47, 49 29. u. 50. 1927.
- 30. SICHARDT, W. u. H. WEBER: Hydrologische Rechnungen für die Grundwasserabsenkung beim Bau der Nordschleusenanlage in Bremerhaven. Bautechn. 1931. SLICHTER: The Motions of Groundwaters. Wash. W.S.P. Nr. 67. 1902.
- 31.
- STEGGEWENTZ, J. H.: De invloed van de getijbeweging van zeen en getijrivieren op de stijghoogte van het grondwater. Diss. Delft 1933. THIEM, A.: Ueber die Ergiebigkeit artesischer Bohrlöcher, Schachtbrunnen etc. Journ. 32.
- 33. f. Gasb. u. Wasservers. München 1870.
- 34. THIEM, A.: Zur Wirkungsweise von Schachtbrunnen. Wochenschr. d. V. D. I. S. 451. 1882.
- 35. VREEDENBOURGH, C. G. J.: On the steady flow of water percolating trough soils with homogenous, anisotropic permeability. Proceedings o. t. intern. Conf.
- of Soil Mech. a. Found. Eng. Cambridge Mass. 1936. VREEDENBOURGH u. O. STEVENS: Electric investigation of underground water flow nets. Proc. o. t. int. Conf. of Soil Mech. aso. Cambridge Mass. 1936. 36.
- WALTHER: Beobachtungen über die Grundwasserbewegung hinter einer dichten Ufer-37. wand im Tidegebiet. Bautechn. S. 495, 1932, S. 666, 1933.
- 38. WEBER, H.: Die Reichweite von Grundwasserabsenkungen mittels Rohrbrunnen. Diss. Berlin 1928.
- 39. WEIGMANN: Erscheinungsformen des Bodenwassers. D. Wass ..- W. H. 4, 1937.
- WEYRAUCH, R.: Die Wasserversorgung der Städte. 2. Aufl. 1. Bd. Leipzig 1914. 40.
- WEYRAUCH, R. u. A. STROBEL: Hydraulisches Rechnen. Stuttgart 1930. 41.