

Berechnung der natürlichen Entwässerung in den Küstenmarschen

Von Ernst Müller und Walter Müller-Späth

Abstract

The drainage of alluvial land in the coastal area through sluices into the sea or the streams needs special considerations because of their very flat slope and the tidal influence, but these considerations are of general significance. Definitions and equations are indicated in relation to different datas of special type, especially with regard to the storage in the channel-system during the period of sluice closed, which is possibly lasting over several tides. According to this the calculation of sluice discharge is developed and explained by means of an example. The following datas are resulting particularly: runoff into the channel-system during the tide, volume of storage in the time of sluice closed, dimensions of the storing channel-system, velocity of flowing water and the size of the sluice.

1. Grundlagen

Die hydraulischen Verhältnisse bei der Entwässerung der Marsch im Tidegebiet sind rechnerisch schwer zu erfassen. Zur Berechnung des Abflusses durch die Siele (Sielzug) sind verschiedene Näherungsverfahren entwickelt worden. Das vor mehreren Jahren von MÜLLER-SPÄTH aufgestellte „Parabelverfahren“ soll, nachdem es sich in der Praxis bewährt hat, hier erläutert werden. Die angegebenen Gleichungen dienen auch zur Berechnung der Zubringer bei künstlicher Entwässerung.

Zur Vereinfachung der Berechnungen wird von folgenden Annahmen ausgegangen:

- a. Das Wasserspiegelgefälle in der Marsch ist im allgemeinen sehr schwach. Daher wird angenommen, daß die Wasserspiegellage und die Energielinie parallel verlaufen, so daß ohne Einschränkung die Fließformel nach FORCHHEIMER angewandt werden darf. Es ist also

$$v = \lambda \cdot R^{0,7} \cdot J^{0,5} \quad (1)$$

- b. Die Beziehung zwischen dem Abflußquerschnitt F und der Wassertiefe t kann in die Formel $\frac{\lambda \cdot F \cdot R^{0,7}}{\sqrt{1000}} = p \cdot t^n$ gebracht werden. Damit wird die Abflußmenge Q , die bekanntlich gleich dem Produkt $F \cdot v$ ist:

$$Q = p \cdot t^n \cdot \sqrt{J} \quad (2)$$

(J in ‰)

- c. Werden die Staukurven und die Absenkungskurven (Abb. 1) als Parabel 2. Grades angesehen, so ist das absolute Wasserspiegelgefälle:

$$\eta = L \cdot \frac{J_A + J_B}{2} \quad (3)$$

(η in m, L in km)

- d. Die Abflußleistung des Deichsieses wird nach der Gleichung

$$Q = \mu \cdot \tau_s \cdot b_s \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (4)$$

errechnet, wobei der Abflußwert μ für die Deichsiele sich aus Erfahrung zu 0,75 ergeben hat. Die Geschwindigkeit des Zuflusses bleibt unberücksichtigt. Der Fußweiser s bedeutet Siel (Deichsiel).

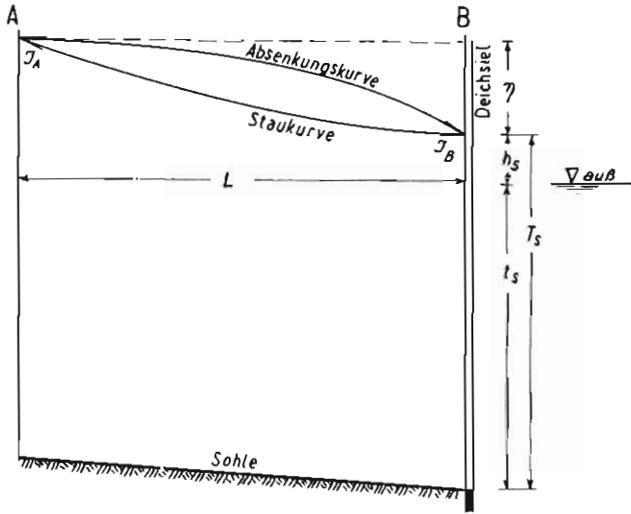


Abb. 1. Staukurve, Absenkungskurve und Wasserstände am Deichsiegel — Gl. (3) und (4)

2. Besondere Begriffe

Der durch die Tide bedingte periodische Abfluß in den Sieltiefen erfordert besondere Überlegungen, die hier im einzelnen erläutert werden sollen, und die auch auf allgemeine Abflußverhältnisse übertragen werden können.

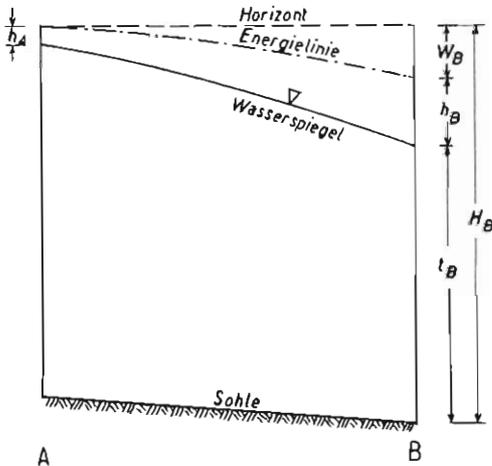


Abb. 2. Energielinie und Wasserspiegel

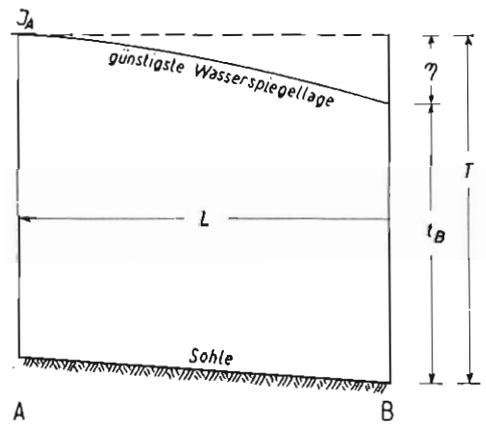


Abb. 3. Günstigste Wasserspiegellage — Gl. (5)

In Abbildung 2 sei im Punkt B die Abflußmenge $Q_B = F_B \cdot v_B$. Hierin ist F_B eine Funktion der Wassertiefe t_B und $v_B = \sqrt{2 \cdot g \cdot h_B}$. Daraus ergibt sich $Q_B = f(t_B) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_B}$. Diese Gleichung hat zwei Nullwerte und zwar, wenn $t_B = 0$ oder $h_B = 0$ sind. Dazwischen

liegt ein Maximum, dessen Lage durch Differenzieren nach dem Wasserspiegelgefälle η (Abb. 3) folgenden Wert ergibt¹⁾.

$$\eta = \frac{T + n \cdot J_A \cdot L}{2 \cdot n + 1} \quad (5)$$

Hierin ist: J_A das Wasserspiegelgefälle in A und n der Exponent von t in Gleichung (2). Die Parabel, die dieser Bedingung entspricht, bei der also im Punkt B die größtmögliche Abflußmenge vorhanden ist, soll als *günstigste Wasserspiegellage* bezeichnet werden (Abb. 3). Innerhalb der Betrachtungen über die günstigste Wasserspiegellage stellt die *Grenzwassertiefe* einen Sonderfall dar, dem folgende Einschränkungen zugrunde liegen:

- a) Energielinie, Wasserspiegel und Sohle verlaufen parallel.
- b) Es herrschen auf der gesamten Strecke \overline{AB} gleiche Abflußbedingungen.

Mithin sind in diesem Sonderfall Q , J und F gleichbleibend.

Wird in Gleichung (5) $J_A = 0$ (Null), so ist

$$\eta = \frac{T}{2 \cdot n + 1} \quad (6)$$

Mit Gleichung (2) ergibt sich die größte Abflußmenge:

$$Q_{\max} = \frac{P \cdot t^{n+0,5}}{\sqrt{n} \cdot L} \quad (7)$$

und die Länge, auf der sich die günstigste Wasserspiegellage einstellt:

$$L = \frac{t}{n \cdot J} \quad (8)$$

Dies ist gleichzeitig die Länge, auf der sich die Absenkung noch bemerkbar macht, wenn der Abfluß in B größer ist als der Zufluß aus dem Niederschlagsgebiet. Dies ist dann die größtmögliche Absenkungslänge mit dem Zeichen L_{\max} . Es ist also

$$L_{\max} = \frac{t}{n \cdot J} \quad (9)$$

Wird die Absenkung in B unter die günstigste Wasserspiegellage fortgesetzt, so wird hier die Wassertiefe geringer und dementsprechend auch nach Gleichung (9) die Absenkungslänge. Die Geschwindigkeit und damit das Gefälle werden immer größer, bis zuletzt der „Faden abreißt“. Die so entstehende Wasserspiegellinie, unter die eine Absenkung bei Q_{\max} nicht möglich ist, sei die totale Absenkungskurve (Abb. 4). Aus der Tangente im Berührungspunkt mit der jeweiligen günstigsten Wasserspiegellage (Teilabsenkungskurve [siehe Abb. 5]) läßt sich durch Lösung der Differenzialgleichung für die totale Absenkungskurve folgende Formel entwickeln (s. Anhang):

$$y = k \cdot x^{\frac{1}{2 \cdot n + 1}} + C \cdot x^2 \quad (10)$$

Mit J_1 als Wasserspiegelgefälle bei Q_{\max} und 1 m Wassertiefe ist hierin

$$k = k_1 \cdot J_1^{\frac{1}{2 \cdot n + 1}} \quad (11)$$

und

$$k_1 = \frac{(2 \cdot n + 1)^2}{(4 \cdot n + 1) \cdot n^{\frac{2 \cdot n}{2 \cdot n + 1}}} \quad (12)$$

¹⁾ Die Entwicklungen der Gleichungen sind zur besseren Übersicht in einem besonderen Anhang beigefügt.

Das Gefälle J der totalen Absenkungskurve ergibt sich aus der ersten Ableitung der Gleichung (10) zu

$$J = \frac{k}{(2 \cdot n + 1) \cdot x^{\frac{2 \cdot n}{2n+1}}} + 2 \cdot C \cdot x \quad (13)$$

Der Übergang von der günstigsten Wasserspiegellage in die totale Absenkungskurve beginnt im Punkt A (Abb. 5) und schreitet nach B fort. In der jeweils unteren Strecke entsteht zunächst eine Zwischenlage, die Teilabsenkungskurve, die hier der günstigsten Wasserspiegellage entspricht.

Zur Stauraumberechnung wird der Stauspiegel als horizontal angenommen. Um die Berechnung zu vereinfachen, wird auch der bei Sielschluß eintretende Wasserspiegel (Sielschlußspiegel) als waagrecht angesehen und soll als Ausgleichshorizontale bezeichnet werden (Abb. 9). Der Abstand beider Lagen ist die Stauraumhöhe h_V . Bei dem großen Stauraum, der bei natürlicher Entwässerung erforderlich ist, ergibt sich eine große Stauraumhöhe, für die die Vereinfachung der horizontalen Begrenzungen zulässig ist. Zur Berechnung der maximalen Leistung des Deichsieles kann nach Abb. 1 aus Gleichung (4) mit $\mu = 0,75$ abgeleitet werden (s. Anhang):

$$Q_{\max} = 1,285 \cdot b_s \cdot T_s^{2/3} \quad (14)$$

Zur Ermittlung der Größen p und n bei verschiedenen Querschnitten des Sieltiefs nach Gleichung (2) sind in Tabelle 2 die entsprechenden Werte angegeben.

Tabelle 2

Sohlen- breite m	Böschungsverhältnis 1:1,5				Böschungsverhältnis 1:2,0			
	p	n	$\frac{p}{\sqrt{n}}$	n + 0,5	p	n	$\frac{p}{\sqrt{n}}$	n + 0,5
0,50	1,47	2,32	0,965	2,82	1,91	2,41	1,23	2,91
1,00	2,03	2,24	1,35	2,74	2,48	2,32	1,64	2,82
1,50	2,59	2,09	1,77	2,59	3,05	2,17	2,04	2,67
2,00	3,15	2,03	2,19	2,53	3,62	2,12	2,44	2,62
3,00	4,27	1,98	3,03	2,48	4,67	2,06	3,24	2,56
4,00	5,39	1,94	3,87	2,44	5,76	2,02	4,04	2,52
5,00	6,51	1,92	4,70	2,42	6,85	2,00	4,84	2,50
6,00	7,74	1,88	5,67	2,38	8,08	1,97	5,78	2,47
8,00	10,2	1,82	7,60	2,32	10,5	1,90	7,67	2,40
10,00	12,7	1,81	9,54	2,31	13,0	1,85	9,56	2,35
15,00	19,0	1,75	14,38	2,25	19,2	1,79	14,35	2,29
20,00	25,3	1,73	19,22	2,23	25,5	1,77	19,17	2,27
25,00	31,6	1,73	24,06	2,23	31,8	1,75	24,01	2,25
30,00	37,9	1,72	28,90	2,22	38,1	1,74	28,88	2,24
40,00	50,6	1,71	38,66	2,21	53,1	1,73	38,59	2,23
50,00	63,1	1,71	42,28	2,21	62,6	1,72	47,73	2,22

Hiermit läßt sich die Abflußmenge Q aus dem gegebenen Gefälle J bzw. der Druckhöhe h oder umgekehrt bei verschiedenen Ausgangswassertiefen ermitteln. Dies geschieht mit Hilfe eines in logarithmischem Maßstab aufgetragenen Lineals auf einem Diagramm nach Abbildung 6 (s. Anhang).

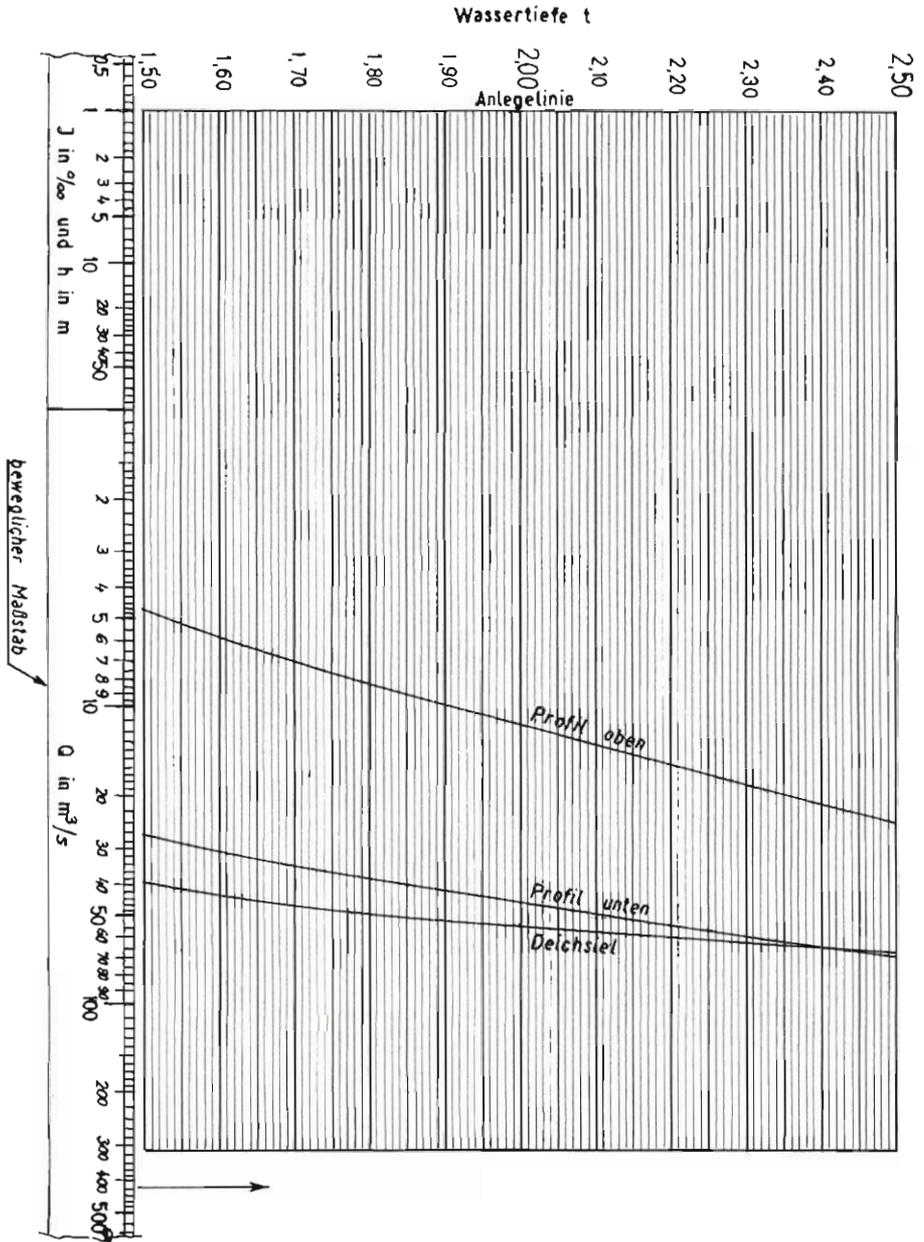


Abb. 6. Diagramm für die Berechnung von J ; h und Q

3. Sielzugberechnung

Der Abflußvorgang während der Sielzugzeit hängt von dem Zusammenspiel der Wasserstandssenkung außerhalb (Tide) und innerhalb des Sieles ab. Zur rechnerischen Erfassung wird der gesamte Vorgang in Höhenabschnitte unterteilt. Die Summe der in den Teilabschnitten

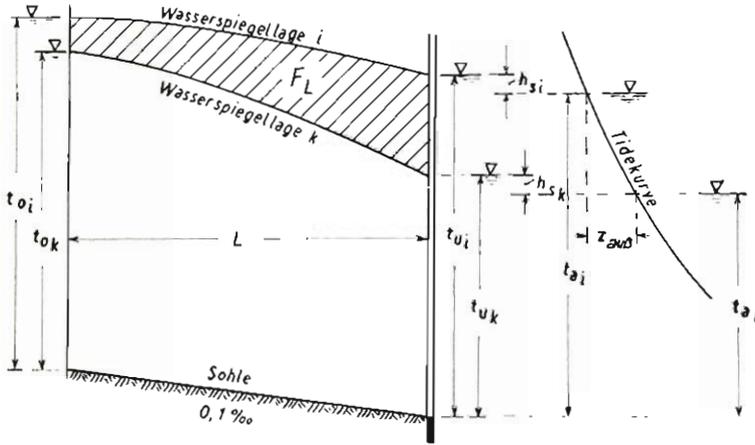


Abb. 7. Teilabschnitt i—k der Sielzugberechnung

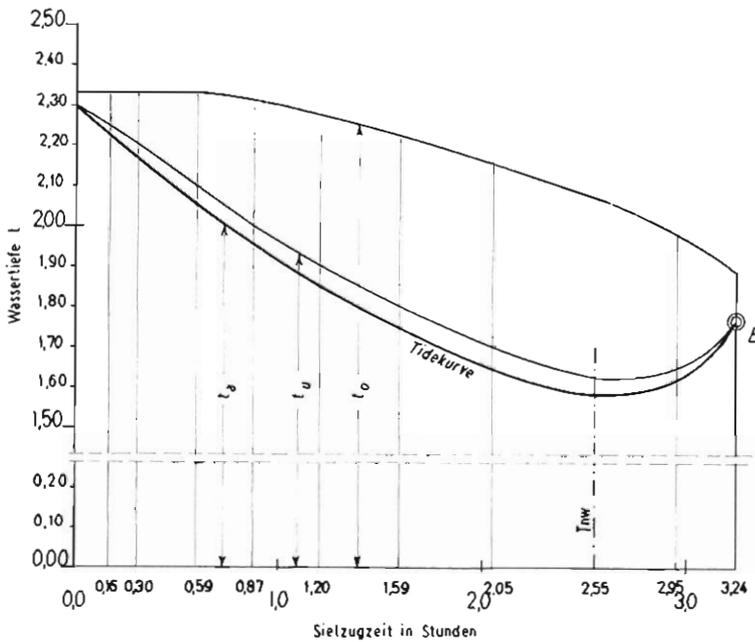


Abb. 8. Ganglinien während der Sielzugzeit zu Tabelle 3

errechneten Abflüsse ergibt dann den Gesamtabfluß. In Abbildung 7 sei ein solcher Abschnitt herausgegriffen. Hierin geht die Wasserspiegellage i in die Lage k über, gleichzeitig senkt sich die Tidekurve von t_{ai} bis t_{ak} ab. Die Flächen F_L zwischen den Wasserspiegellagen multipliziert mit der mittleren Breite der Wasserfläche ergibt den freigewordenen Leerraum V . Nach Festlegung des Höhenabschnittes (t_u) und Annahme einer zugehörigen Wasserstandshöhe am oberen Ende (t_0) lassen sich alle erforderlichen Werte wie auch die Zeitabschnitte ermitteln. Die Zeit für

Tabelle 3

Lfd. Nr.	τ_{u1} m	L km	τ_{01} m	J_0 ‰	η m	$\frac{2 \cdot \eta}{L}$ ‰	J_u ‰	Q_u m ³ /s	h_s m	τ_{u1} m
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1 ×	2,30	10	2,30	0,007	0	0	-0,007	0	0	2,30
1	2,30	10	2,33	0,0065	~0,03	0,0065	0	0	0	2,30
2 ×	2,25	5	2,31	0,0033	0,06	0,024	0,021	8,2	0,02	2,23
2	2,25	6	2,31	0,0040	0,06	0,020	0,016	7,2	0,02	2,23
3	2,20	7	2,315	0,0050	0,115	0,033	0,028	9,2	0,03	2,17
4	2,10	10	2,33	0,0065	0,23	0,046	0,0395	10,0	0,04	2,06
5 ×	2,00	10	2,30	0,0070	0,30	0,060	0,053	10,4	0,04	1,96
5	2,00	10	2,31	0,0070	0,31	0,062	0,055	10,6	0,04	1,96
6	1,90	10	2,28	0,0075	0,38	0,076	0,0685	11,0	0,05	1,85
7	1,80	10	2,22	0,0090	0,42	0,084	0,075	10,4	0,055	1,745
8	1,70	10	2,16	0,0105	0,46	0,092	0,0815	9,8	0,055	1,645
9	1,62	10	2,07	0,013	0,45	0,090	0,077	8,8	0,04	1,58
10	1,65	10	1,97	0,018	0,32	0,064	0,046	7,0	0,03	1,62
11	1,767	10	1,887	0,024	0,12	0,024	0	0	0	1,767

Erläuterungen

- Spalte 1: Nr. der Berechnungsabschnitte, Versuchsrechnungen sind mit × bezeichnet und in Kursivschrift gedruckt.
- Spalte 2: τ_{u1} = Wasserstand über Sielsohle (NN — 2,50 m).
 τ_{u1} = Stauspiegellage, Nr. 2 ÷ 10 festgelegte Intervalle.
- Spalte 3: L = Länge des Berechnungsabschnittes, L_1 = Stauspiegellänge = Fleetlänge. L_2 = ist anzunehmen, als erster Anhalt = 1/2 Fleetlänge usw.
- Spalte 4: τ_0 wird versuchsweise angenommen. Zunächst $\tau_{01} = \tau_{u1}$ gesetzt. τ_0 wird errechnet aus $\tau_{u1} + \frac{\eta_1 \cdot L^2_2}{L^2_1}$; entsprechend $\tau_{03} = \tau_{u1} + \frac{\eta_1 \cdot L^2_3}{L^2_1}$. Sobald L die Fleetlänge (10 km) erreicht hat, läßt sich die Annahme von τ_0 durch Auftragung der ermittelten Werte nach Abb. 8 und Extrapolation unterstützen.
- Spalte 5: J_0 aus Abb. 6 zu ermitteln.
- Spalte 6: $\eta_1 = L_1 \cdot \frac{J_{01}}{2}$ im übrigen $\eta = \tau_0 - \tau_u$.
- Spalte 7: $\frac{2 \cdot \eta}{L}$ ist ein Zwischenwert.
- Spalte 8: $J_u = \frac{2 \cdot \eta}{L} - J_0$; vgl. Gleichung (3).
- Spalte 9: Q_u aus Abb. 6 zu ermitteln.
- Spalte 10: h_s aus Abb. 6 zu ermitteln.
- Spalte 11: $\tau_a = \tau_u - h_s$.
- Spalte 12: Die ermittelten Wasserspiegellagen werden nach Abb. 9 laufend aufgetragen, daraus jeweilig der Wert ΣFL abgegriffen.
- Spalte 13: Die mittlere Wasserspiegelbreite wird im geschätzten Schwerpunkt S der Fläche ΣFL zweckmäßig mit Hilfe eines Diagramms nach Abb. 10 ermittelt.
- Spalte 14: $\Sigma V = \Sigma F_L \cdot B_{mitt}$. (B_{mitt} = mittlere Wasserspiegelbreite.)
- Spalte 15: $V = \Sigma V_k - \Sigma V_i$.
- Spalte 16: $\Delta Q = Q_u - Q_{Zuffl}$. Es ist im Beispiel $Q_{Zuffl} = \frac{25 \text{ l/skm}^2 \cdot 100 \text{ km}^2}{1000} = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Spalte 17: $\Delta Q_{mitt} = \frac{\Delta Q_i + \Delta Q_k}{2}$; nur beim ersten und letzten Wert wird das Mittel zu ungenau.
Beim 1. Wert ist es zweckmäßig, für ΔQ_{mitt} den Wert von $0,75 \cdot Q_u - Q_{Zuffl}$ einzusetzen. Der letzte Wert für Q_{umitt} ist zeichnerisch zu bestimmen (Abb. 11).

Tabelle 3

$\Sigma' F_L$	B_{mitt}	$\Sigma' V$	V	ΔQ	ΔQ_{mitt}	z_{inn}	Σz_{inn}	Σz_{auss}	L_{max}
m^2	m	m^3	m^3	m^3/s	m^3/s		Stunde		km
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
100	18,3	1 800	1 800	5,7	3,7	0,14	0,14	0,16	58,6
100	18,3	1 800	1 800	4,7	2,9	0,17	0,17	0,16	77,0
234	17,8	4 200	2 400	6,7	5,7	0,12	0,29	0,30	42,5
667	17,4	11 600	7 400	7,5	7,1	0,29	0,58	0,59	28,7
1 200	17,0	20 400	8 800	7,9	7,7	0,32	0,90	0,86	20,3
1 150	17,0	19 600	8 000	8,1	7,8	0,29	0,87	0,87	19,6
1 700	16,8	28 600	9 000	8,5	8,3	0,30	1,17	1,20	15,0
2 470	16,6	41 000	12 400	7,9	8,2	0,42	1,59	1,59	13,0
3 270	16,4	53 700	12 700	7,3	7,6	0,46	2,05	2,05	11,3
4 080	16,1	65 700	12 000	6,3	6,8	0,49	2,54	2,55	11,4
4 740	15,8	75 000	9 300	4,5	5,4	0,48	3,02	2,98	19,4
5 030	15,3	77 000	2 000	-2,5	2,5	0,22	3,24	3,24	—

Spalte 18: $z_{\text{inn}} = \frac{V}{3600 \cdot \Delta Q_{\text{mitt}}}$ (in Stunden).

Spalte 19: $\Sigma z_{\text{inn}} = \Sigma z_{\text{innj}} + z_{\text{innk}}$.

Spalte 20: Σz_{auss} an der Tiedekurve abzulesen (Abb. 8). Stimmt z_{auss} nicht ungefähr ($\pm 3\%$) mit z_{inn} überein, muß die Rechnung wiederholt werden (siehe z. B. Reihe 5x).

Spalte 21: $L_{\text{max}} = \frac{t}{n \cdot J}$ ist nach Gleichung (9) zu ermitteln. Es ist aus Tabelle 2 der Exponent $n = 1,85$.

Im Beispiel stellen Nr. 1 den Stauspiegel, Nr. 9 den Ebbspiegel und Nr. 11 den Sielschlußspiegel dar. Im letzten Abschnitt werden t_0 und z zunächst zeichnerisch durch Verlängerung der Ganglinie bis B (Abb. 8) ermittelt. Die Richtigkeit dieser Werte ergibt sich aus dem Vergleich $z_{\text{inn}} = z_{\text{auss}}$.

die Bildung des Leerraumes (z_{inn}) muß gleich der an der Tiedekurve abzulesenden Zeit (z_{auss}) sein. Ist dies nicht der Fall, ist die Annahme von t_0 entsprechend zu verbessern.

Die Berechnung wird zweckmäßig in Tabellenform durchgeführt. Sie soll in einem Beispiel (Tabelle 3) erläutert werden, bei dem angenommen wird, daß ein Fleet von 10 km Länge ein Geestgebiet (oberhalb) von 60 km² und ein Marschgebiet (seitlich) von 40 km² zu entwässern hat.

In der letzten Spalte der Tabelle 3 wird L_{max} nach Gleichung (9) ermittelt, um festzustellen, ob die totale Absenkungskurve nach Abbildung 4 eingetreten ist (d. h. $L_{\text{max}} < L$). In diesem Fall müßte auf der oberen Strecke ($L - L_{\text{max}}$) die Spiegellage nach Gleichung (10) berechnet werden.

Der in der Sielzugzeit entstehende Leerraum ist in Spalte 14 errechnet zu: $\Sigma V = 77\ 000\ \text{m}^3$. Zur Ermittlung des Gesamtabflusses muß zu diesem Wert noch der Zufluß aus dem Gebiet während der Sielzugzeit hinzugezählt werden. Somit ist bei einem Zulauf von 2,5 m³/sec (= 25 l/skm²)

$$\Sigma Q_u = 77\ 000 + 2,5 \cdot 3,24 \cdot 3600 = 106\ 000\ \text{m}^3.$$

Der Zufluß über die Tide ist damit [1]:

$$q_T = \frac{106\ 000 \cdot 1000}{100 \cdot 12,4 \cdot 3600} = 23,8\ \text{l/skm}^2$$

und die in der Sielschlußzeit gespeicherte Wassermenge

$$q_s = \frac{77\,000 \cdot 1000}{100 \cdot (12,4 - 3,24) \cdot 3600} = 23,4 \text{ l/skm}^2$$

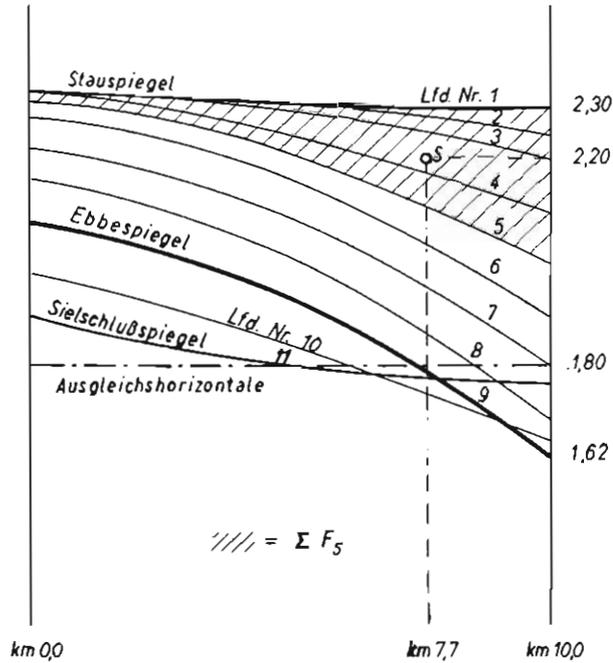


Abb. 9. Wasserspiegellagen der einzelnen Teilabschnitte

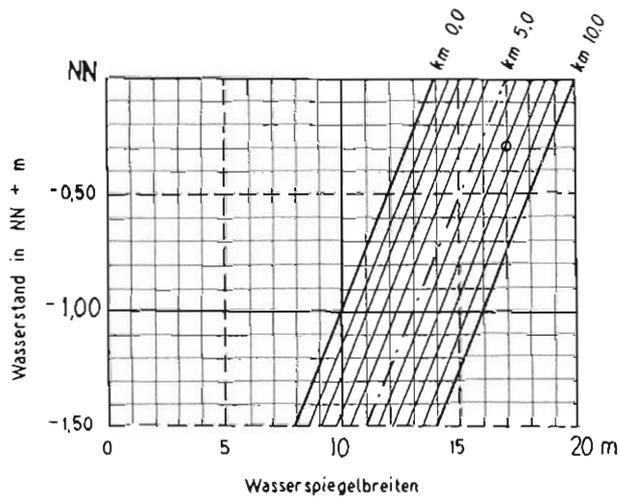


Abb. 10. Beziehung zwischen Wassertiefe r und Wasserspiegelbreite B im Zubringer

Als Mittel von beiden ergibt sich die Tideleistung zu

$$q = \frac{23,8 + 23,4}{2} = 23,6 \text{ l/skm}^2.$$

Diese weicht von der obigen Annahme für den Zufluß (25 l/skm²) nur wenig ab und kann also als endgültige Tideleistung eingesetzt werden. Der berichtigte Leerraum ist demnach

$$h_v = 2,36 \cdot (12,4 - 3,24) \cdot 3600 = 78\,000 \text{ m}^3.$$

Die gemittelte Stauraumhöhe ist dann

$$h_v = \frac{\Sigma V}{B_{\text{mitt}} \cdot L \text{ (m)}} = \frac{78\,000}{16 \cdot 10\,000} = \text{rd. } 0,50 \text{ m.}$$

Die Ausgleichshorizontale (Abbildung 9) liegt dann auf der Höhe 2,30 - 0,50 = 1,80 m.

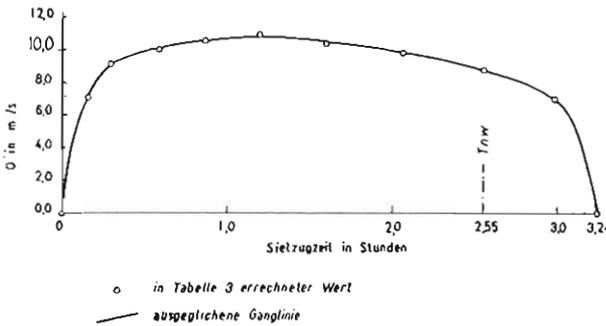


Abb. 11. Ganglinie der Abflußmenge Q_u zur Tabelle 3

Tabelle 4

Stauspiegel	Ausgleichshorizontale	h_v
NN + 2,00 m	NN + 0,70 m	1,30 m
+ 1,90 m	+ 0,63 m	1,27 m
+ 1,80 m	+ 0,56 m	1,24 m
+ 1,70 m	+ 0,49 m	1,21 m
+ 1,60 m	+ 0,42 m	1,18 m
NN + 1,50 m	NN + 0,35 m	1,15 m
+ 1,40 m	+ 0,28 m	1,12 m
+ 1,30 m	+ 0,21 m	1,09 m
+ 1,20 m	+ 0,14 m	1,06 m
+ 1,10 m	+ 0,07 m	1,03 m
NN + 1,00 m	NN ± 0,00 m	1,00 m
+ 0,90 m	- 0,08 m	0,98 m
+ 0,80 m	- 0,16 m	0,96 m
+ 0,70 m	- 0,24 m	0,94 m
+ 0,60 m	- 0,32 m	0,92 m
NN + 0,50 m	NN - 0,40 m	0,90 m
+ 0,40 m	- 0,48 m	0,88 m
+ 0,30 m	- 0,56 m	0,86 m
+ 0,20 m	- 0,64 m	0,84 m
+ 0,10 m	- 0,72 m	0,82 m
NN ± 0,00 m	NN - 0,80 m	0,80 m

4. Bemessung des Stauraumes zwischen den Deichen

Der Hauptzubringer zum Siel muß so bemessen sein, daß er zur schadlosen Abführung des Wassers den Zufluß bei längerem Sielschluß durch erhöhte Tiden und bei größerer Abflußspende speichern kann. Dies wird durch einen entsprechend breiten Ausbau oder besser durch eine Bedeichung erreicht. Hierbei kann oft durch Ausnutzung eines breiten Deichvorlandes schon bei einer verhältnismäßig geringen Deichhöhe der nötige Stauraum gewonnen werden. Vorlandbreite und Deichhöhe stehen in Wechselbeziehung und sind so zu bemessen, daß der erforderliche Stauraum bei der höchsten noch zulässigen Stauhöhe zur Verfügung steht.

In Abbildung 12 ist aus den ungünstigsten Perioden hoher Tiden und hohen Abflusses der erforderliche Stauraum bei dem jeweils zulässigen höchsten Stauspiegel aufgetragen. Kann z. B. im Zubringer ein Wasserstand von NN + 1,10 m zugelassen werden, so ergibt sich für das o. a. Beispiel mit $F = 100 \text{ km}^2$ ein erforderlicher Stauraum $V_{\text{ert}} = 100 \cdot 10\,300 = 1\,030\,000 \text{ m}^3$.

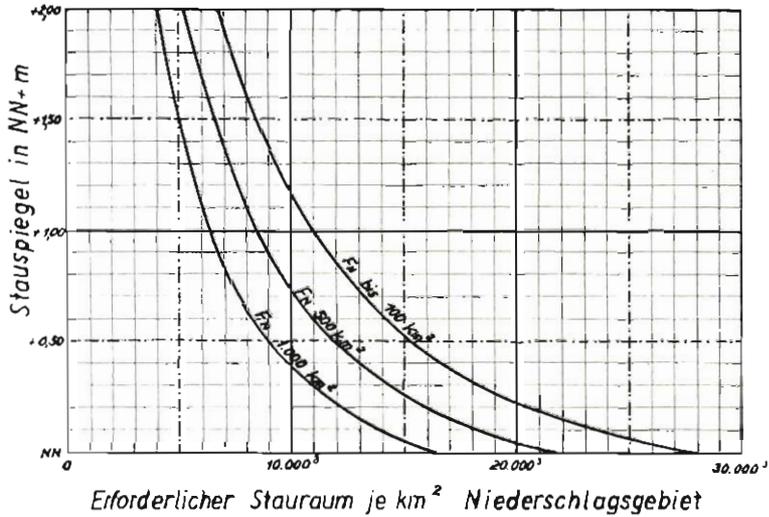


Abb. 12. Beziehung zwischen Stauspiegel und dem erforderlichen Stauraum in m³ je km² Niederschlagsgebiet

Die Lage der Ausgleichshorizontalen wird nach Tabelle 4 für den Stauspiegel auf NN + 1,10 m zu NN + 0,07 m ermittelt. Damit beträgt die Stauraumhöhe $h_V = 1,03$ m.

Liegt die Uferhöhe des Zubringers nur wenig über dieser Ausgleichshorizontalen, so ist der Stauraum außerhalb des Bettes des Zubringers unterzubringen. Der Abstand A der Deiche voneinander wird dann errechnet zu:

$$A = \frac{V_{\text{erf}}}{1000 \cdot L \text{ (km)} \cdot h_V} = \frac{1\,030\,000}{1000 \cdot 10 \cdot 1,03} = 100 \text{ m.}$$

5. Bemessung des Deichsiegels

Das Siegel muß in der Lage sein, den maximal gefüllten Stauraum unter Berücksichtigung des Zuflusses aus dem Einzugsgebiet schnell zu entleeren. Diese Forderung wird erfüllt, wenn in Höhe der Ausgleichshorizontalen, die in Tabelle 4 angegeben wird, ein bestimmter Mindestquerschnitt F_{Siegel} vorhanden ist. Er wird in m² nach der Gleichung

$$F_{\text{Siegel}}^3 = (F_N) \cdot F_1 \tag{15}$$

ermittelt.

Der Wert F_1 (Siegelquerschnitt für 1 km² Niederschlagsgebiet) kann aus Abbildung 13 abgelesen werden. Der Gleichung (15) liegt eine Fließgeschwindigkeit von 2,00 m/s zugrunde. Im vorliegenden Beispiel ergibt sich aus Abbildung 13 $F_1 = 0,21$ m²/km².

Damit ist der erforderliche Siegelquerschnitt in der Höhe von NN + 0,07 m (Tab. 4) $F = 100 \cdot 0,21 = 21$ m². Bei der Drempellage auf NN - 2,50 m muß die Siegelbreite b_S also

$$\frac{21}{0,07 - (-2,50)} = \text{rund } 8,00 \text{ m betragen.}$$

Die größte Fließgeschwindigkeit durch das Siegel ist $v_{S_{\text{max}}} = \sqrt{2 \cdot g \cdot h_{S_{\text{max}}}}$. Nach Abbildung 14 ergibt sich (siehe Anhang):

$$v_{S_{\text{max}}} = 2 \cdot \sqrt{T_u} \tag{16}$$

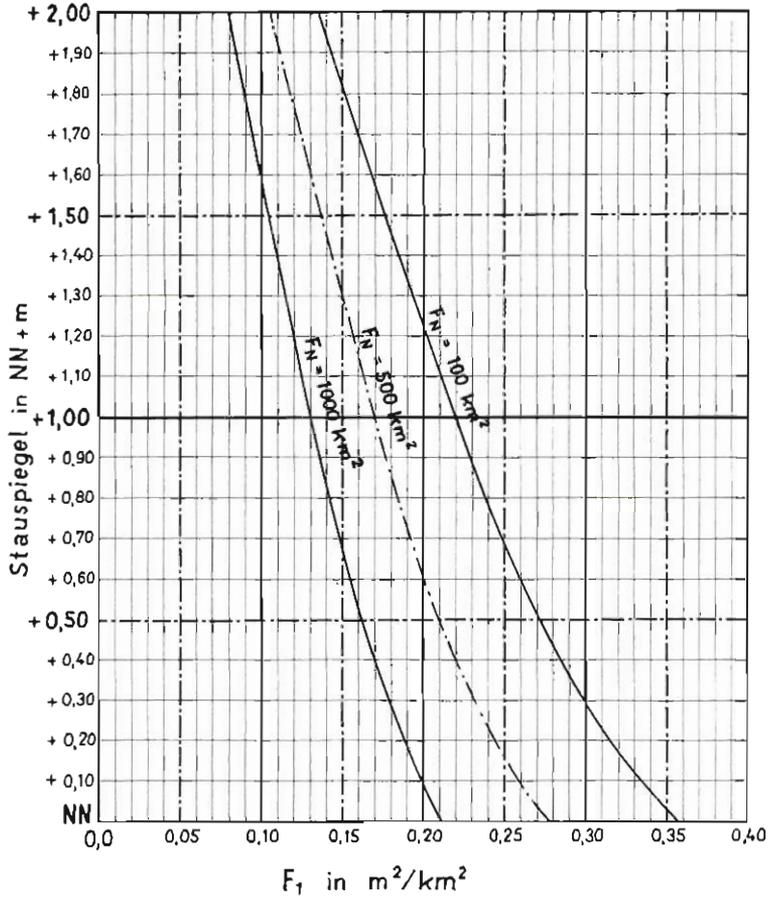


Abb. 13. Beziehung zwischen Sielquerschnitt F_1 und Stauspiegel — Gl. (15)

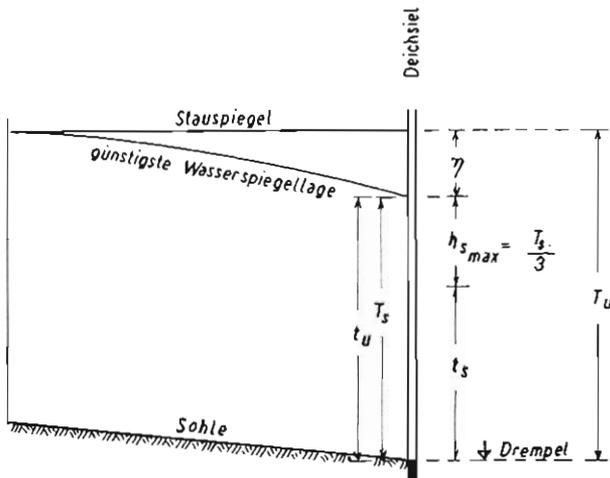


Abb. 14. Schematische Darstellung der Verhältnisse im Deichsiel bei maximaler Belastung — Gl. (16)

Damit wird im Beispiel $v_{s,\max}$ zu $2 \cdot \sqrt[3]{1,10 - (-2,50)} = 2 \cdot \sqrt[3]{3,6} = 3,80$ m/s. Diese Geschwindigkeit tritt allerdings nur in ungünstigen Fällen auf.

Eine weitere Verbreiterung des Sieles bringt keine höhere Leistung, wenn nicht gleichzeitig auch der Zubringer ebenfalls größer bemessen wird.

6. Schlußbemerkung

Die vorstehenden Erwägungen, die darauf beruhen, daß die Wasserspiegellagen, abgesehen von der totalen Absenkungskurve, als Parabel 2. Grades angesehen werden können, sind durch verschiedene Messungen der Wasserstände und Abflüsse bestätigt worden. Die Fehlergrenzen liegen in jedem Falle unter 5 %.

Von R. LIESE wurde ein Verfahren zur Sielzugberechnung veröffentlicht [2], das eine einfache Ermittlung der Tideleistung der Binnengewässer in der Marsch ermöglicht. Durch die Einteilung in Längenabschnitte werden bei diesem Verfahren wechselnde Verhältnisse in den Gewässerstrecken genau berücksichtigt. Das Parabelverfahren vernachlässigt zur Vereinfachung die Änderungen in einzelnen Abschnitten, was bei Einschnürungen bis zu 50 % noch keinen nennenswerten Einfluß mit sich bringt. Bei größeren Änderungen müßte auch das Parabelverfahren abschnittsweise angewandt werden, was zu ganz erheblicher Mehrarbeit führt.

Durch das Parabelverfahren können außer der Tideleistung der Entwässerungsanlagen aber auch noch folgende Werte ermittelt werden: Die Fließgeschwindigkeit während der gesamten Zeit des Abflußvorganges und damit auch die Maximalgeschwindigkeiten im Siel und im Zubringer, Abflüsse über mehrere Tiden, bei denen eine Zwischenspeicherung im Zubringer auftritt und Abflüsse aus Rückhaltebecken am oberen Ende des Binnenvorfluters in Abhängigkeit von den während der Sielzugzeit eintretenden Absenkungen.

Auf Grund der oben entwickelten Gleichungen und der unter Ziffer 3 beschriebenen Sielzugberechnung sind von Müller-Späth die hydraulischen Verhältnisse der ungünstigsten Perioden hoher Tiden und hohen Abflusses [1] untersucht worden. Als Ergebnis dieser Untersuchungen erhält man je km² sowohl den erforderlichen Stauraum in m³ (Abb. 12) als auch den benötigten Sielquerschnitt in Höhe der Ausgangshorizontalen in m² (Abb. 13). Die Ermittlung des Abstandes zwischen den Deichen (Abschnitt 4) ist durch Einführung der Ausgangshorizontalen (Tab. 4), die den Längsschnitt des Stauraumes als Rechteck erscheinen läßt, in eine einfache Berechnungsform überführt worden. Ebenso wird die Bemessung des Deichsieles (Abschn. 5) nach der Entwicklung der Gleichungen (15) und (16) durch eine kurze Berechnung ermöglicht.

7. Schriftenverzeichnis

1. MÜLLER, E., und MÜLLER-SPÄTH, W.: Beitrag zur Entwässerung der Marsch. Die Küste 13/1965, Seite 104—118.
2. LIESE, R.: Berechnung zur Abflußleistung der Binnengewässer in der Marsch (Sielzugberechnung). Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen Heft 1, Februar 1960, Seite 7—11.

8. Anhang: Entwicklung der Gleichungen
(Soweit ein besonderer Nachweis über die Ableitung erforderlich ist)

Gleichung (5). Die Abflußmenge in B ist nach Gleichung (2) $Q_B = p \cdot t_B^n \cdot \sqrt{J_B}$.

Weiter ist nach Abbildung 3 die Wassertiefe $t_B = T - \eta$ und nach Gleichung (3) ist

$$J_B = \frac{2 \cdot \eta}{L} - J_A. \text{ Es ist also}$$

$$Q_B = p \cdot (T - \eta)^n \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \eta}{L} - J_A} \quad (17)$$

Bildet man die erste Ableitung $\frac{dQ_B}{d\eta}$, so ist

$$\frac{dQ_B}{d\eta} = \frac{p}{\sqrt{L}} \cdot \left[-n \cdot (T - \eta)^{n-1} \cdot (2 \cdot \eta - L \cdot J_A)^{1/2} + (T - \eta)^n \cdot 1/2 \cdot 2 \cdot (2 \cdot \eta - L \cdot J_A)^{-1/2} \right]$$

Setzt man diesen Ausdruck gleich Null, so erhält man $n \cdot (2\eta - L \cdot J_A) = (T - \eta)$ und hieraus für η die Gleichung (5).

Gleichung (7). Nach Abbildung 3 ist die Gesamttiefe $T = t_B + \eta$, damit ist in Gleichung (5) $\eta = \frac{(t_B + \eta) + n \cdot J_A \cdot L}{2 \cdot n + 1}$ und hieraus $\eta = \frac{t_B + n \cdot J_A \cdot L}{2 \cdot n}$. Mit obiger Gleichung

(17) erhält man $Q_B = Q_{\max} = p \cdot t_B^n \cdot \sqrt{\frac{2}{L} \cdot \frac{t_B + n \cdot J_A \cdot L}{2 \cdot n} - J_A}$ oder durch Ausmultiplizieren und Kürzen die Gleichung (7).

Gleichung (8). Wird Q_{\max} nach Gleichung (2) durch $p \cdot t^n \cdot \sqrt{J}$ ersetzt, so folgt

$$p \cdot t^n \cdot \sqrt{J} = \frac{p \cdot t^{n+0,5}}{\sqrt{n \cdot L}}. \text{ Nach } \sqrt{L} = \frac{p \cdot t^{n+0,5}}{\sqrt{n \cdot J} \cdot p \cdot t^n} \text{ ergibt sich Gleichung (8).}$$

Gleichung (9). Nach Abbildung 15 ist $\eta_{II} - \eta_I = t_{BII} - t_{BI}$. Die Beziehung zwischen η , L und J geht aus Gleichung (3) hervor. Demnach ist $\eta_{II} - \eta_I = \frac{L}{2} (J_A + J_{BII}) - \frac{L}{2} (J_A + J_{BI})$. Hieraus erhält man $\eta_{II} - \eta_I = \frac{L}{2} \cdot (J_{BII} - J_{BI})$. Mithin wird

$$L = \frac{2 \cdot (\eta_{II} - \eta_I)}{J_{BII} - J_{BI}} = 2 \cdot \frac{t_{BII} - t_{BI}}{J_{BII} - J_{BI}}$$

Im Grenzfall wird also L zu $L_{\max} = 2 \cdot \frac{dt_B}{dJ_B}$. Dieser Grenzfall tritt mit Beginn der Absenkung

ein. In diesem Augenblick sind die Differenzen der Wassertiefen und der Wasserspiegelgefälle I und II noch unendlich klein. Um den Differentialquotienten zu bestimmen, wird aus Gleichung

(2) der Ausdruck $J_B = \left[\frac{Q_B}{p} \right]^2 \cdot t_B^{-2 \cdot n}$ entwickelt, nach t_B differenziert und mit dem absoluten reziproken Wert eingesetzt. Es ist $\frac{L_{\max}}{2} = \frac{dt_B}{dJ_B} = \left[\frac{p}{Q_B} \right]^2 \cdot \frac{1}{2 \cdot n} \cdot t_B^{2n+1}$. Daraus wird

unter Berücksichtigung der Gleichung (2) $L_{\max} = 2 \cdot \left[\frac{p}{p \cdot t_B^n \cdot \sqrt{J_B}} \right]^2 \cdot \frac{1}{2 \cdot n} \cdot t_B^{2 \cdot n + 1}$

und nach Kürzung $L_{\max} = \frac{t_B}{n \cdot J_B}$ oder allgemein Gleichung (9).

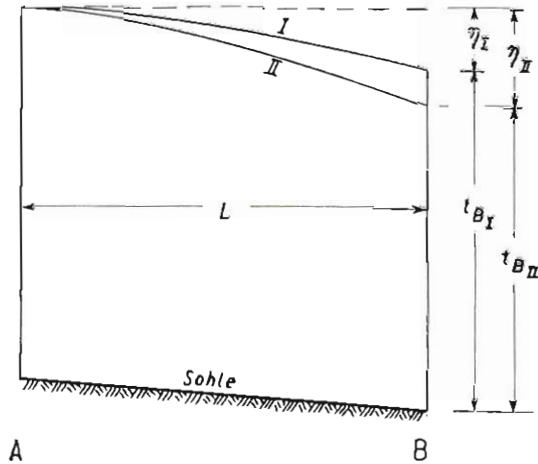


Abb. 15. Schematische Darstellung der Wasserspiegellagen zur Entwicklung der Gleichung (9)

Gleichung (10). Nach Abbildung 5 ist $y = \tau_{uT} + \eta_y$. Bei gleichbleibendem Q_{max} soll das Wasserspiegelgefälle bei 1 m Wassertiefe mit J_1 bezeichnet werden. Nach Gleichung (2) ist $Q = p \cdot \tau_{uT}^n \cdot \sqrt{J_{uT}} = p \cdot 1,0^n \cdot \sqrt{J_1}$ und hieraus $J_{uT} = \frac{J_1}{\tau_{uT}^2}$. Die Teilabsenkungskurve in

Abbildung 5 ist die günstigste Wasserspiegellage für die Wassertiefe τ_{uT} . Sie berührt die totale Absenkungskurve im Koordinatenpunkt (x, y) . Daher folgt nach Gleichung (9) $x = \frac{\tau_{uT}}{n \cdot J_{uT}} =$

$$\frac{\tau_{uT}^{2 \cdot n + 1}}{n \cdot J_1}. \text{ Mithin } \tau_{uT} = (n \cdot x \cdot J_1)^{\frac{1}{2 \cdot n + 1}} \text{ und } J_{uT} = \frac{J_1 \cdot \frac{1}{2 \cdot n + 1}}{(n \cdot x)^{\frac{2 \cdot n}{2 \cdot n + 1}}}. \text{ Nach Gleichung (3)}$$

ist $\eta_y = \frac{x}{2} \cdot (J_{uT} + J_x)$. Hierin entspricht J_x der Neigung (Tangente) der totalen Absenkungskurve in Station x . Mithin ist $J_x = y'$. Aus $y = (\tau_{uT} + \eta_y)$ - siehe Abbildung 5 - folgt $y = \tau_{uT} +$

$$\frac{x}{2} \cdot J_{uT} + \frac{x}{2} \cdot y' \text{ oder } y = (n \cdot x \cdot J_1)^{\frac{1}{2 \cdot n + 1}} + \frac{x}{2} \cdot \frac{J_1 \cdot \frac{1}{2 \cdot n + 1}}{(n \cdot x)^{\frac{2 \cdot n}{2 \cdot n + 1}}} + \frac{x}{2} \cdot y' \text{ oder:}$$

$$y = \frac{(2 \cdot n + 1) \cdot J_1 \cdot \frac{1}{2 \cdot n + 1}}{2 \cdot n \cdot \frac{2 \cdot n}{2 \cdot n + 1}} \cdot x^{\frac{1}{2 \cdot n + 1}} + \frac{x}{2} \cdot y'. \text{ Dies ist eine lineare Differentialgleichung erster Ordnung. Ihre Lösung lautet:}$$

$$y = \frac{(2 \cdot n + 1)^2 \cdot J_1 \cdot \frac{1}{2 \cdot n + 1}}{(4 \cdot n + 1) \cdot \frac{2 \cdot n}{2 \cdot n + 1}} \cdot x^{\frac{1}{2 \cdot n + 1}} + C \cdot x^2.$$

Ersetzt man entsprechend den Gleichungen (11) und (12) die einzelnen nicht veränderlichen Faktoren im ersten Glied durch den Festwert k , so erhält man Gleichung (10).

Gleichung (14). Nach Gleichung (4) und Abbildung 1 ergibt sich $Q = \mu b_S \cdot (T_S - h_S) \cdot \sqrt{2} \cdot g \cdot h_S$. Diesen Ausdruck differenziert ergibt: $\frac{dQ}{dh_S} = \mu \cdot b_S \cdot \sqrt{2} \cdot g \cdot [-h_S^{-1/2} + \frac{1}{2} \cdot (T_S - h_S) \cdot h_S^{-3/2}]$. Setzt man $\frac{dQ}{dh_S} = \text{Null}$, so wird $h_S = \frac{T_S}{3}$. Dieser Wert, in die Gleichung (4) eingesetzt und μ zu 0,75 gewählt, führt zu Gleichung (14).

Logarithmische Maßstäbe. Wird die Gleichung (2) zu dem Ausdruck $\frac{Q}{\sqrt{J}} = p \cdot t^n$ umgeformt, so kann gesetzt werden: $\log Q - \frac{1}{2} \cdot \log J = \log p + n \cdot \log t$. Dies läßt sich graphisch auswerten, indem die linke Seite als ein beweglicher Maßstab und die rechte Seite auf ein liniertes Blatt aufgetragen werden (Abbildung 6). Auf diesem Blatt bedeuten die horizontalen Linien die Wassertiefen. Sie können zur Vereinfachung auf NN bezogen werden. Die Kurven auf dem Blatt ergeben sich aus: $\log p + n \cdot \log t$ (nach Tabelle 2). Diese Größe wird von der Anlegelinie aus angetragen. Da der Logarithmus des Wasserspiegelgefälles J hier ein negatives Vorzeichen hat, steht er auf dem Maßstab in entgegengesetzter Richtung zum Logarithmus der Abflußmenge Q. In gleicher Weise wie die Gleichung (2) läßt sich auch die Gleichung (4) zu dem Ausdruck $\frac{Q}{\sqrt{h}} = \mu \cdot b \cdot \sqrt{2} \cdot g \cdot t$ umformen, so daß $\log Q - \frac{1}{2} \cdot \log h = \log \mu + \log b + \frac{1}{2} \cdot \log 2 \cdot g + \log t$ wird. Die horizontalen Linien geben wieder die Wassertiefen an und die Kurve auf der rechten Seite des Linienblattes wird durch die Lichtweite des Sieles festgelegt.

Gleichung (16). Die näheren Zusammenhänge zwischen den Wassertiefen im Vorfluter und in dem Deichsiel stellt Abbildung 14 dar. In ihr bedeutet T_u die Wassertiefe am unteren Ende des Binnenvorfluters unter dem Stauspiegel. Die Wassertiefe t_u soll der günstigsten Wasserspiegellage zugehören. Es ist mit $\eta = T_u - t_u$ nach Gleichung (6): $t_u = \frac{2 \cdot n}{2 \cdot n + 1} \cdot T_u$. Der Wert n beträgt mindestens bei großen Sohlenbreiten etwa 1,7 (siehe Tabelle 2), so daß $t_u = \frac{3,4}{4,4} T_u$ geschrieben werden kann. Setzt man voraus, daß die Zubringersohle und der Sieldrempel auf einer Höhe liegen, so ist die Wassertiefe T_S im Binnenhaupt des Sieles gleich der Wassertiefe t_u am unteren Ende des Binnenvorfluters. Demnach ist auch $T_S = \frac{3,4}{4,4} T_u$. Nach Abbildung 14 tritt das maximale Führungsvermögen des Sieles und damit auch die Größtgeschwindigkeit auf, wenn die Druckhöhe $h_S = \frac{T_S}{3}$ wird. Es errechnet sich die Größtgeschwindigkeit im Siel also zu $v_{S\text{max}} = \sqrt{2 \cdot g \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{3,4}{4,4} \cdot T_u} = 2,26 \cdot \sqrt{T_u}$.

Nach den bisher durchgeführten Berechnungen ist kaum anzunehmen, daß sich im Binnenvorfluter die günstigste Wasserspiegellage schon einstellt, wenn die Absenkung das obere Ende des Fleets erreicht hat, besonders wenn das Gelände im allgemeinen so niedrig liegt, daß sich die günstigste Wasserspiegellage während der natürlichen Entwässerung nicht ausbildet. Infolgedessen wird die größte Durchflußgeschwindigkeit im Deichsiel immer geringer sein, als der obige Wert ergibt, so daß der Zahlenwert 2,26 auf 2 abgerundet werden kann und sich damit die einfache Gleichung (16) ergibt.