

Beitrag zur Entwässerung der Marsch

Von Ernst Müller und Walter Müller-Späth

Inhalt:

1. Vorbemerkung	104
2. Hydrologische Grundlagen	105
3. Natürliche Entwässerung	107
4. Dränung	111
5. Künstliche Vorflut	113
6. Zusammenfassung	117
7. Schriftenverzeichnis	118

1. Vorbemerkung

Das Gebiet der Marschen umfaßt die Niederungen an der Küste und in den Urstromtälern der Strommündungen. Die Marsch ist entstanden aus der Wechselwirkung zwischen Erosionen, Ablagerungen und Verlandungen bei gleichzeitigem Einfluß der sogenannten Küstensenkung im Bereich der dynamischen Wirkung der See und der unter Tideeinfluß stehenden Ströme und Flüsse. Durch die Bedeichung, die erst vor wenigen Jahrhunderten einsetzte, wurde dieses Gebiet der formenden Gewalt der Überflutungen entzogen und einer ständigen Nutzungsmöglichkeit zugeführt.

Durch die lange Einwirkung der Tideströmung und der Überflutungen entstand der für die Marschen an den Strömen und der See charakteristische Aufbau. Das Deichvorland, das am längsten den sinkstoffreichen Überflutungen ausgesetzt ist, hat mit etwa 2,00 m über NN und oft noch darüber die höchste Lage.

Hinter den Deichen finden wir das Land oft schon etwa $\frac{1}{2}$ bis 1 m tiefer, es fällt zum „Sietland“, dem niedrigsten Streifen, etwa 5 km vom Deich entfernt, auf etwa NN \pm 0,0 m und oft auch darunter ab. Hier befindet sich das Niederungsmoor mit nur wenig Überschlückung. In einer Entfernung von etwa 10 km vom Deich steigt das Gelände wieder an und geht dort in Hochmoor oder in die Geest über. Von diesem schematisch skizzierten Aufbau gibt es naturgemäß viele Abweichungen, da jedes Marschgebiet seine eigene Entstehungsgeschichte hat.

Dieser Querschnittsaufbau mit dem landeinwärts zum Sietland gerichteten Gefälle bringt schon erhebliche Schwierigkeiten für die Entwässerung mit sich, da das Wasser entgegen dem Geländegefälle mit zunehmender Einschnittstiefe bis zur tideführenden Hauptvorflut geleitet werden muß. Bei starken Niederschlägen oder durch Sturmflut verhindertem Abfluß wird daher zunächst das fern vom Deichsiel gelegene Sietland überschwemmt. Die Leistung der Vorflut ist also nach dem im Sietland erforderlichen Wasserstand zu bemessen. Weitere Schwierigkeiten ergeben sich durch den ständigen Anstieg des Meeresspiegels (auch „Küstensenkung“ genannt) und durch die Sackung der Moore als Folge der Kultivierung und Entwässerung.

Die vorliegenden Untersuchungen und Ergebnisse wurden in der Praxis bei der Entwässerung der linkselbischen Marschen gewonnen. Sie beschränken sich auf die Entwässerung und Dränung. Die Grundsätze der Planung gehen von der unabdingbaren Forderung aus, eine unter allen Umständen völlig ausreichende Vorflut zu schaffen.

2. Hydrologische Grundlagen

Grundlage für alle wassertechnischen Berechnungen ist die Höhe der Niederschläge in ihrer Verteilung über das Jahr, ihren Extremwerten und der Intensität mehrtägiger Perioden mit starken Niederschlägen. Im Gebiet um Stade liegen Regenmessungen von 40 Jahren (1924 bis 1963) vor [6]*), aus denen die Zahlenwerte der Abbildung 1 ermittelt werden konnten.

In Abbildung 1 ist die Verteilung der Niederschläge über das Jahr angegeben. Die eingeklammerten Zahlen geben das Jahr an, in dem der Extremwert aufgetreten ist. Um längere nasse Perioden festzustellen, die für die Entwässerung besonders kritische Verhältnisse hervorrufen, sind in Abbildung 2 die Höchstsummen der Niederschläge aufgetragen, die in jedem Monat in 10 aufeinanderfolgenden Tagen gefallen sind.

Im tidefreien Gebiet läßt sich der Abfluß eines Gewässers leicht aus dem jeweiligen Wasserstand ermitteln. Das ist in den Marschen wegen der Einwirkung der Tide nicht der Fall. Die Tore in den Deichsielen öffnen sich erst, wenn der Tidewasserstand unter den Binnenwasserstand gefallen ist und schließen sich, nachdem bei Flut der Abfluß zum Stillstand kommt. Die kurze Zeit der Öffnung ist die Sielzugzeit, die lange Zeit bis zur Wiederholung des Spiels die Sielschlußzeit. Falls das gesamte Wasser am Deichsiel durch Schöpfwerke abgepumpt wird, läßt sich aus deren Leistung der Abfluß ermitteln, im übrigen, insbesondere zur Ermittlung der Höchstabflüsse, müssen die Messungen außerhalb des Tidegebietes herangezogen werden. Ein Deichschöpfwerk muß so bemessen sein, daß es den maximalen Abfluß — gemittelt über einige Tiden — auch bei betriebsbedingten Pausen bewältigen kann. Solche Pausen entstehen durch zu große Druckhöhe bei hohen Außenwasserständen und Sperrstunden in der Stromzuführung.

Zur Ermittlung der Abflußspenden im Raum um Stade wird der Pegel Ramshausen herangezogen, dieser liegt an der Ramme, einem Nebenfluß der oberen Oste. Er erfaßt ein Nieder-

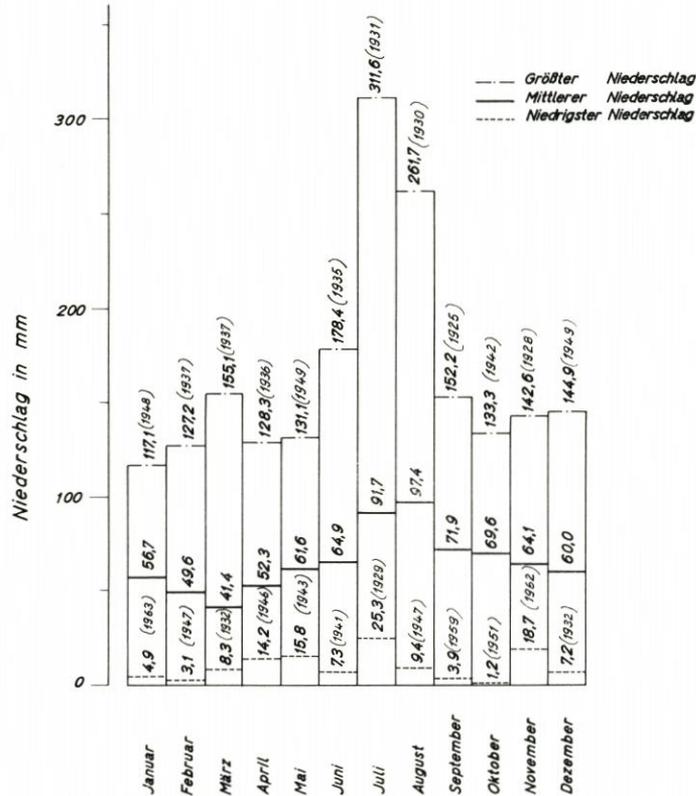


Abb. 1. Hauptzahlen der Niederschläge im Dienstbezirk des Wasserwirtschaftsamtes Stade aus den letzten 40 Jahren

*) Die Zahlen in eckigen Klammern beziehen sich auf das Schriftumsverzeichnis.

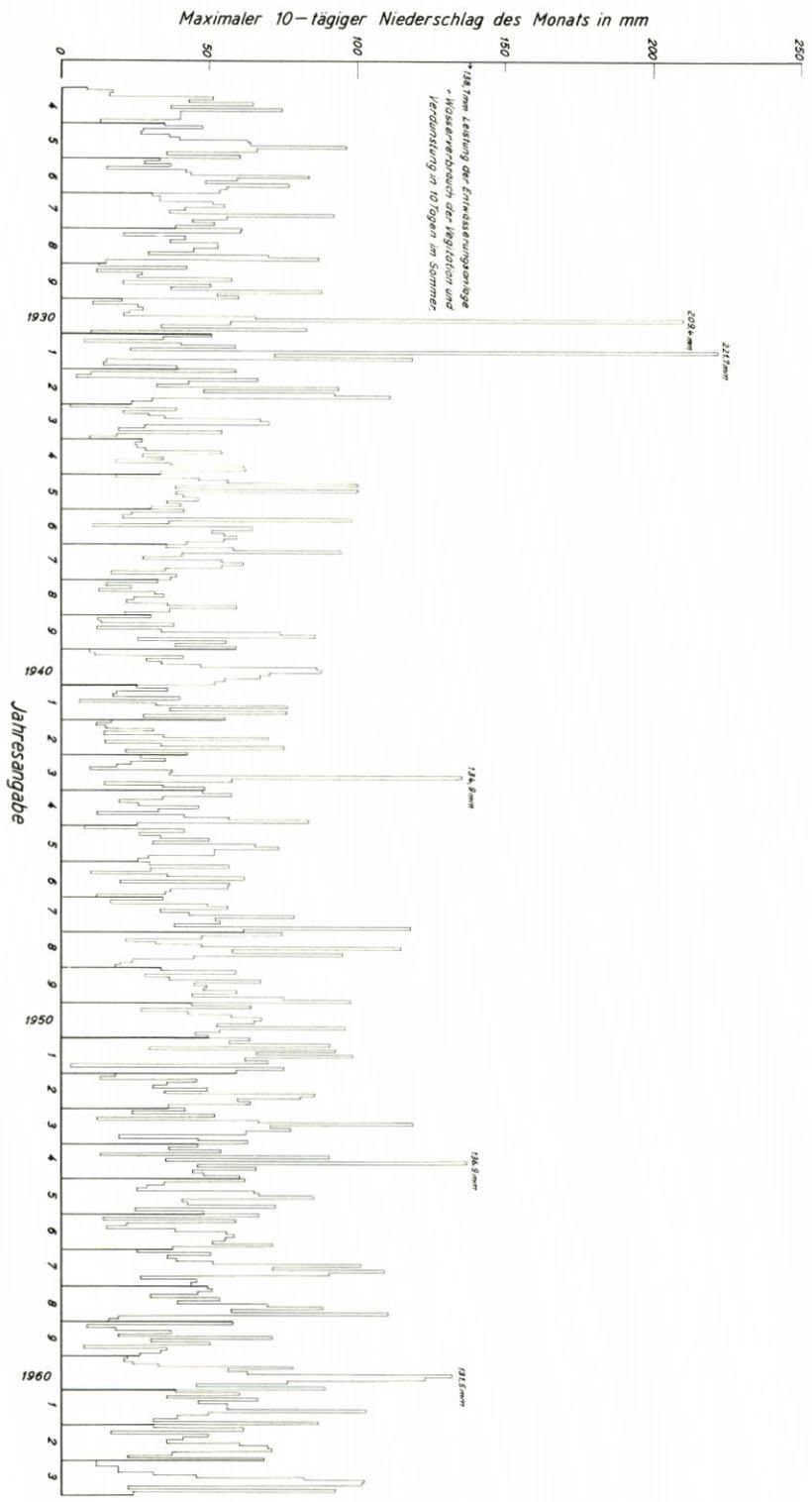


Abb. 2. Niederschlagssumme derjenigen Dekade (zehn zusammenhängende Tage) eines jeden Monats, die jeweils den größten Niederschlag brachten

schlagsgebiet von 65,1 km². Beobachtungen und Abflußmessungen liegen ab 1936 vor. Vergleiche dieser Abflußwerte mit Schöpfwerksleistungen bei großem Abfluß und annähernd gleichem Niederschlag in beiden Gebieten führten zu guter Übereinstimmung der Ergebnisse, so daß die in Ramshausen ermittelten Abflüsse in die Marsch bei Stade übertragen werden können.

In Trockenzeiten haben Marschgebiete ohne Fremdwasserzufluß (etwa von der Geest) keinen Abfluß, der Verbrauch durch Vegetation und Verdunstung ist dann gleich dem Zufluß aus den Niederschlägen. Qualmwasser aus dem Grundwasser und dem Tidevorfluter tritt nur in sandigen Gebieten auf und erreicht nur geringe Werte, die allerdings bei starker Absenkung des Wasserspiegels durch Schöpfwerke größer werden können. Das bisherige umfangreiche Grabensystem in der Marsch (10—15 % der Gesamtfläche) wirkt als Speicherbecken ausgleichend auf den Abfluß ebenso wie in gedrängten Flächen der entwässerte Porenraum des Bodens.

Ausschlaggebend für die Wirkung des Sielzuges ist die Höhe des Tideniedrigwassers (Tnw). Bei höherem Tnw steigt der Wasserstand in der Marsch an, das gleiche ist der Fall, wenn größere Niederschläge fallen. Beide Einflüsse überlagern sich, daher muß die ungünstigste Gesamtwirkung für die Bemessung der Vorflutanlagen zugrunde gelegt werden.

3. Natürliche Entwässerung

Maßgebend für die Entwässerung der Marsch ist das MTnw des Meeres und der Tidewasserläufe. Dieses fällt vor den einzelnen Deichschleusen verschieden tief ab. Einen nennenswerten Einfluß üben Querschnitt, Sohlenlage und Länge der Außenpriele aus. Während in dem freien Tidestrom und der Nordsee das MTnw um NN — 1,50 m schwankt, wird von der Deichschleuse ab in den Außenpriele ein Gefälle bis zu 1,50 m verbraucht. Bei solcher mangelhaften natürlichen Vorflut kann in der Marsch nur ein hoher Grabenwasserstand gehalten werden, der im Sietland zwangsläufig zur Naßwirtschaft (Grünland) führt.

Falls kein Schöpfwerk für die Abführung des Wassers aus der Marsch in den Tidevorfluter eingesetzt ist, spricht man von natürlicher Vorflut. Dies gilt auch, wenn durch Polderschöpfwerke die Vorfluter im Gebiet aufgepumpt werden, der weitere Ablauf aber natürlich bleibt. Bei der künstlichen Vorflut mit Schöpfwerken am Deichsiel gibt es verschiedene Abstufungen zwischen voller künstlicher Entwässerung und dem Einsatz von Hochwasserschöpfwerken, die nur bei Abflußspitzen und hohen Tidewasserständen ergänzend zur natürlichen Vorflut eingesetzt werden.

Der Niederschlag fließt in der ungedrängten Marsch in die Beetgräben, die in Abständen von 12—20 m meist in Richtung des natürlichen Gefälles verlaufen, d. h. vom Deich zum Sietland. Das Wasser wird von Querswasserläufen aufgenommen, die man z. B. an der Unterelbe mit „Wettern“ bezeichnet. Diese wiederum münden in einen Wasserlauf, der parallel zu den Beetgräben liegt, hier überwiegend „Fleth“ genannt. Das Fleth verläuft also entgegen dem natürlichen Gefälle im Sietland beginnend durch das „Hochland“ hindurch bis an das Deichsiel. Außerhalb des Deichsies beginnt der Außenpriel, der in den Tidefluß oder die See mündet. Die Länge des Außenpriele richtet sich nach der Ausdehnung des Vorlandes und ggf. der vorgelagerten Wattflächen.

Der Wasserspiegel im Binnenvorfluter, der sich am Ende der Sielschlußzeit oder, was dasselbe ist, mit Beginn der Sielzugzeit eingestellt hat, wird allgemein Stauspiegel genannt. Den zum Tnw zugehörigen Binnenwasserspiegel bezeichnet man mit Ebbespiegel (Abb. 3). Der Wasserspiegel am Ende der Sielzugzeit soll mit „Sielschlußspiegel“ eingeführt werden. Dieser liegt am Deichsiel über und im Sietland unter dem Ebbespiegel.

Die Abflußmengenganglinie am Siel während der Sielzugzeit ist in ihrem allgemeinen Verlauf in Abbildung 4 dargestellt. Der Abfluß, der am Siel in der Zeiteinheit s stattfindet, soll mit

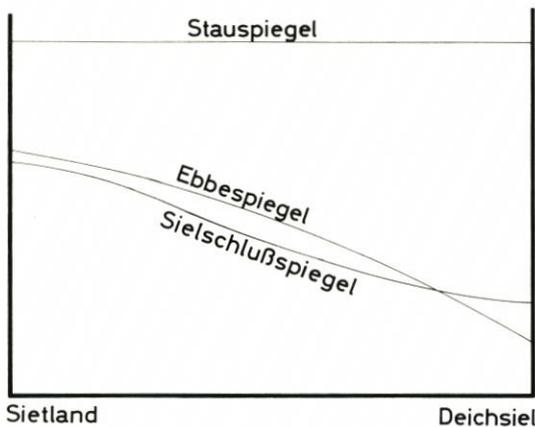


Abb. 3. Schematische Darstellung der drei wichtigsten Wasserspiegellagen im Binnenvorfluter eines Marschgebietes bei natürlicher Entwässerung

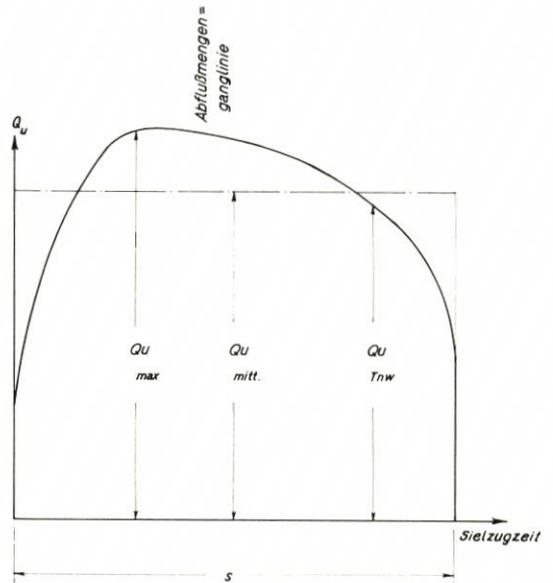


Abb. 4. Schematische Darstellung der Ganglinie Q_u am unteren Ende des Binnenvorfluters vor dem Deichsiel während Sielzugzeit

Q_u bezeichnet werden (m^3/s). Dem entsprechend ist $\sum Q_u$ (m^3) der summierte Abfluß während der Sielzugzeit, also die integrierte Abflußmengen-ganglinie.

Der Wert $\sum Q_u$ dividiert durch die Sielzugzeit s , angegeben in Sekunden, ist der mittlere Abfluß während der Sielzugzeit, mithin

$$Q_{u \text{ mitt}} = \frac{\sum Q_u}{s} \quad m^3/s \quad (1)$$

Der Größtabfluß soll mit $Q_{u \text{ max}}$ bezeichnet werden. Diejenige Wassermenge, die bei Eintritt des T_{nw} abfließt, sei $Q_{u \text{ Tnw}}$ (Abb. 4).

Sie entspricht häufig etwa dem mittleren Abfluß, so daß man auch setzen kann [3]:

$$Q_{u \text{ Tnw}} \approx \frac{\sum Q_u}{s} \quad (2)$$

Ferner ist:

$$Q_{u \text{ max}} = k \cdot \frac{\sum Q_u}{s}, \quad (3)$$

worin der Festwert $k > 1$ ist. Diese Gleichung soll zur Berechnung der Zubringer herangezogen werden.

Der Abfluß $\sum Q_u$ während der Sielzugzeit entspricht im allgemeinen dem Zufluß $\sum Q_z$ aus dem Niederschlagsgebiet F_N während einer Tide ($12,4 \cdot 3600 = 44640$ sec). Dann ergibt sich dieser Zufluß über eine Tide aus:

$$q_T = \frac{\sum Q_u}{44,64 \cdot F_N} \quad l/skm^2 \quad (4)$$

Der Zufluß $\sum Q_z$ während der Sielzugzeit (s) wird in dieser Zeit zunächst vom Speicherraum aufgenommen, so daß die Differenz zwischen Abfluß und Zufluß ($\sum Q_u - \sum Q_z$) dem

jeweiligen Stauraum entspricht. Die während der Sielschlußzeit (44 640 — s) in diesem Speicher-
raum aufnehmbare Abflußspende q_s ergibt sich somit zu:

$$q_s = \frac{(\sum Q_u - \sum Q_z) \cdot 1000}{F_N \cdot (44\,640 - s)} \quad \text{l/skm}^2 \quad (5)$$

Nimmt man während des gesamten Abflußvorganges die Abflußspende als konstant an und setzt man voraus, daß vor und nach der Berechnungstide der gleiche Stauspiegel vorhanden ist, ergibt sich:

$$q = q_T = q_s \quad (6)$$

Dieses ist die Leistung der Entwässerungsanlagen während einer Tide, sie soll daher hier mit „Tideleistung“ bezeichnet werden. Diese Leistung ist abhängig von der Höhe des Stau-
spiegels zu Beginn des Sielzuges,

der Höhe des jeweiligen T_{nw} und damit der Sielzugzeit sowie dem Druckgefälle, das sich im Siel einstellt und besonders der Leistung des Binnenvorfluters (Sohlenlage und Querschnitt). Einen weiteren Einfluß auf den Abflußvorgang übt das Beharrungsvermögen des Wassers aus. Hierdurch wird zu Beginn des Sielzuges die Fließgeschwindigkeit verzögert und gegen Ende beschleunigt. Beide Vorgänge heben sich jedoch auf.

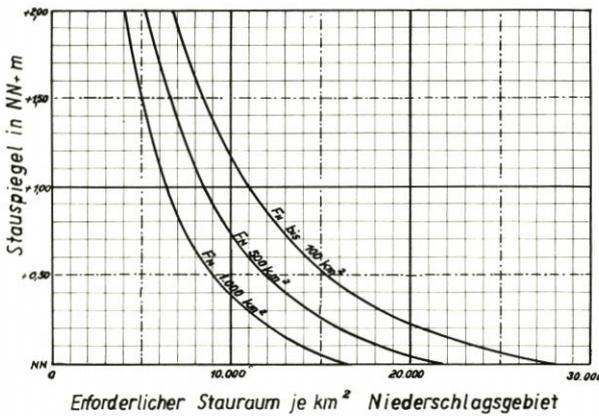


Abb. 5. Beziehung zwischen Stauspiegel und dem erforderlichen Stauraum in m^3 je km^2 Niederschlagsgebiet

Die Absenkung bei Sielzug setzt sich vom Deichsiel zum Sietland hin fort. Diese Fortpflanzungsgeschwindigkeit c kann auf Grund von Messungen gleich der Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit [2] zu:

$$c = \sqrt{g t} \quad (7)$$

gesetzt werden, worin t (in m) die Wassertiefe im vorhandenen Wasser bedeutet.

Die ungünstigsten Verhältnisse treten am Siel auf, wenn größerer Zufluß auf höhere Tiden trifft, wobei die Gewichte beider Einflüsse an jedem Siel verschieden sein können. Daher wurden in Tabelle 1 die neun ungünstigsten Perioden hoher Tiden (Pegel Cux-

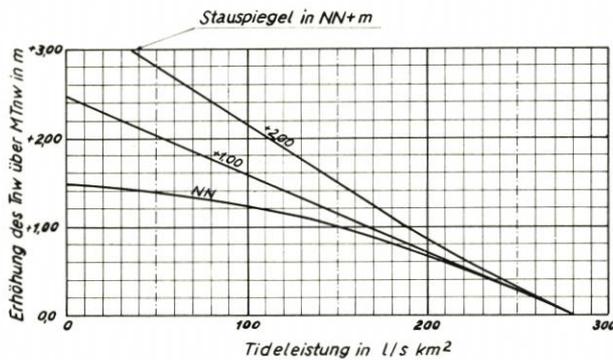


Abb. 6. Beziehung zwischen den Stauspiegelordinaten NN, NN + 1,00 m und NN + 2,00 m und der Tideleistung bei verschiedener Erhöhung des T_{nw} über MT_{nw}

haven) und hohen Abflusses (Pegel Ramshausen) der letzten 25 Jahre zusammengestellt. Mit diesen Werten läßt sich der erforderliche Stauraum in Abhängigkeit von der zulässigen Stauspiegelhöhe ermitteln. Das Ergebnis ist für verschieden große Niederschlagsgebiete in Abbildung 5 aufgetragen.

Tabelle 1

Periode	Datum	Tnw am Pegel Cuxhaven NN + m	Abflußspende		Periode	Datum	Tnw am Pegel Cuxhaven NN + m	Abflußspende	
			bei Tnw	l/s km ² q _{max}				bei Tnw	l/s km ² q _{max}
Januar 1938	28.	- 1,04	52	119	März 1951	22.	- 1,33	44	154
	29.	- 0,10	95			23.	- 0,69	78	
		+ 0,86	107				- 1,01	112	
	30.	+ 0,13	85			24.	- 0,67	146	
		- 0,54	75				- 1,11	131	
	31.	- 1,14	66		25.	- 1,45	98		
Februar 1940	27.	- 1,98	65	160	März 1956	26.	- 1,49	79	167
		- 1,76	85			29. II.	- 1,47	48	
	28.	- 1,59	107			1. III.	- 0,80	98	
		- 1,62	133				- 1,25	127	
	29.	- 1,67	160			2.	- 0,58	152	
	1. III.	- 2,01	115		- 0,45	147			
		- 1,87	74		3.	- 0,92	108		
Februar 1941	8.	- 1,08	100	275	Dezember 1960		- 1,32	77	117
	9.	- 1,17	184			3.	- 0,92	49	
		- 1,08	246			4.	- 0,63	92	
	10.	- 1,22	268				+ 0,37	109	
		- 1,14	208			5.	- 0,01	116	
	11.	- 1,27	90		- 0,57	101			
März 1942	17.	- 1,92	86	195	Februar 1962	6.	- 1,36	79	104,5
	18.	- 1,94	115				- 1,46	63	
		- 1,77	150			12.	- 1,03	32	
	19.	- 1,97	190				+ 0,78	42	
		- 2,11	143			13.	+ 0,38	78	
	20.	- 2,02	85		- 0,75	99			
		- 2,09	62		14.	- 0,41	71		
März 1947	18.	- 1,34	67	167		- 0,60	48	104,5	
		- 1,55	93		15.	- 1,21	33		
	19.	- 1,71	123			- 1,54	24		
		- 1,45	145		16.	- 0,59	26		
	20.	- 1,50	162			+ 1,67	29		
		- 1,35	156		17.	+ 1,69	35		
	21.	- 1,59	135			- 0,08	31		
		- 1,88	129		18.	- 1,56	24		
	22.	- 1,79	132						
	- 1,72	118							
	23.	- 1,52	96						
		- 1,41	79						

Die gespeicherte Wassermenge muß bei Sielzug durch die Entwässerungsanlagen abgeführt werden können. Dazu ist eine Tideleistung erforderlich, die sich wiederum aus der Stauspiegel-lage und der Erhöhung des Tnw ergibt. Diese Tideleistung ist für ein Niederschlagsgebiet bis zu 100 km² ermittelt und in Abbildung 6 aufgetragen. Bei größeren Niederschlagsgebieten vermindert sich die erforderliche Leistung (entsprechend Abb. 5) auf 77,5 % bei 500 km² und 59 % bei 1000 km².

4. Dränung

Eine gute Vorflut in den Marschen soll bezwecken, daß in möglichst allen Gebieten gedrängt werden kann. Der Nutzen der Dränung geht hier aber noch weit über die Entwässerung und Bodenbelüftung hinaus, da dann viele Gräben, die bisher für die Entwässerung erforderlich waren, verschwinden können. Dadurch entfällt die teure und arbeitsintensive Unterhaltung. Die früheren Grabenflächen können genutzt werden und der wirtschaftliche Maschineneinsatz wird erst möglich.

Bei Beobachtungen und Messungen in einem gedränten Marschgebiet (Kehdingen) konnte festgestellt werden, daß bei einem Regen besonders im Winter der Grundwasserstand sehr schnell ansteigt und nach dem Regen auch bald wieder abfällt. Der spannungsfreie Porenraum im Marschboden unterhalb der Mutterbodenschicht wurde bei den o. a. Beobachtungen im Winter zu etwa 2% ermittelt. Er ist im Sommer infolge der Saugkraft der Pflanzenwurzeln, die der Adhäsion des Wassers an den Bodenteilchen entgegenwirkt, größer als im Winter.

Die Dränung ist so zu bemessen, daß sie auch bei längeren Perioden großer Niederschläge das Wasser so abführt, daß die Grundwasseroberfläche unter Gelände bleibt, abgesehen von ausgesprochenen Katastrophenfällen, für die eine Bemessung unwirtschaftlich wäre. Hierbei sind das Aufnahmevermögen des Bodens, die Verdunstung und der Wasserverbrauch von Pflanzen zu berücksichtigen.

Nach G. SCHROEDER [5] beträgt die tägliche Verdunstung im November durchschnittlich $\frac{13}{30} = 0,43$ mm und im Monat Juli $\frac{67}{30} = 2,23$ mm.

Im Sommer kommt zu diesem Wert noch der Wasserverbrauch der Pflanzen hinzu. Er kann, ebenfalls nach SCHROEDER [5], zu 2 mm bis zu 5 mm je Tag angenommen werden. Es soll mit rd. 3 mm gerechnet werden.

Die Gesamtmenge wird mithin im

$$\begin{array}{l} \text{Sommerhalbjahr zu } 2,23 + 3 = 5,23 \text{ mm/Tag und} \\ \text{Winterhalbjahr zu } 0,43 \text{ mm/Tag angenommen.} \end{array}$$

Die 10tägigen Perioden hohen Niederschlags sind in Abbildung 2 dargestellt. Es fiel ein Niederschlag von 136,9 mm in 10 Tagen oder durchschnittlich 13,69 mm/Tag. Zieht man von diesem Betrag den Verlust an Verdunstung und Verbrauch durch die Vegetation von 5,23 mm ab, so verbleiben $13,69 - 5,23 = 8,46$ mm/Tag. Dies entspricht je km² einer Menge von

$$\frac{8,46}{10^3} \cdot 10^6 = 8460 \text{ m}^3/\text{Tag oder } 8460000 \text{ Liter/Tag. Auf eine Sekunde entfallen mithin}$$

$$\frac{8460000}{86400} = 98 \text{ oder rund } 100 \text{ l/skm}^2.$$

Die ungünstigsten Winterverhältnisse traten gemäß Abbildung 2 im Monat November 1947 auf. Während dieser Zeit fiel in 10 Tagen ein Niederschlag von 120,4 mm. Hiervon kann außer der Verdunstung auch die Speicherung im Boden einschließlich Mutterbodenschicht abgezogen werden, da im Winter beim Anstieg des Grundwassers bis zur Oberfläche keine Vegetation geschädigt wird. Der Porenraum wird in der unteren 60 cm starken Schicht über der Dränung mit 2% = 12 mm und in der 30 cm starken Mutterbodenschicht zu 10% = 30 mm angesetzt, so daß sich als Speichermöglichkeit rd. 42 mm ergeben. Das entspricht den Beobachtungen, da ein kurzzeitiger Sturzregen von 46,3 mm (4. 12. 1960) noch voll im gedränten Boden aufgenommen wurde.

Wird die genannte Speichermöglichkeit von 42 mm in die Bilanz der oben erwähnten 10-Tage-Periode eingesetzt, so erhält man — ausgedrückt in Niederschlagshöhe (mm) — folgendes Bild:

Die Gesamtmenge beträgt 120,4 mm. Hiervon sind der Speicherraum von 42 mm und die Verdunstung in 10 Tagen von $(0,43 \cdot 10) = 4,3$ mm abzuziehen. Es verbleibt mithin eine erforderliche Abflußleistung von $120,4 - (42,0 + 4,3) = 74,1$ mm oder durchschnittlich 7,41 mm/Tag.

Diese liegt unter der oben für den Sommer errechneten Leistung von 8,46 mm/Tag, so daß für den Winter ebenfalls die Leistung der Dränung mit 100 l/skm^2 ausreichend bemessen ist.

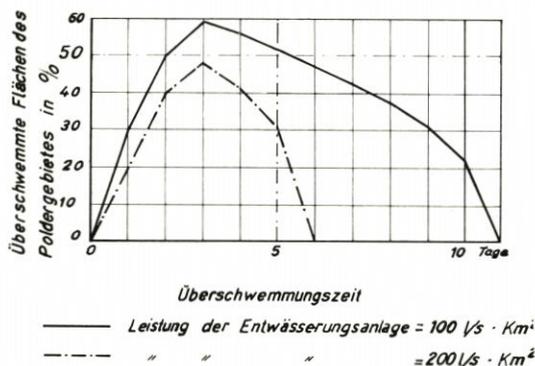


Abb. 7. Ganglinie der Größe der überschwemmten Flächen in %-Angabe vom gesamten Poldergebiet im Monat August 1930

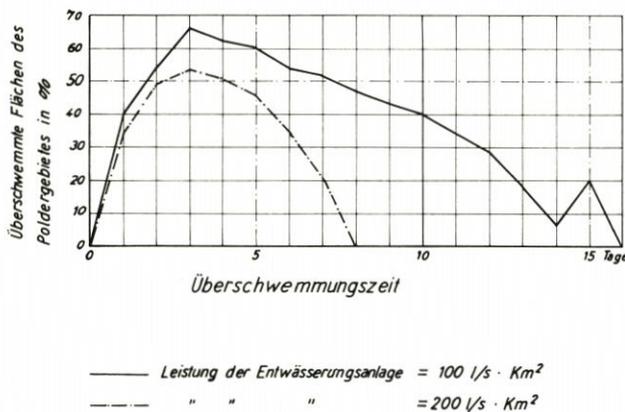


Abb. 8. Ganglinie der Größe der überschwemmten Fläche in %-Angabe vom gesamten Poldergebiet im Monat Juli 1931

den miteinander verbunden, um die Bodenbelüftung zu fördern. Die Sauger sind mit gutem Filtermaterial (Torfmull) zu umhüllen.

Die Sammler (mind. $\varnothing 8$ cm) erhalten ein Gefälle von wenigstens 0,25% und eine Länge von etwa 200 m. Sie werden auf eine Abflußspende von 100 l/skm^2 bemessen.

Bei Tonrohren und geschlitzten Kunststoffrohren müssen auch die Sammler umhüllt werden.

In die Sammler sind zur Kontrolle des Abflusses und zur Reinigung in gleichen Abständen an mindestens 3 Saugereinmündungen Überflurschächte einzubauen. Ein Schacht befindet sich am oberen Ende des Sammlers. Die Ausmündung der Sammler in die Hauptrohrleitung liegt

Bei dieser Leistung würden nur in den niederschlagsreichsten Monaten, nämlich im August 1930 und Juli 1931 kurzfristige Überschwemmungen aufgetreten sein, die sich noch nicht einmal in Folge der Beetwölbungen auf die volle Beetbreite erstreckt hätten (siehe Abb. 7 und 8).

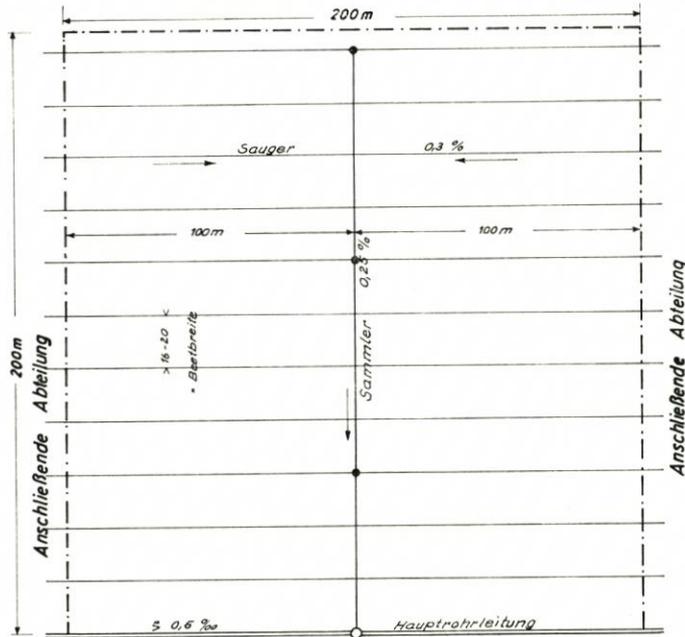
Durch eine Vergrößerung der Entwässerungsanlagen auf die doppelte Leistung von 200 l/skm^2 , was an sich unwirtschaftlich sein würde, ließe sich die Überschwemmung nicht verhindern, sondern nur die Überschwemmungszeit um etwa die Hälfte verringern. Da aber selbst im Sommer alle 100 Jahre eine Überschwemmung bis zu 2 Wochen in Kauf genommen werden darf, liegt keine Veranlassung vor, die Leistung der Entwässerungsanlage noch höher als 100 l/skm^2 zu bemessen.

Bei den Systemdränungen in der Marsch des Stader Raumes haben sich aus den Erfahrungen folgende Grundsätze entwickelt. Die Sauger $\varnothing 6,5$ cm (wegen Verockerungsgefahr) mit mindestens 0,3% Gefälle und 100 m Länge liegen mindestens 1,10 m unter Beetrücken oder 0,70 m unter Beetrand, d. i. rd. 0,90 m unter mittlerem Gelände. In Obstbau-

gebieten werden die Werte um 10 cm erhöht. Die Sauger der angrenzenden Dränabteilungen werden

(1,10 + 0,30 + 0,50) = 1,90 m unter Beetrücken bzw. 1,70 m unter mittlerem Gelände. Die Sauger werden unmittelbar neben die Beetgräben gelegt, dadurch entspricht der Dränabstand der Beetbreite. Eine Dränabteilung hat nach den o. a. Maßen (Abb. 9) eine Größe von rd. 4 ha.

Der Abfluß zu den Saugern wird bestimmt durch das Gefälle des Grundwassers (h_{GR}) vom höchsten Punkt der Grundwasseroberfläche (unter Beetrücken) zur Oberkante der Sauger. Dieses Gefälle ist abhängig von der Durchlässigkeit des Bodens, der Strangentfernung und der Abflußspende (Abb. 10). Auf Grund von Beobachtungsergebnissen konnte die Beziehung zwischen dem absoluten Gefälle h_{GR} des Grundwassers und der Abflußspende q zu



- Überflurschacht im Sammler 0,40 m \varnothing
- Schacht in der Hauptrohrleitung 1,00 m \varnothing

Abb. 9. Darstellung einer normalen Dränabteilung in der Marsch im Dienstbezirk des Wasserwirtschaftsamtes Stade

$$q = 150 \cdot h_{GR}^{1,4} \quad (8)$$

ermittelt werden.

Abbildung 11 gibt die zeichnerische Darstellung der Gleichung 8 wieder.

5. Künstliche Vorflut

Die Sammlerausmündung des rund 4 ha großen Dränfeldes (Abb. 9) hat unter der Annahme, daß das Gelände eben ist, folgende Tiefenlage:

Sauger unter mittlerem Gelände	0,90 m
Saugergefälle 100 m zu 3 ‰	0,30 m
Sammlergefälle 200 m zu 0,25 ‰	0,50 m
<hr/>	
Ausmündung unter mittlerem Gelände	1,70 m

Der Wasserstand in der Hauptrohrleitung muß also 1,70 m unter mittlerem Gelände liegen. Diese Wassertiefe ist in der Marsch nur durch die künstliche Entwässerung mit Schöpfwerken zu erreichen.

Es hat sich in letzter Zeit als sehr unwirtschaftlich erwiesen, diesen Wasserstand durch ein Schöpfwerk (Deichschöpfwerk oder Tideschöpfwerk [1]) für ein großes Niederschlagsgebiet zu

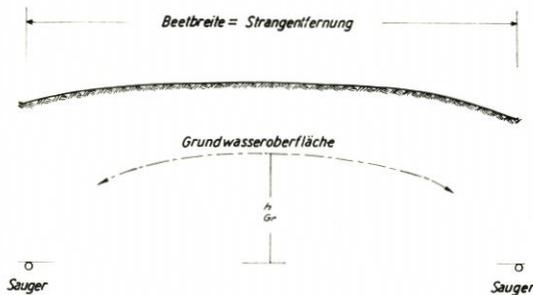


Abb. 10. Schematische Darstellung des absoluten Gefälles h_G der Grundwasser Oberfläche zwischen Beetrücken und Oberkante Sauger

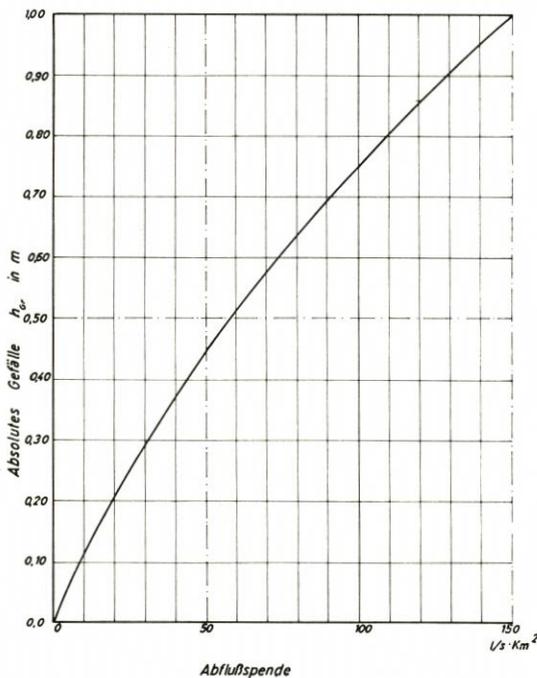


Abb. 11. Beziehung zwischen dem absoluten Gefälle h_G der Grundwasser Oberfläche und der Abflußspende im Polder Witt im Deich- und Schleusenverband Wischhafen, Kreis Stade

halten, da dafür tiefe und breite Zubringer erforderlich sind, deren Bau und Unterhaltung sehr teuer wird. Es ist daher zweckmäßig, das Gebiet in kleinere Polder aufzuteilen und mit einem Polderschöpfwerk (Tiefgebietsschöpfwerk [1]) den Zubringer zum Deichsiel oder Deichschöpfwerk aufzupumpen, so daß hierfür kein Ausbau erforderlich ist. Da dann auch der Wasserstand im Zubringer höher gehalten werden kann als bisher, ist in vielen Gebieten die weitere natürliche Entwässerung möglich. Das Deichschöpfwerk muß dann aber als Hochwasserschöpfwerk (Entlastungsschöpfwerk [1]) eingesetzt werden, um zu vermeiden, daß durch den Zulauf von den Polderschöpfwerken der Wasserstand im Zubringer über seine Ufer bzw. Deiche tritt. Die günstigste Größe für einen Polder ergibt sich aus dem niedrigsten Wert der Bau-, Betriebs- und Unterhaltungskosten für die Zubringer und das Schöpfwerk. Als wirtschaftlichste Gebietsgröße für die Zusammenfassung zu einer Hauptrohrleitung (oder offenem Zubringer) hat sich etwa 50 ha erwiesen. Je nach örtlichen Verhältnissen können 2—4 solcher Abteilungen an ein Polderschöpfwerk angeschlossen werden, so daß die wirtschaftliche Poldergröße zwischen 100 und 200 ha liegt. Für größere Gebiete werden die Bau- und Unterhaltungskosten für den Zubringer, sowohl offen als auch verrohrt, im allgemeinen so teuer, daß die Aufteilung in weitere Poldergebiete zweckmäßiger ist. Die Abgrenzung hängt jedoch wesentlich von den örtlichen Verhältnissen ab.

Auch bei Abteilungsgrößen über 50 ha sollte man die Zubringer möglichst verrohren, da dann die durch den Arbeitskräftemangel sehr fraglich gewordene Grabenunterhaltung entfällt, die Grabenfläche als Nutzfläche gewonnen wird sowie Bewirtschaftung und Maschineneinsatz erleichtert werden. Da der aufgepumpte Zubringer keiner oder nur geringer Unterhaltung bedarf, ist damit hinsichtlich der Unterhaltungslasten der Idealzustand erreicht.

In einzelnen Fällen, in denen Polderschöpfwerke weit vom Deich entfernt liegen oder der Zubringer in der hohen Marsch tief unter Gelände liegt, kann es wirtschaftlich sein, zur Vermeidung hoher Ausbaurkosten des Zubringers sowie zur Verbesserung seiner Leistung ohne Ausbau ein Stufenschöpfwerk zwischenschalten. In diesem Falle pumpt das Polderschöpfwerk das

Wasser dem Stufenschöpfwerk zu. Das Stufenschöpfwerk hebt das Wasser in die 2. Haltung, die dann frei durch das Siel oder mit einem Deichschöpfwerk in den Außenvorfluter entwässert. Falls kein Deichschöpfwerk vorhanden ist, muß der Zubringer so bemessen und bedeicht werden, daß er während der längsten Sielschlußzeit (s. Abschnitt 2) den Zulauf von den Polderschöpfwerken bzw. vom Stufenschöpfwerk speichern kann. In den meisten Fällen ist es wirtschaftlicher, statt der Bedeichung ein Deichschöpfwerk (Tideschöpfwerk [1]) zu errichten. Die Pumpkosten beim Deichschöpfwerk werden dann meistens durch die Einsparungen an Pumphöhe bei den übrigen Schöpfwerken ausgeglichen, da das Deichschöpfwerk nur bei Hochwasserabfluß und ungünstigeren Außentiden eingeschaltet zu werden braucht.

Die Polderschöpfwerke werden für eine Leistung von 100 l/skm² bemessen, die dem Größt-abfluß aus der Dränung entspricht. Es ist zweckmäßig, diese Leistung in zwei elektrisch betriebene Pumpenaggregate aufzuteilen, damit bei Ausfall einer Pumpe noch eine zweite vorhanden und bei normalem Abfluß nur die halbe Leistung aufzuwenden ist. Zweckmäßig sind beide Pumpen gleich, da sie dann wechselweise als Betriebspumpe geschaltet werden können.

Der Betrieb wird durch automatische Schaltvorrichtungen gesteuert. Hierbei hat sich folgendes Schaltschema als zweckmäßig erwiesen: Der Einschaltwasserstand der 1. Pumpe entspricht der Sohlenordinate der Ausmündung des Sammlers, der am niedrigsten liegt. Der Ausschaltwasserstand liegt 10 cm über der Sohle der Hauptrohrleitung an ihrer Einmündung in das Schöpfwerk. Die zweite Pumpe setzt ein, wenn der Zufluß höher als 50 l/skm² und dadurch der Einschaltwasserstand der 1. Pumpe um 5 cm überschritten ist. Der Ausschaltwasserstand liegt 10 cm über dem Ausschaltwasserstand der 1. Pumpe.

Bei einer größeren Anzahl von Polderschöpfwerken, die sich an einem Binnenvorfluter befinden, lohnt sich die Anlage einer gemeinsamen Starkstromleitung. Für eine Gruppe von einigen Polderschöpfwerken wird ein Masttransformator aufgestellt, der niederspannungsseitige Anschluß geschieht durch Kabel. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, für das Polderschöpfwerk ein kleines Gebäude (1,50 × 2,00 m) in Mauerwerk zu errichten, um die Maschinen und Schaltvorrichtung ausreichend zu schützen und Arbeitsgerät und Material unterbringen zu können.

Die Hauptrohrleitung, (d. h. der verrohrte Vorfluter) wird auf eine Leistung von 100 l/skm² bemessen. Sie liegt durchgehend unter der Oberkante der Dränausmündungen. Das Mindestgefälle beträgt 0,5 ‰. Es werden Betonrohre verwendet, die gegen aggressive Wässer besonders geschützt sind. Bis zu der Rohrlichtweite von 0,50 m (zum Anschluß bis zu 100 ha) werden Falzrohre mit Fugenband verlegt, darüber hinaus sind Glockenmuffenrohre mit Dichtungsring vorzusehen.

Als Unterlage für die Hauptrohrleitung sind Holzbohlen (Eiche, ungesäumt) von 4 cm Stärke erforderlich, um eine sichere Auflagerung zu gewährleisten. Die Hauptrohrleitung muß während der Arbeitspausen des Polderschöpfwerkes den Zufluß so aufspeichern, daß sich die Anzahl der täglichen Schaltspiele in erträglichen Grenzen hält.

Die Zahl der täglichen Schaltspiele (S) sollte aus hydraulischen sowie aus betrieblichen Gründen bei der 1. Pumpe 30 und

bei der 2. Pumpe 50 nicht überschreiten.

Da die maximale Zahl der Schaltspiele für jede Pumpe eintritt, wenn der auf sie entfallende Zufluß gleich ihrer halben Leistung ist, errechnet sich der Stauraumbedarf zu

$$\Sigma Q = \frac{q}{2 \cdot 100} \cdot \frac{24}{2 \cdot S} \cdot \frac{3600}{1000} \cdot F_E. \text{ Dies ergibt bei der 1. Pumpe}$$

$$\Sigma Q = \frac{50}{2 \cdot 100} \cdot \frac{24}{2 \cdot 30} \cdot \frac{3600}{1000} \cdot F_E = 0,36 \cdot F_E \quad (9)$$

und bei der 2. Pumpe

$$\Sigma Q = \frac{50}{2 \cdot 100} \cdot \frac{24}{2 \cdot 50} \cdot \frac{3600}{1000} \cdot F_E = 0,216 \cdot F_E \quad (10)$$

(F_E = Einzugsgebiet in ha)

Das Deichschöpfwerk und gegebenenfalls auch das Stufenschöpfwerk sind so zu bemessen, daß sie den gesamten Abfluß der Polderschöpfwerke und dazu den Oberflächenabfluß von

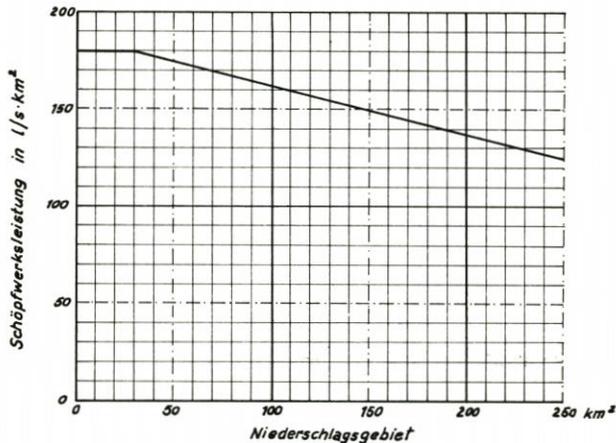


Abb. 12. Beziehung zwischen Leistung des Deichschöpfwerkes und dem Niederschlagsgebiet im Dienstbezirk des Wasserwirtschaftsamtes Stade

abgesetzt werden kann, etwa wie in Abbildung 12 dargestellt ist. Die Angaben der Abbildung 12 haben sich im hiesigen Dienstbezirk als ausreichend erwiesen.

Beim Stufenschöpfwerk gelten hier sinngemäß die gleichen Ausführungen wie beim Deichschöpfwerk.

Die Bemessung des Hochwasserschöpfwerkes richtet sich nach der Abflußspende, die noch auftritt, wenn der Stauraum binnen gefüllt ist. Da die örtlichen Verhältnisse ganz verschieden sind, lassen sich keine allgemein gültigen Leistungsangaben machen als nur diese, daß die Leistung kleiner ist als es der Abbildung 12 (Leistung des Deichschöpfwerkes) entspricht.

Die nachstehenden allgemeinen Angaben gelten für sämtliche Schöpfwerke:

a) Der Kraftbedarf, ausgedrückt in KW, ermittelt sich zu

$$KW = 20 \cdot Q \cdot h \quad (11)$$

Hierin bedeutet:

Q die Pumpenleistung in m³/s

h die geodätische Förderhöhe in m.

b) Der Blindstrom muß durch den Einbau eines Kondensators vermieden werden.

c) Jedes Schöpfwerk ist mit einer Freiflutanlage auszurüsten.

Der Gleichung (11) liegt ein Wirkungsgrad der Gesamtanlage von 0,50 zugrunde.

Fremdgebieten und das Qualmwasser abpumpen können. Außerdem müssen sie eine Reserveleistung für Ausfallzeiten durch hohe Außenwasserstände und Sperrstunden haben. Auch ist bei gedrängten Gebieten zu berücksichtigen, daß nur ein verringertes Grabensystem verbleibt, das empfindlich gegen Wasserstandserhöhungen ist, so daß zum Ausgleich eine weitere Reserveleistung vorgesehen werden muß. Hiernach ergibt sich, daß die Leistung der Deichschöpfwerke jedenfalls reichlich bemessen werden sollte. Für kleine Gebiete wird daher eine Leistung von 180 l/skm² für erforderlich gehalten, die bei größeren Niederschlagsgebieten herab-

Bei der Bemessung des Zubringers zum Deich- oder zum Stufenschöpfwerk wird, sofern Polderschöpfwerke vorhanden sind, keine Rücksicht mehr auf eine bestimmte Entwässerungstiefe zu nehmen sein. Es ist vielmehr möglichst zu vermeiden, daß die Binnenvorfluter die Triebsandvorkommen anschneiden. Die Fließgeschwindigkeit darf im allgemeinen 0,50 m/s nicht überschreiten. Deshalb wird man in den meisten Fällen den Wasserstand nicht unter die günstigste Wasserspiegellage absenken. Unter der günstigsten Wasserspiegellage soll diejenige Wasserspiegellage verstanden werden, bei der die Absenkung während Pumpbetrieb über einen bestimmten Punkt hinaus nicht mehr vorgetrieben werden kann. Die Länge der günstigsten Wasserspiegellage entspricht folgenden Abständen:

a) Ein Stufenschöpfwerk ist nicht vorhanden:

Die günstigste Wasserspiegellage reicht vom Deichschöpfwerk bis zum entferntesten Polderschöpfwerk.

b) Es ist ein Stufenschöpfwerk vorhanden:

Die günstigste Wasserspiegellage für das Deichschöpfwerk reicht von diesem Schöpfwerk bis zum Stufenschöpfwerk. Die günstigste Wasserspiegellage für das Stufenschöpfwerk erstreckt sich bis zum entferntest gelegenen Polderschöpfwerk.

Der Zubringer zum Hochwasserschöpfwerk dient in erster Linie der natürlichen Entwässerung. Das Hochwasserschöpfwerk wird nur in seltenen Fällen einspringen müssen. Die Abmessungen, die für die natürliche Entwässerung erforderlich sind, werden für die Anforderung, die das Hochwasserschöpfwerk stellt, stets ausreichen. Daher bedarf es in diesem Falle keiner besonderen Berechnung mehr für eine künstliche Entwässerung.

6. Zusammenfassung

Die charakteristische Geländeform in den Marschen bringt schon erhebliche Schwierigkeiten für die Entwässerung mit sich, die durch die natürliche Entwicklung noch weiter verschlechtert werden. Der maximale Abfluß ist in der Marsch wegen des Tideeinflusses nur schwer zu ermitteln, es müssen daher die Messungen auf der Geest herangezogen werden. Die ungünstigsten Entwässerungsverhältnisse treten auf, wenn länger anhaltende hohe Abflußspenden mit mehreren hohen Tiden zusammenfallen. Bei der natürlichen Entwässerung schwankt der Wasserstand in dem umfangreichen Grabensystem der Marsch etwa zwischen dem Stauspiegel und dem Sielschlußspiegel, der sich am Ende des Sielzugs einstellt. Die Füllung und Leerung des Speicherraumes zwischen diesen beiden Spiegeln ist das Maß für die Leistung der Entwässerungsanlagen in einer Tide (Tideleistung).

Der bei der natürlichen Entwässerung je km² benötigte Stauraum ist auf Grund von Untersuchungen der ungünstigsten neun Perioden bestimmt worden. Das Ergebnis enthält Abbildung 5. Die erforderliche Tideleistung geht aus Abbildung 6 hervor.

Für die Dränung der Marschen wird aus dem Abfluß in zehntägigen Perioden nachgewiesen, daß die Bemessung auf eine Abflußspende von 100 l/skm² ausreicht. Grundsätze für die Anlage der Dränssysteme werden angegeben. Anzustreben sind Dränabteilungen für 4 ha mit Saugern von 100 m Länge und mindestens 0,3 ‰ Gefälle und Sammler mit 200 m Länge und mindestens 0,25 ‰ Gefälle. Die Tiefenlage der Dränausmündung erfordert eine künstliche Entwässerung. Aus den hohen Kosten für die tiefen Gräben der Rohrleitungen ergibt sich die wirtschaftlichste Poldergröße zu 100 bis 200 ha. Die zweckmäßige Ausbildung der Polderschöpfwerke wird angegeben. Die weitere künstliche Entwässerung soll durch Stufen- und Deichschöpfwerke sichergestellt werden. Ihre erforderlichen Leistungen sind aus Abbildung 12 zu ersehen.

Schriftenverzeichnis

1. DIN 1184: Schöpfwerke. Abschnitt 1,3.
2. Die Hütte: Teil Hydromechanik.
3. LIESE, Rudolf: Zur Berechnung der Abflußleistung der Binnengewässer in der Marsch (Sielzugberechnung). Dtsch. Gewässerkd. Mitt. Jg. 4, 1960, H. 1, S. 7—11.
4. MÜLLER-SPÄTH, W., HALL, G.: Entwässerung von Marschländereien in Kehdingen. Wasser u. Boden 1961, H. 9, S. 329.
5. SCHRÖDER, G.: Landwirtschaftlicher Wasserbau. 2. Aufl. 1950.
6. Wetteramt Bremen: Niederschlagsmessungen des Wetteramts Bremen.