

Günter Peter, Heinz Fahrner:

Optimierung von Entlastungsbauwerken und Entlastungsschwellen in der Mischkanalisation

Inhalt:

1. Ausgangssituation
2. Möglichkeiten der Entlastungsmessung
3. Hydraulische Situation an heutigen Entlastungsanlagen
4. Dynamik der überfallhöhenabhängigen Entlastungsmessung
5. Vergleich einer optimierten Schwelle mit dem scharfkantigen Wehr nach A 111
6. Einfluß einer Tauchwand auf das Entlastungsverhalten, allgemein
7. Einfluß einer Tauchwand auf ein optimiertes Meßprofil
8. Einfluß der Wasserspiegelabsenkung auf das Meßergebnis
9. Aufgaben künftiger Entlastungsbauwerke und -Schwellen

1. Ausgangssituation

Das Entlastungsverhalten von Regenüberlaufbecken und Regenüberläufen in Mischwassernetzen ist noch weitgehend unbekannt.

In Deutschland wurden bekanntlich in den letzten 20 Jahren, allein in den alten Bundesländern, über 10.000 Regenüberlaufbecken gebaut und es besteht eine noch viel höhere Zahl von Regenüberläufen.

Im Laufe der letzten 10 Jahre haben deshalb viele Überlegungen zu diesem Thema stattgefunden (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13) und es wurde immer wieder die systematische Gewinnung von Entlastungsdaten gefordert.

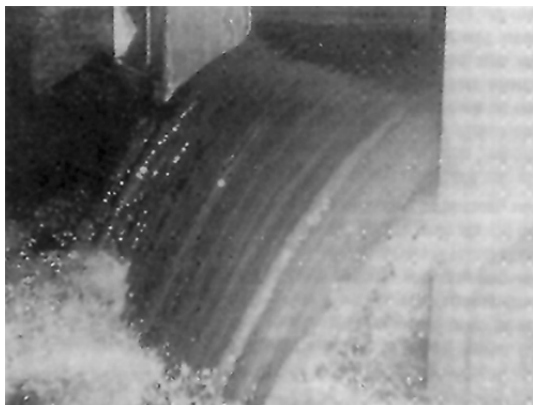
Aufgrund wasserwirtschaftlicher Auflagen in einzelnen Bundesländern gewinnt das Thema der Entlastungsmessung zunehmend an Bedeutung. So werden für Regenüberlaufbecken bereits seit 1986 (14), durch die neue A 128 (15) und inzwischen auch durch Länderrichtlinien im Zuge der Eigenkontrollverordnung Nachweise für Einstau- und Überlaufereignisse gefordert.

Z.T. muß auch der Nachweis erbracht werden, daß die für das einzelne Entlastungsbauwerk in der wasserrechtlichen Genehmigung festgelegte jährliche Entlastungsrate nicht überschritten wird, was eine quantitative Messung erfordert.

Die Tendenz ist nicht auszuschließen, daß auf Sicht generell Entlastungsmengen und später evtl. auch Überlauffrachten zu ermitteln oder gar die Beckenabflüsse danach zu steuern sind (16).

Dies bedeutet, daß an exponierten Entlastungsbauwerken künftig gemessen werden muß.

Solche Meßergebnisse sind auch notwendige Voraussetzungen (17, 18, 19) für



- die Erhebung von Grundlagen- und Betriebsdaten
- die Nachprüfung und Kontrolle bereits bestehender Bauwerke
- die Bemessung künftig zu bauender Regenbecken
- die Kalibrierung von Niederschlags-Abflußmodellen
- z.T. die lokale Abflußsteuerung
- die übergeordnete Steuerung von Kanalisationsnetzen

Abb. 1: Entlastungsbauwerk in Tätigkeit

beeinflußt (20) durch

Die Güte einer Entlastungsmessung wird im wesentlichen

- baulich bedingte Fehler (z.B. Schwelle nicht exakt waagrecht gebaut)
- Meßgerätefehler (z.B. alterungsbedingter Geräte-Drift)
- Positionierungsfehler des Meßgerätes (z.B. Gerätemontage direkt über der Schwelle)
- hydraulisch bedingter Fehler (z.B. unvollkommener Überfall durch Rückstau in der Entlastungsleitung)
- Berechnungsfehler (z.B. falscher hydraulischer Beiwert in der Berechnungsformel)

2. Möglichkeiten der Entlastungsmessung

Die Entlastungsmessung in der Mischkanalisation ist mit folgenden Meßverfahren möglich:

- geschwindigkeitsabhängig in der Entlastungsleitung
- füllstandsabhängig in der Entlastungsleitung oder
- höhenabhängig am Entlastungswehr

Soll geschwindigkeitsabhängig und mit relativ geringem Fehler gemessen werden, so können magnetisch-induktive Durchflußmesser (MID) zum Einsatz kommen. Als typische Toleranzen werden von den Herstellern klassischer MID-Gleichfeldgeräte heute Fehler um 0,5% vom Durchfluß genannt - wenn in einem Bereich oberhalb 10 % vom Meßgeräteendbereich gemessen wird und eine sachgerechte Geräteanordnung erfolgt, wobei diese Genauigkeit von den Meßgeräteherstellern durch Kalibrierung vor Auslieferung nachgewiesen wird.

In einer Entlastungsleitung, die in aller Regel als Freispiegelleitung ausgeführt ist, wird ein solches MID-Meßgerät dann in Verbindung mit gedükertem Meßrohr eingesetzt, weil beim klassischen MID mit einem Elektrodenpaar ein Meß-Betrieb in der Freispiegelleitung nur bei Meßrohrvöllfüllung möglich ist (21,57).

Bei den großen Dimensionen von Entlastungsleitungen, die - je nach Einzugsgebiet - üblicherweise bei DN 800 bis DN 2000 - und darüber - liegen, erfordert dies beachtlich große Meßbauwerke, verbunden mit Investitionskosten für die Bauwerke in der Größenordnung von 6-stelligen DM-Beträgen und 5-stelligen Beträgen für die Meßgeräte (22).

Ein solches Meßverfahren, das aus der Sicht des Meßtechnikers die ideale Lösung wäre, kann deshalb aus wirtschaftlichen Erwägungen nur an außergewöhnlichen Betriebspunkten realisiert werden.

Ein MID-Meßgerät mit 3 Elektrodenpaaren zur Messung der Teilfüllung (59) erscheint aufgrund der derzeit feststellbaren Toleranzen für diese Aufgabe nicht geeignet.

Die für die Entlastungsmessung von verschiedenen Herstellern für solche Aufgaben empfohlenen Meßgeräte, welche mit einer geschwindigkeitsabhängigen Komponente nach dem Ultraschall-Laufzeitverfahren oder Doppler-Prinzip arbeiten und durch eine Höhenmessung (Echolot, Druck oder Einperlung) ergänzt werden (26), bedürfen ebenfalls noch einer praktischen Bewährung (24, 25).

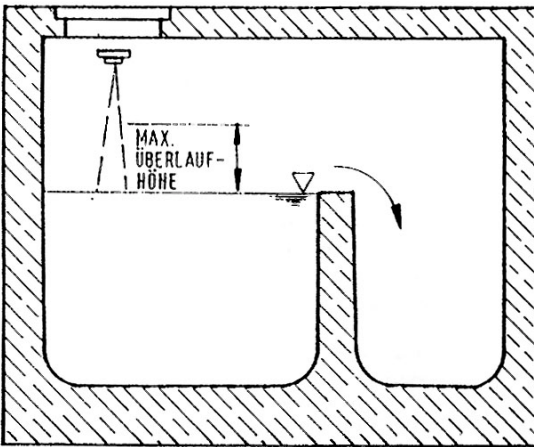
Bei den häufig kleinen Entlastungsraten, die Fülltiefen von wenigen Zentimetern in der Entlastungsleitung entsprechen, erscheint auch die Frage berechtigt, ob solche Geräte physikalisch bedingt überhaupt mit der erforderlichen Genauigkeit arbeiten können.

Auch ist nicht ganz klar, wie eine bauwerksbezogene Kalibrierung oder ein Test unter Betriebsbedingungen erfolgen soll, nachdem sich im Entlastungskanal praxisnahe Durchsatzmengen und Fließgeschwindigkeiten meßtechnisch nicht simulieren lassen.

Eine rein fülltiefenabhängige Meßwertermittlung in der Entlastungsleitung - z.B. mit Echolot und unter Verzicht auf ein besonderes Meßbauwerk - ist unter Berücksichtigung der Problematik der Teilfüllungsmessung in geschlossenen Kanälen (27, 28, 29, 30, 31, 32) fragwürdig.

Bei Rückstau einfluß vom Vorfluter wird diese Problematik noch undurchsichtiger.

Damit verbleibt für eine wirtschaftliche Messung der entlasteten Wassermengen nur die Überfall-Höhenmessung gemäß Abb. 2, wobei für die Meßwerterfassung Echolote, Drucksensoren oder Einperlmeßgeräte eingesetzt werden können (19).



Bei einer solchen Lösung bleiben die Investitionskosten in aller Regel bei 4-stelligen DM-Beträgen und es fallen keine erheblichen Mehraufwendungen für das Meßbauwerk an.

Dabei sollte jedoch bedacht werden, daß diese Art der Entlastungsmessung nur akzeptable Ergebnisse ermöglicht, wenn die in Abschnitt 1 erwähnten Fehler so gering wie möglich bleiben.

Abb. 2: höhenabhängige Entlastungsmessung

3. Hydraulische Situation an heutigen Entlastungsanlagen

Regenüberläufe, Beckenüberläufe und Klärüberläufe wurden in den zurückliegenden Jahren ausschließlich für Aufgaben der Mischwasser-Entlastung konstruiert und gebaut. Dabei blieb es letztlich dem Planer überlassen, welche Schwellenform er wählte.

In der Regel werden die traditionellen Schwellenformen gem. Abb. 3 verwendet, für welche die Fachliteratur - je nach Wehrform - konstante Überfallbeiwerte zwischen $\mu = 0,49$ und $0,62$ nennt (33, 36, 40).

Aus hydraulischer Sicht ist die Entlastungsberechnung mit diesen Beiwerten heute nicht mehr vertretbar, da konstante Überfallbeiwerte nach wissenschaftlichen Erkenntnissen nicht existieren (11, 33, 43, 44, 56). Dieses Wissen ist nicht neu (45), jedoch - wie in allen Fachgebieten üblich - im Laufe der Jahre teilweise in Vergessenheit geraten.




	scharfkantiges Wehr
	schmalkronig-scharfkantiges Wehr
	rundkroniges Wehr (Halbkreis)

Abb. 3: traditionelle Formen von Entlastungsschwellen

Die durch die Dynamik des Abflußgeschehens hervorgerufene Variabilität der Beiwerte (μ -Beiwert beim vollkommenen Überfall, φ -Beiwert beim unvollkommenen Überfall) kann zu Fehlern führen, die 50% erreichen oder überschreiten können (20, 43).

Geht man davon aus, daß eine Entlastungsanlage im gesamten Abflußspektrum messen muß, so setzt dies bei Kenntnis der Geometrie der Entlastungsschwelle eine eindeutige Zuordnung des gesamten Wasserspiegelverlaufes in eine Überfallmenge Q voraus.

Generell ist dies bei jeder Schwellenform möglich. Hierzu sind aber umfangreiche Untersuchungen im hydraulischen Labor notwendig. Solche Untersuchungsergebnisse fehlten bisher oftmals für die in der Regel eingesetzten Profilformen (Abb. 3), insbesondere in den Grenzbereichen.

Von den Autoren sind für alle 3 obigen Schwellenformen im Bereich des unvollkommenen Überfalles umfangreiche Untersuchungen gemacht worden, im Bereich des vollkommenen Überfalles gezielt für das schmalkronige Wehr.

Da auf die Wehrformen 1 und 2 im Laufe dieses Artikels ausführlich eingegangen wird, sollen noch einige ergänzende Ausführungen zum rundkronigen Wehr gemacht werden.

Beim vollkommenen Überfall kann bei dieser Wehrform der Abfluß auf drei verschiedene Arten erfolgen, nämlich als

- anliegender Strahl, wenn Überdruck im Scheitelbereich vorliegt
- angesaugter Strahl, wenn Unterdruck im Scheitelbereich vorliegt
- belüfteter Strahl, wenn die Strahlunterseite in Verbindung mit umgebender Luft steht.

Dieses rundkronige Wehr hat zwar einen günstigen Überfallbeiwert und ein gutes Entlastungsverhalten, muß aber nach Hager [39] trotzdem kritisch bewertet werden, denn damit eindeutige Abflußzustände vorliegen, muß das Verhältnis von Energiehöhe H und Radius der Wehrkrone R kleiner als 1,5 sein bzw. $\frac{H}{R} < 1,5$. Wenn dies so ist, bleibt der Kronendruck positiv und es treten weder Kavitation noch Ablösung auf dem Wehrkörper auf. Um Schwingungen bzw. Flattern des Strahles zu vermeiden, sollte die Unterwasserseite belüftet werden.

Diese Hinweise werden in der praktischen Abwasserhydraulik wohl kaum berücksichtigt. Somit ist das in Tabelle 1 ausgewiesene rechnerische Ergebnis für das rundkronige Wehr auch mehr als kritisch zu bewerten, da der Gültigkeitsbereich wesentlich kleiner ist.

4. Dynamik der überfallhöhenabhängigen Entlastungsmessung

Die richtige Handhabung hydraulischer Abhängigkeiten hat auf die Dimensionierung von Entlastungsbauwerken und -schwelen entscheidenden Einfluß.

Die nach den anerkannten Regeln der Technik berechneten Abflüsse sind bei Anwendung eines konstanten μ -Beiwertes jedoch generell zu klein bzw. führen zu überdimensionierten Entlastungsanlagen. Aus Sicherheitsgründen mag dies akzeptabel sein, unter meßtechnischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten erscheint dies aber nicht vertretbar.

Moderne Rechenprogramme, welche die Wasserspiegelverläufe in Kanalnetzen sehr genau zu berechnen gestatten, arbeiten mit konstanten μ -Beiwerten und ignorieren damit die Dynamik des Abflußgeschehens. Somit wird ein guter Teil der im Vorfeld investierten Genauigkeit und Arbeit bei der Suche nach optimalen Modellparametern wieder in Frage gestellt.

Für die Berechnung von Entlastungsschwellen empfiehlt die ATV-Richtlinie A 111 (46) heute für scharfkantige Wehre die Anwendung eines μ -Beiwertes von 0,62 und für alle anderen Schwellenformen (ohne besonderen Nachweis) den Beiwert $\mu = 0,5$.

An 3 praktisch vorkommenden Entlastungsschwellen,

- dem schmalkronig-scharfkantigen Wehr
- dem rundkronigen Wehr und
- einem optimierten Entlastungsprofil

soll aufgezeigt werden, welcher nachteiligen Einfluß die obige Empfehlung hat, wenn man dieser die der Dynamik des Abflußgeschehens berücksichtigenden Berechnungsansätze gegenüberstellt.

Dem Berechnungsbeispiel gemäß Tabelle 1 wurden folgende typischen Ausgangsgrößen zugrundegelegt:

- Entlastungsmenge 1,8 m³/s
- zulässige Überfallhöhe 0,3 m
- Wehrhöhe 1 m
- Schwellenstärke 20 cm (für die klassischen Wehrformen) bzw. 35 cm (für das optimierte Profil)

Ermittelt wurde die aus obigen Daten resultierende Schwellenlänge.

Alle hier berechneten Entlastungsmengen wurden mit Hilfe eines Rechenprogrammes ermittelt, das seit Sommer 1995 auf dem Markt ist (54). In dieser Software sind die heutzutage üblichen Entlastungsanlagen für Kanalnetz und Vorfluter zusammengefaßt. In diesem Programm ist erstmals das derzeitige Wissen um das Abflußgeschehen über




	Wehrtyp	erforderl. Schwellenlänge	Einsparung an Schwellenlänge
schmalkronig-scharfkantiges Wehr		6,06 m	18,3%
rundkroniges Wehr		4,29 m	42,2%
optimiertes Wehr		4,86 m	34,5%
im Vergleich zu μ -Wert=0,5 nach A111		7,42 m	0

Tabelle 1: Vergleich der Leistungsfähigkeit unterschiedlicher Schwellenformen, unter Berücksichtigung des dynamischen Abflußgeschehens, mit der A 111-Empfehlung $\mu = 0,5$ bei einer Entlastungsmenge von 1,8 m³/s und einer vorgegebenen Überfallhöhe von 30 cm

Wehre aktualisiert und konzentriert. Auch der Einfluß von Schrägwehren findet Berücksichtigung.

Tabelle 1 zeigt, daß unter Berücksichtigung hydrodynamischer Abhängigkeiten gegenüber der A 111-Empfehlung $\mu = 0,5$ bei der Wehrlänge Einsparungen bis ca. 40 % möglich sind, wobei auf Nachteile der einzelnen Wehrformen (z.B. Rückstauverhalten, Ablösungserscheinungen usw.) noch getrennt eingegangen wird.

Diese Erkenntnisse haben bei der Planung und dem Bau von Entlastungsbauwerken nicht unerhebliche wirtschaftliche Konsequenzen und führen außerdem zu völlig falschen Ergebnissen bei der höhenabhängigen Entlastungsmessung.

Am Beispiel des schmalkronig-scharfkantigen Wehres soll für die beiden Überfallformen (vollkommener und unvollkommener Überfall) die Dynamik des Abflußgeschehens nachstehend demonstriert werden.

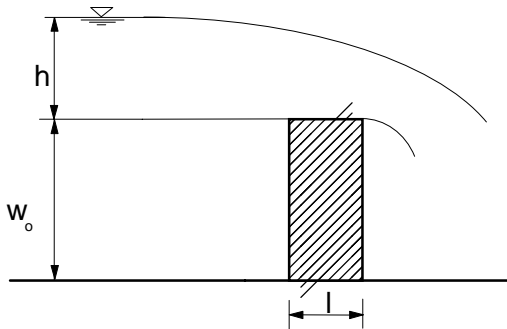


Abb. 4: Vollkommener Überfall am schmalkronigen Wehr

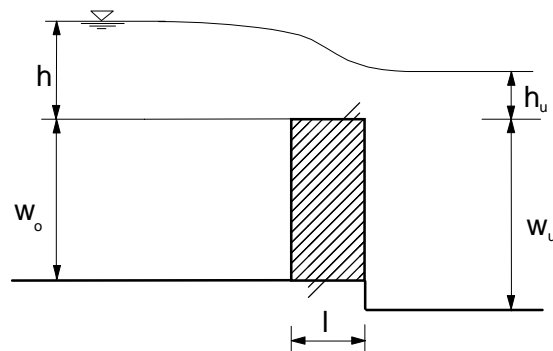


Abb. 5: Unvollkommener Überfall am schmalkronigen Wehr

In den Abbildungen 4 und 5 bedeuten:

- w_0 - oberwasserseitige Wehrhöhe
- w_u - unterwasserseitige Wehrhöhe
- l - Wehrbreite
- h - Überfallhöhe im Oberwasser
- h_u - Überfallhöhe im Unterwasser

Die unterschiedlichen Wehrhöhen im Ober- und Unterwasser sollen darauf hinweisen, daß im Gegensatz zur bisher üblichen Betrachtung beim unvollkommenen Überfall eine Veränderung von w_u auch eine Veränderung der Abflußleistung hervorruft.

Die grundlegenden Beziehungen sind in der folgenden Übersicht dargestellt:

Vollkommener Überfall

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2g} \cdot b \cdot h^{3/2} \quad (1)$$

$$Q = C_h \cdot b \cdot h^{3/2} \quad (2)$$

$$C_h = \Phi_1 \left(\frac{w_0}{h}; \frac{l}{h} \right) \quad (3)$$

Unvollkommener Überfall

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \varphi \cdot \sqrt{2g} \cdot b \cdot h^{3/2} \quad (4)$$

$$Q = C_h \cdot \varphi \cdot b \cdot h^{3/2} \quad (5)$$

$$\varphi = \Phi \left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}; \frac{l}{h} \right) \quad (6)$$

Es bedeuten: μ - dimensionsloser Überfallbeiwert für den vollkommenen Überfall
 C_h - Überfallbeiwert für den vollkommenen Überfall in $m^{1/3}/s$
 φ - Abminderungsfaktor des unvollkommenen Überfalles

Die Gleichungen (1) bis (3) sind dem vollkommenen Überfall zugeordnet, (4) bis (6) gelten für den unvollkommenen Überfall. Der Polenigleichung liegen die Beziehungen (1) und (4) zugrunde. (2) und (5) sind nur eine andere Schreibweise.

Dimensionsanalytische Betrachtungen, die die Dynamik des Abflußgeschehens berücksichtigen, werden durch die Gleichungen (3) und (6) untermauert. Diese sind in [43;56] wissenschaftlich begründet.

4.1 Vollkommener Überfall am schmalkronigen Wehr

Nach Gleichung (3) muß der Überfallbeiwert zwei Verhältnisse nämlich

$$\frac{w_0}{h} \quad \text{und} \quad \frac{l}{h}$$

mit einbeziehen. Dies geschieht durch 2 Überfallbeiwerte, die in Gleichung (7) multiplikativ verknüpft sind und den Gesamtbeiwert C_h liefern.

$$C_h = C_{h_1} \cdot C_{h_2} \tag{7}$$

$$C_{h_1} = 2,953 \left(0,6034 + 0,0813 \frac{h+0,0011}{w_0} \right) \tag{8}$$

C_{h_1} entspricht der Rehbockformel und berücksichtigt das erste Verhältnis.

$$C_{h_2} = 1 - 0,2 e^{-0,6 \left(\frac{h}{l} \right)^{3,06}} \tag{9}$$

C_{h_2} berücksichtigt den Einfluß von $\frac{h}{l}$ und verschwindet annähernd bei $\frac{h}{l} > 1,8$. Diese Beziehung wurde vom Autor gefunden.

Es gilt somit für den gesamten Überfallbeiwert Gleichung (10).

$$C_h = 2,953 \left(0,6034 + 0,0813 \frac{h+0,0011}{w_0} \right) \left(1 - 0,2 e^{-0,6 \left(\frac{h}{l} \right)^{3,06}} \right) = 2,953 \cdot \mu \tag{10}$$

Wird ein schmalkronig-scharfkantiges Wehr mit Anfasung oder Anrundung ausgeführt, so verbessert sich die Abflußleistung um bis zu 10 % bzw. 14 %.

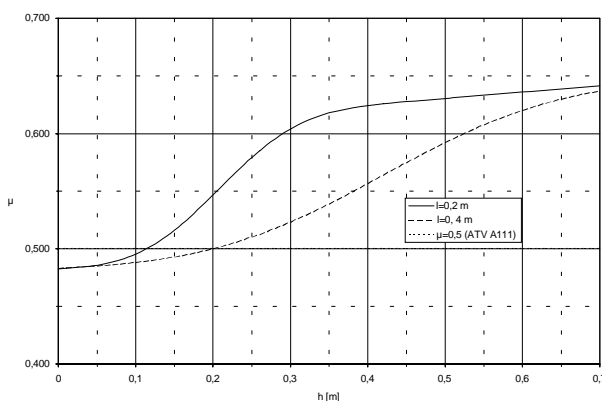


Abb. 6: Überfallbeiwerte für zwei schmalkronig-scharfkantige Wehre im Vergleich zur A 111-Empfehlung

Wendet man Gleichung 10 auf ein konkretes in Magdeburg (18) gemessenes Entlastungsereignis an, so erhält man bei einer Wehrstärke von $l = 0,2$ m, einer Wehrlänge $b = 4$ m und einer Wehrhöhe $w_0 = 1,5$ m, die in Abbildung 6 dargestellte obere Kurve. Diese ist der nach den Regeln der Technik (A 111) mit $\mu = 0,5$ errechneten Entlastungsmenge gegenübergestellt.

Die Wehrbreite l hat offensichtlich einen sehr wesentlichen Einfluß auf die Entlastungsmenge. In der Abbildung 6 ist μ als Funktion der Überfallhöhe für 2 unterschiedliche Wehrbreiten bei $w_0 = 1,5$ m dargestellt. Wie ersichtlich, ist die Abweichung gegenüber dem in der A111 empfohlenen konstanten μ -Wert = 0,5 doch erheblich.

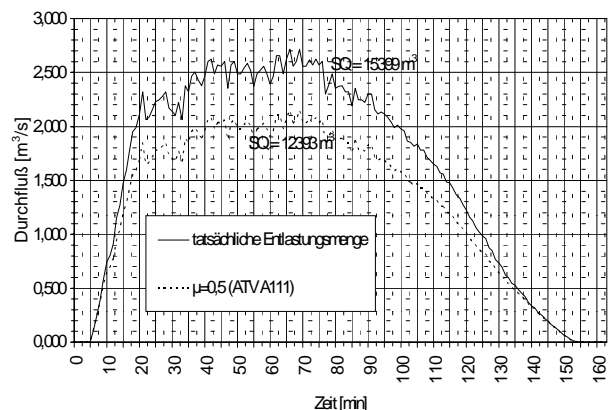


Abb. 7: Schmalkroniges Wehr, berechnet nach A 111 und unter Berücksichtigung der exakten hydrodynamischen Verhältnisse für $w=1$ m und $b=4$ m

Der Vergleich der entlasteten Mengen zeigt die Notwendigkeit einer exakten Bemessung, ist doch der tatsächliche Abfluß um 24% größer.

4.2 Der unvollkommene Überfall am schmalkronigen Wehr

Betrachtet man die üblicherweise vom Planer verwendeten und in seiner für die Berechnung eingesetzten Software integrierten φ -Werte (Abbildung 8) für den unvollkommenen Überfall, so ist festzustellen, daß das schmalkronig-scharfkantige Wehr nicht enthalten ist.

Die Berechnung unvollkommener Überfälle erfolgt üblicherweise nach den Kennlinien gemäß Abb. 8, die sich in allen wesentlichen hydraulischen Fachbüchern (33;35;40;58) wiederfinden.

In der Abb. 8 werden die Wehrtypen

- breitkronig
 - Dachwehr
 - rundkronig $\frac{h}{w} = 1$
 - rundkronig $\frac{h}{w} < 0,42$ und
 - scharfkantig
- angegeben.

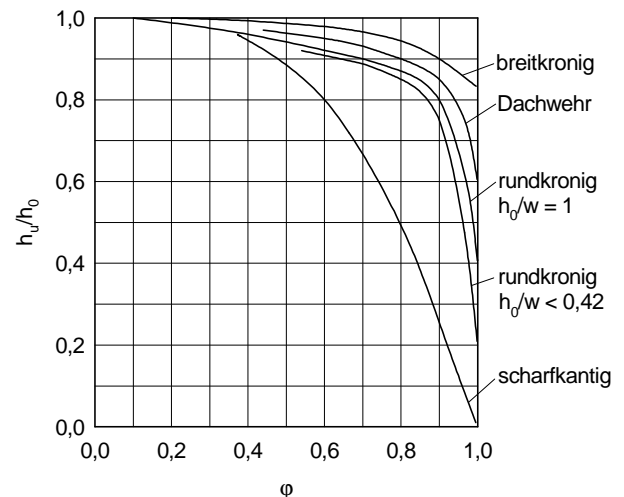


Abb. 8: Abminderungsfaktoren φ des unvollkommenen Überfalles für verschiedene Schwellenformen

Der für die Kanalsituation planende Bauingenieur geht von der Annahme aus, daß die vorliegenden Wehrformen für seinen Einsatzfall typisch sind.

Diese Annahme ist jedoch falsch, denn die abwassertypischen schmalkronig-scharfkantigen und rundkronigen Wehre (Tabelle 1) sind hier nicht enthalten. Die in Abb. 8 behandelten breitkronigen Wehre und Dachwehre sind in der Kanalisation nicht üblich.

Das rundkronige Wehr nach Abbildung 8 ist z.B. ein Schußwehr mit einer 1 : n geneigten Luftseite, wie es nur im Wasserbau Verwendung findet und nicht wie angenommen das nach Tabelle 1.

Als weiterer ganz entscheidender Fehler in Abbildung 8 ist festzustellen, daß die Wehrhöhe, die mit w angegeben ist, sich nicht auf das Oberwasser, sondern auf das Unterwasser bezieht, es muß also w_u sein. Dieser Fehler schleicht sich durch fast alle hydraulischen Lehrbücher. Die Vermutung, daß der unvollkommene Überfall durch die Bedingungen im Unterwasser (h_u ; w_u) und die Entlastungsmenge Q gesteuert wird, findet in (37;38) ihre Bestätigung. Für konkret geometrische Größen gibt es für jeden Durchfluß eine eigene φ -Kurve.

Da in Abb. 8 das schmalkronig-scharfkantige Wehr nicht enthalten ist, wird in der Regel mit der Kennlinie für das scharfkantige Wehr gerechnet.

$$\varphi = \sqrt{1 - \left(\frac{h_u}{h}\right)^2} \quad (11)$$

Aussagen über den unvollkommenen Überfall am schmalkronig-scharfkantigen Wehr finden sich in der Literatur nur bei Hager (44). Dieses Defizit ist bei der Häufigkeit, mit der diese Schwelle eingesetzt wird, unverständlich.

Da das schmalkronig-scharfkantige Wehr zwischen dem scharfkantigen und dem breitkronigen Wehr anzusiedeln ist, muß der Beginn des unvollkommenen Überfalles in einem sehr breiten $\frac{h_u}{h}$ -Intervall erfolgen.

Eigene Untersuchungen (43) haben dieses nicht nur sehr deutlich bestätigt, sondern auch die entscheidende Erkenntnis gebracht, daß der unvollkommene Überfall bereits beginnen kann, wenn das Unterwasser die Wehrkrone noch nicht erreicht hat.

Es wurden insbesondere bei der mathematischen Auswertung 3 mögliche Abhängigkeiten für φ gefunden.

$$\bullet \quad \varphi = f\left(\frac{l}{h}; \frac{h_u}{h}\right) \quad (12)$$

$$\bullet \quad \varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h_u}{h_u + w_u}\right) \quad (13)$$

$$\bullet \quad \varphi = f\left(\frac{h_u}{h}; \frac{h}{h_u + w_u}\right) \quad (14)$$

Im Gegensatz zu Abb. 8 wird der φ Wert von mehr als einem Verhältnis bestimmt, insbesondere auch von der Gesamtwassertiefe im Unterwasser.

In Abb. 9 wird die Abhängigkeit gemäß Formel 14 grafisch dargestellt.

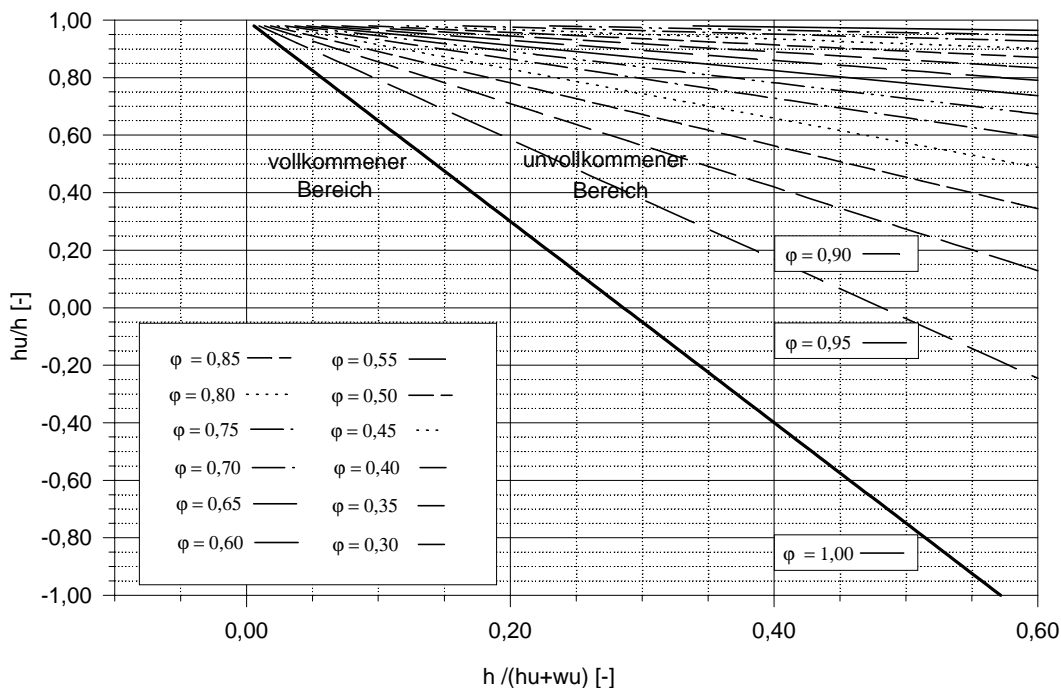


Abb. 9: Unvollkommener Überfall am schmalkronig-scharfkantigem Wehr für $\frac{l}{w_0} = 0,3$

Insgesamt wurden für 4 verschiedene $\frac{l}{w_0}$ Verhältnisse die Abhängigkeiten nach den Beziehungen (12), (13) und (14) ausgewertet, so daß der Übergang vom scharfkantigen bis zum breitkronigen Wehr vollständig erfaßt wurde. Beispiele sollen dies verdeutlichen.

Untersucht werden soll der unvollkommene Überfall an einem schmalkronig-scharfkantigen Wehr mit

$$\begin{aligned} l &= 0,3 \text{ m} & h &= 0,10 \text{ m} \\ b &= 4 \text{ m} & w_0 &= w_u = 1,0 \text{ m} \end{aligned}$$

In den Spalten 1 - 9 von Tabelle 2 wird der Unterwasserstand $h_u \geq 0$ in cm Schritten angehoben.

1	2	3	4	5	6	7	8
i	oberwasser- seitige Überfallhöhe h in cm	unterwasser- seitige Überfallhöhe h _u in cm	$\frac{h_u}{h}$	φ nach Abb. 8 bzw. Gl. 11	φ nach Abb. 9	fehlerbehaftete Entlastung nach Spalte 5 l/s	tatsächliche Entlastung nach Spalte 6 l/s
1	10	1	0,1	0,990	1,0	185,9	183,4
2	10	2	0,2	0,980	1,0	183,1	183,4
3	10	3	0,3	0,950	1,0	177,5	183,4
4	10	4	0,4	0,920	1,0	171,9	183,4
5	10	5	0,5	0,870	1,0	162,5	183,4
6	10	6	0,6	0,800	1,0	149,4	183,4
7	10	7	0,7	0,710	1,0	132,6	183,4
8	10	8	0,8	0,600	1,0	112,1	183,4
9	10	9	0,9	0,440	0,95	82,2	174,2

Tabelle 2: Vergleich des unvollkommenen Überfalles am konkreten schmalkronigen Wehr nach Abbildung 8 und Abbildung 9

Nach Gleichung (11) bzw. Abb. 9 beginnt die Beeinflussung des Oberwasserstandes sofort. Unter Berücksichtigung realer Bedingungen liegt bis $\frac{h_u}{h} = 0,8$ vollkommener Überfall mit $\varphi = 1$ vor.

Die tatsächlichen Entlastungsmengen sind in der letzten Spalte ausgewiesen. Dieser Unterschied ist schon mehr als bedenklich, sind es doch bei $\frac{h_u}{h} = 0,9$ schon mehr als 110 %.

Bei steigender Überfallhöhe reduziert sich dieser Fehler.

Nimmt man eine Überfallhöhe von $h = 0,2$ m an, so beginnt der unvollkommene Überfall bei einem $\frac{h_u}{h} \approx 0,5$, also bei $h_u \approx 0,10$ m. Selbst bei dieser relativ großen Überfallhöhe beginnt der unvollkommene Überfall noch sehr spät. Dies ist auf die breitkronige Wirkung, bedingt durch die Schwellenstärke von 0,3 m, zurückzuführen.

Bei großen Überfallhöhen, z. B. bei $h = 0,6$ m, beginnt der unvollkommene Überfall schon bei negativem h_u , also bereits dann, wenn der Unterwasserspiegel die Wehrkrone noch nicht erreicht hat. Ist das Unterwasser in Wehrkronenhöhe gestiegen, so ist die tatsächliche Entlastungsmenge schon um 8% gesunken.

Es ist also festzustellen, daß die Variabilität der Beiwerte sehr groß ist und für jeden Wehrtyp komplexe Betrachtungen notwendig sind. Bei der Vielfalt der praktisch möglichen Entlastungsschwellen und der Sensibilität der Entlastung als Gewässerschutzproblem erscheint dringend eine Vereinfachung dieser Problematik erforderlich.

Im Bemühen, eine Schwellenform zu finden, welche

- für die höhenabhängige Entlastungsmessung die beschriebenen Unzulänglichkeiten vermeidet
- die Entlastung zu optimieren gestattet
- einen stabilen Abfluß-Strahl in einem definierten Anwendungsbereich gewährleistet und
- transparente hydraulische Verhältnisse liefert,

wurde bereits vor einiger Zeit ein optimiertes Profil gefunden (20; 43 und 47), wie es in Tabelle 1 dargestellt ist.

5. Vergleich einer optimierten Schwelle mit dem scharfkantigen Wehr nach A 111

Das traditionelle scharfkantige Wehr, wie es die A111 empfiehlt, ist von allen Wehrformen das Sensibelste. Der Überfallstrahl ist „wehrlos“ den Druckdifferenzen und somit den sich ergebenden Spiegelschwankungen ausgesetzt. Störungen an der Wehrkrone, z.B. durch Anlagerungen, die sehr häufig auftreten können und auch auftreten, wirken sich sofort auf die Überfallhöhe aus.

Messungen am scharfkantigen Wehr haben eindeutig gezeigt, daß beim selbsttätig belüfteten Überfallstrahl Störungen durch das Unterwasser ins Oberwasser gelangen können, wenn der Unterwasserstand noch unterhalb der Wehrkrone liegt.

In Abbildung 10 soll das Entlastungsverhalten eines nach A 111 berechneten Überfalles an einem scharfkantigen Wehr dem eines optimierten Profiles gegenübergestellt werden. Es werden beide Abflußformen

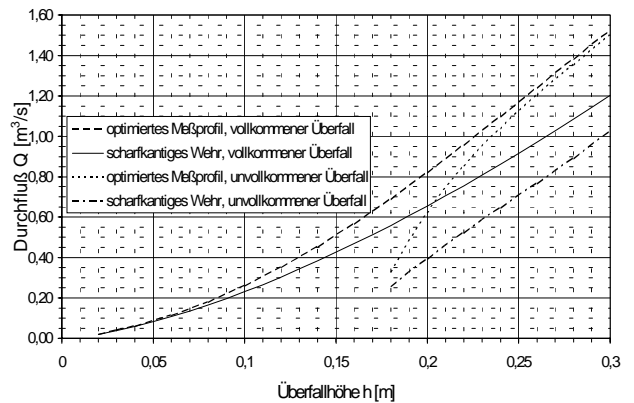


Abb. 10: Vergleich der Leistungsfähigkeit einer optimierten Schwelle mit dem scharfkantigen Wehr nach A 11

- vollkommener Überfall und
- unvollkommener Überfall

in diese Betrachtung einbezogen. Die Entlastung geschieht über eine 1 m hohe und 4 m lange Schwelle. Die Überfallhöhe variiert im Intervall zwischen 0 und 0,3 m. Für den unvollkommenen Überfall sei $h_u = 0,16$ m eine konstante Größe. Da die Überfallhöhe h größer als h_u sein muß, soll hier gelten

$$0,18 \text{ m} \leq h \leq 0,3 \text{ m}$$

Die in Abb. 10 dargestellten Entlastungsmengen sind in Tabelle 3 detailliert ausgewiesen, wobei

- Q_s - der Entlastungsmenge des scharfkantigen Wehres entspricht und
- Q_v - der Entlastungsmenge des optimierten Profiles

1	2	3			6	8		
		Entlastung Q_s l/s	Entlastung Q_v l/s	$\frac{Q_v}{Q_s}$		Entlastung Q_s l/s	Entlastung Q_v l/s	$\frac{Q_v}{Q_s}$
1	2	21	20	0,952				
2	4	59	59	1,000				
3	6	108	113	1,046				
4	8	166	179	1,078				
5	10	232	259	1,116				
6	12	304	35	1,151				
7	14	384	452	1,177				
8	16	469	566	1,207				
9	18	559	688	1,231	0,889	256	327	1,277
10	20	655	819	1,250	0,800	393	620	1,578
11	22	756	956	1,265	0,727	522	851	1,630
12	24	861	1.096	1,273	0,667	646	1.039	1,608
13	26	971	1.239	1,276	0,615	767	1.202	1,567
14	28	1.085	1.381	1,273	0,571	89	1.353	1,520
15	30	1.203	1.521	1,264	0,533	1.023	1.498	1,464

Tabelle 3: Vergleich der Leistungsfähigkeit des optimierten Profiles mit dem scharfkantigen Wehr nach A 111

Das Verhältnis $\frac{Q_v}{Q_s}$ zeigt sehr deutlich, daß das optimierte Profil eine wesentlich größere Leistungsfähigkeit hat. Im Bereich des vollkommenen Überfalles beträgt die maximale Leistungsvergrößerung rund 28 %. Beim Vorhandensein von Rückstau bzw. unvollkommenem Überfall wird dieser Wert mit mehr als 60 % wesentlich überschritten. Der wirtschaftliche Vorteil liegt auf der Hand.

Entgegen der vielverbreiteten Annahme, daß das in A 111 dargestellte scharfkantige Profil für alle Situationen ein gut

geeignetes Meßwehr abgibt, zeigt der vorstehende Vergleich auf, daß dies nur mit Einschränkungen zutrifft.

Dies verwundert eigentlich nicht, wenn man sich erinnert, daß im Zuge der Beratungen zum Arbeitsblatt A 111 dieses scharfkantige Wehr dafür gedacht war, bauliche Fehler von Entlastungsschwellen, die zu einer nicht ausreichenden Trennschärfe beim Entlastungsvorgang führen, zu kompensieren.

Außerdem ist im Vorwort zum Aufsatz (43), der das Erscheinen des Arbeitsblattes A 111 begleitete, von berufener Seite gesagt worden, daß das in A 111 vorgestellte scharfkantige Wehr nicht als Meßwehr gedacht ist.

Geht man davon aus, daß eine Entlastungsschwelle mit dem erwähnten optimierten Meßprofil (47) gemäß Abb.11 berechnet und ausgerüstet wird, so lassen sich gegenüber einer nach A 111 mit

$\mu = 0,5$ gerechneten Schwelle 20 - 40% Bauwerkslänge und damit entsprechender umbauter Raum einsparen.

Je nach Schwellenlänge kann dies je Bauwerk bei einem Preis von ca. DM 2.000,-- pro m^3 umbauter Raum zu einer Einsparung von DM 10.000,-- bis DM 50.000,-- führen.

Rechnet man dies Zahlen auf jährlich 500 bis 1000 in Deutschland zu bauende Entlastungsanlagen hoch, so ist zu erkennen, wieviel Millionen hier evtl. in Beton fehlinvestiert werden.

6. Einfluß einer Tauchwand auf das Entlastungsverhalten, allgemein

Aufgrund behördlicher Vorschriften werden in aller Regel Tauchwände vor Entlastungsschwellen eingebaut, auch wenn ihre Wirksamkeit bezüglich des Rückhalts unästhetischer Schwimmstoffe heute stark umstritten ist (48, 49, 50, 51) und Siebe bzw. Rechen (52) oder ähnliche Instrumente eine wesentlich bessere Rückhaltewirkung für Grobstoffe haben, so daß diese Problematik neu durchdacht werden sollte.

In der Fachliteratur wurde der Einfluß von Tauchwänden auf das Entlastungsverhalten im Oberwasser von Standard-Überfällen an Talsperren (53) untersucht.

Für Entlastungsschwellen in der Kanalisation liegen nur globale Untersuchungsergebnisse vor (20), konkrete Ergebnisse sind in der bisher veröffentlichten Literatur kaum zu finden, erste Ansätze ergeben sich erst in jüngerer Zeit (43).

Tauchwände sind Fließwiderstände und beeinflussen damit die Wasserspiegellage. Es erscheint dem Hydrauliker somit logisch, den Tauchwandeinfluß als eine Sonder-Form des unvollkommenen Überfalles zu behandeln.

Die Ignorierung des Tauchwandeinflusses beim Entlastungsvorgang führt auf jeden Fall zu Fehlern, die alle bisher aufgezeigten Fehler übertreffen können.

Die Aussage in A 111, daß Auswirkungen bei einem Tauchwandabstand zur Schwelle größer als 30 cm nicht berücksichtigt werden müssen, kann unter meßtechnischen Gesichtspunkten nicht aufrecht erhalten werden.

Zur Eintauchtiefe unter die Schwellenkronen vermittelt die A 111 als Dimensionierungsvorschlag das 1- bis 2-fache der Überfallhöhe, ohne auf das reale Spektrum der Überfallhöhen und einen notwendigen Minimalabstand zwischen Tauchwandunterkante und Bauwerkssohle einzugehen.

Das kann in der Praxis und unter baulich bedingten Zwängen zu Lösungen führen (Abb. 12), die hydraulisch nicht faßbar und damit auch für eine Entlastungsbe-rechnung und -messung völlig ungeeignet sind.

Praktische Versuche in Verbindung mit einem scharfkantigen Wehr wurden im Jahr 1995 als Grundlage zu diesem Aufsatz durchgeführt.

Hier einige Grundgedanken, die unabhängig vom Wehrtyp gelten.

Analog dem unvollkommenen Überfall wird durch die Tauchwand der Wasserspiegel, bei Konstanz des Abflusses Q , im Oberwasser angehoben.

Somit wird eine größere Überfallhöhe gemessen, die scheinbar zu einer größeren Entlastungsmenge Q führt.

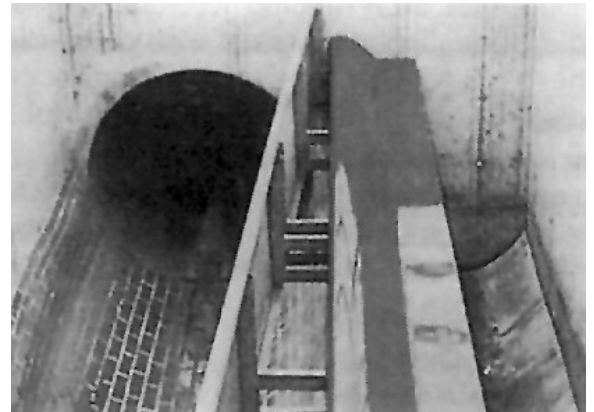


Abb. 11: optimiertes Meßprofil in Verbindung mit einer Tauchwand

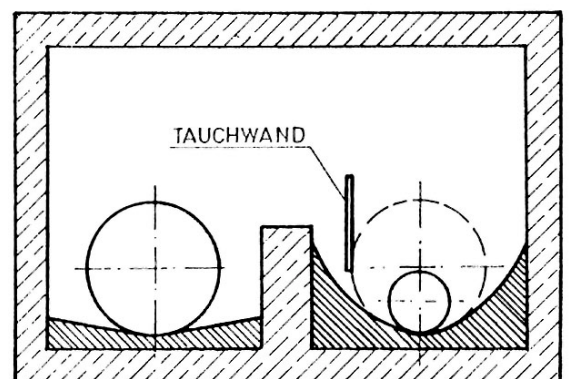


Abb. 12: Beispiel einer ungünstig angeordneten Tauchwand

Es liegt also nahe, einen φ Wert einzuführen, der die scheinbare Abflußvergrößerung wieder rückgängig macht.

Die Zusammenhänge werden anhand von Abb. 13 verdeutlicht.

h' sei die veränderte Überfallhöhe und $C_{h'}$ der dazugehörige Beiwert. Somit gilt

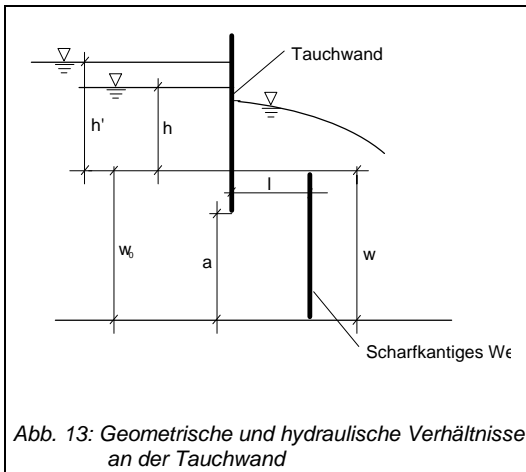
$$Q = C_{h'} \cdot b \cdot h'^{\frac{3}{2}} = \varphi \cdot C_h \cdot b \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (15)$$

Für den Abminderungsfaktor φ an der Tauchwand ergibt sich

$$\varphi = \frac{C_{h'}}{C_h} \left(\frac{h}{h'} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (16)$$

Bei der Versuchsdurchführung wurden bei konstantem Tauchwandabstand l eine konstante Überfallhöhe h bzw. eine konstante Entlastungsmenge eingestellt. Anschließend wurde die Tauchwand schrittweise nach unten gefahren und der Wasserspiegelanstieg verfolgt.

Es ist eindeutig feststellbar, daß jeder eingestellte Durchfluß, bzw. jede Überfallhöhe h , einen ganz spezifischen Wasserspiegelanstieg besitzt. Jeder anderen Ausgangsüberfallhöhe entspricht dann auch eine andere Kurve.



Für einen konstanten Tauchwandabstand l gilt die folgende Beziehung für φ

$$\varphi = f \left(\frac{a}{w_0}; \frac{h'}{w_0}; Fr_a \right) \quad (17)$$

In Auswertung der Versuche soll für einen konkreten Fall der Verlauf von φ bzw. der Verlauf des Wasserspiegelanstieges betrachtet werden, wobei die Umrechnung aus einem Modellversuch erfolgte.

Gegeben sei ein scharfkantiges Wehr mit

$$w = 1 \text{ m}$$

und $l = 0,47 \text{ m}$

Für eine Ausgangsüberfallhöhe von $h = 26,5 \text{ cm}$ ist die Veränderung dieser Überfallhöhe in Abhängigkeit von der Eintauchtiefe der Tauchwand in Tabelle 4 dargestellt.

Diese Überfallhöhe entspricht einer Entlastungsmenge von $q = 251,7 \text{ l/s}\cdot\text{m}$

1	2	3	4	5	6	7	8
i	Tauchwand-Abstand zur Sohle a in m	$\frac{a}{w_0}$	scheinbare Überfallhöhe h' in m	$\frac{h'}{w_0}$	scheinbarer Beiwert C_h	Abminderungsfaktor der Tauchwand φ	scheinbare Entlastung q in l/s/m
1	1,190	1,190	0,265	0,265	1,845	1	251,7
2	1,095	1,095	0,265	0,265	1,845	1	251,7
3	1,071	1,071	0,269	0,269	1,847	0,976	257,7
4	1,048	1,048	0,273	0,273	1,848	0,958	263,6
5	1,000	1,000	0,281	0,281	1,849	0,915	275,4
6	0,952	0,952	0,291	0,291	1,852	0,865	290,7
7	0,905	0,905	0,300	0,300	1,854	0,826	304,6
8	0,857	0,857	0,309	0,309	1,856	0,791	318,8
9	0,809	0,809	0,319	0,319	1,858	0,754	334,8
10	0,762	0,762	0,328	0,328	1,860	0,723	349,4
11	0,714	0,714	0,335	0,335	1,862	0,699	361,0
12	0,667	0,667	0,342	0,342	1,864	0,675	372,8
13	0,619	0,619	0,350	0,350	1,866	0,651	386,4
14	0,571	0,571	0,357	0,357	1,867	0,632	398,2
15	0,524	0,524	0,365	0,365	1,869	0,611	412,1
16	0,476	0,476	0,373	0,373	1,871	0,592	426,2
17	0,429	0,429	0,381	0,381	1,873	0,572	440,5

Tabelle 4: Wasserspiegelanstieg in Abhängigkeit von der Eintauchtiefe der Tauchwand an einem scharfkantigen Wehr

110 l/s für jeden Meter

Die Beeinflussung des Wasserspiegels beginnt bei diesen geometrischen und hydraulischen

Randbedingungen bei ungefähr ab $\frac{h}{w_0} \approx 0,15$.

**Für größere Überfallhöhe als $h = 0,256$ m sind die auftretenden Fehler wesentlich größer.
Für kleinere Tauchwandabstände als 47 cm sind die Fehler ebenfalls größer.**

7. Einfluß einer Tauchwand auf ein optimiertes Meßprofil

Das in Tabelle 1 gezeigte und in (20, 47) beschriebene optimierte Profil wurde in Verbindung mit einer Tauchwand im Labor systematisch untersucht.

Der Tauchwandeinfluß läßt sich analog Gleichung (16) berechnen, wobei die Überfallhöhe h ersetzt wird durch die relative Überfallhöhe $\frac{h}{h_E}$. Dies gestattet eine hydraulische Normierung.

h_E ist die Entwurfsüberfallhöhe dieses Profiles.

Die Lage der Tauchwand wurde im Rahmen dieser Untersuchung in horizontaler und vertikaler Richtung variiert.

Es ergibt sich für φ
$$\varphi = f\left(\frac{h'}{h_E}; \frac{x}{h_E}; \frac{z}{h_E}; Fr_a\right) \quad (18)$$

In der Auswertung hat sich gezeigt, daß zwar die relative Eintauchtiefe bezogen auf die Wehrkrone dimensionsanalytisch sauber ist, aber die wesentlichen Größen, wie die durchströmte Fläche $a \cdot b$ sowie der prozentuale Anteil von a an der Wehrhöhe w_0 , keine Berücksichtigung gefunden haben.

Es ist deshalb sinnvoller, für $\frac{z}{h_E}$ analog wie beim scharfkantigen Wehr $\frac{a}{w_0}$ einzusetzen.

Abbildung 14 stellt diese Verhältnisse für einen konkreten relativen Abstand $\frac{x}{h_E} = 2,5$ dar.

Bei diesem konkreten Fall und konstanter Entlastung von 251,7 l/s/m ändert sich der Wasserspiegel um 11,6 cm, d. h. die auftretenden Fehler liegen nicht mehr im zulässigen Toleranzbereich. Bei diesem Tauchwandabstand von 47 cm wurden somit rund 440 l/s/m berechnet. Dies entspricht einer Fehleinschätzung von 75% oder von 188 l/s/m.

Bei einer Eintauchtiefe von rund 0,30 m ergibt sich ein Wasserspiegelanstieg von 7 cm, dies entspricht einer Fehleinschätzung von rund

Schwellenlänge.

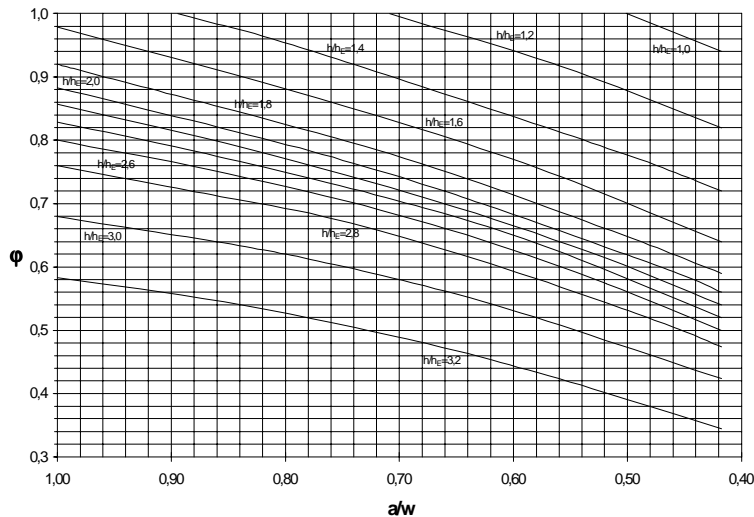


Abb. 14: Tauchwandeinfluß für das optimierte Meßprofil bei einem konkreten relativen Tauchwand-Abstand

Im untersuchten Beispiel befindet sich die Tauchwand $l = 0,4 \text{ m}$ vor dem genannten idealen Profil mit $h_E = 0,16 \text{ m}$ und $W_O = 1 \text{ m}$.

Die Eintauchtiefe beträgt $0,3 \text{ m}$. Der Tauchwand-Einfluß auf das Abflußvermögen ergibt sich unter Berücksichtigung der Verhältnisse

$$\frac{x}{h_E} = \frac{0,4}{0,16} = 2,5$$

$$a = w - 0,3 \text{ m} = 0,7 \Rightarrow \frac{a}{w} = 0,7$$

Geht man in Abb. 14 von $\frac{a}{w} = 0,7$

senkrecht nach oben, so ist ersichtlich, daß für diese Tauchwand die

Beeinflussung ab $\frac{h}{h_E} = 1,2$ erfolgt. Diese

entspricht einer Überfallhöhe von $h = 0,19 \text{ m}$.

Die Abminderungsfaktoren ϕ können auf der Ordinate abgelesen werden.

Beispielsweise bei $\frac{h}{h_E} = 2 \Rightarrow h = 2 \cdot 0,16 = 0,32 \text{ m}$

beträgt dieser Wert $\phi = 0,775$.

Diese ϕ -Werte liegen als Funktion vor und sind in der erwähnten neuen Software für Entlastungsberechnungen (54) integriert.

Es ist also bei Verwendung dieses Profiles aufgrund der ermittelten Kennlinie erstmals möglich, aus der Messung des Oberwasserstandes und unter Berücksichtigung der Tauchwandposition den Abfluß mit sehr geringem Fehler zu ermitteln. Für andere Profilformen existieren diese Erkenntnisse bisher nicht.

8. Einfluß der Wasserspiegelabsenkung auf das Meßergebnis

An jeder Entlastungsschwelle tritt durch den Übergang vom strömenden zum schießenden Fließzustand eine Wasserspiegelabsenkung auf.

Bei der Bestimmung der Entlastung muß die Überfallhöhe deshalb außerhalb des Einflußbereiches der Wasserspiegelabsenkung gemessen werden, wenn kein zusätzlicher Fehler entstehen soll. Diese Zusammenhänge sind leider nicht allen Meßtechnikern bekannt.

Ist aus baulichen Gründen die Anordnung des Meßgerätes im Einflußbereich der Absenkung nicht zu umgehen, so muß dies bei der Mengenermittlung berücksichtigt werden.

Diese exakten hydraulischen Zusammenhänge werden in Formel 19 dargestellt.

$$\frac{\Delta h}{h_E} = f\left(\frac{h}{h_E}; \frac{x}{h_E}\right) \quad (19)$$

wobei x = der Abstand des Meßgerätes von der Wehrkante
 h = die unbeeinflusste Überfallhöhe und
 h_x = die am Meßpunkt gemessene Überfallhöhe

darstellen.

In Auswertung der durchgeführten Laborversuche ergab sich für einen konkreten Fall der in Tabelle 5 dargestellte Zusammenhang.

Diese Untersuchung wurde an einer Schwelle mit optimiertem Meßprofil durchgeführt und dürfte bei anderen Wehrformen ähnlich - oder gar ungünstiger - sein.

Meßgeräte- Abstand zur Wehrkante	Entlastung	Wasserspiegel- differenz	Fehler
100 cm	483 l/s.m	0,1 cm	0,6 %
75 cm	486 l/s.m	0,3 cm	1,2 %
50 cm	496 l/s.m	0,7 cm	3,3 %
25 cm	525 l/s.m	2,0 cm	9,4 %
10 cm	564 l/s.m	3,7 cm	17,5 %
0 cm	615 l/s.m	6,0 cm	28,0 %

Tabelle 5: Einfluß der Wasserspiegelabsenkung auf das Meßergebnis

9. Aufgaben künftiger Entlastungsbauwerke und -schwellen

Die verstärkte Messung von Entlastungsraten ist als künftige Forderung nicht auszuschließen.

Schwellen in Entlastungs-Bauwerken müssen deshalb in Zukunft gleichermaßen für die Aufgabe einer optimierten Entlastung und einer höhenabhängigen Meßwertermittlung geeignet sein.

Dies erfordert transparente hydraulische Verhältnisse und eindeutige Kennlinien für die Überlaufschwelle, um Meß- bzw. Rechenfehler zu minimieren. Dies erfordert auch die Überlegung, ob traditionelle Schwellenformen den wasserwirtschaftlichen Forderungen künftig noch gerecht werden.

Zusammenfassung:

Die Berechnung von Schwellen in Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation mit den in üblichen EDV-Programmen vorgesehenen und in der A 111 definierten konstanten μ -Werten, führt in der Regel zu überdimensionierten Bauwerken mit erheblichen wirtschaftlichen Konsequenzen. Diese Berechnung führt außerdem auch zu falschen Entlastungsmengen.

Aufgrund wasserwirtschaftlicher Auflagen müssen in solchen Bauwerken häufig Entlastungsraten gemessen werden.

Aus wirtschaftlichen Erwägungen kommt in der Regel dafür die überfallhöhenabhängige Messung an der Überlaufschwelle zum Einsatz.

Abhängig von Schwellenform, Schwellenausführung, Rückstausituation, Tauchwandeinfluß, Anströmwinkel und den der Berechnung zugrundegelegten Überfallbeiwerten sind bei diesem Meß-Verfahren jedoch nicht zu vernachlässigende Fehler zu erwarten.

Der Einsatz eines hydraulisch optimierten und untersuchten Meßprofils, das die geschilderten Mängel auf ein vertretbares Mindestmaß reduziert, kann diese Lücke schließen.

Literatur

- 1 Pecher, Hammersen: Wassergütewirtschaftliche Aspekte zur Anordnung von Regenentlastungen, Korrespondenz Abwasser, Heft 10 - 1981
- 2 Pecher: Rechnerische Ermittlung von Überlaufdaten aus Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation, Korrespondenz Abwasser, Heft 5 - 1984
- 3 Pfeiff: Eigenkontrolle von Regenentlastungen, Korrespondenz Abwasser, Heft 7 - 1986
- 4 Pfeiff: Bewertung der Entwicklung der Regenentlastung, Korrespondenz Abwasser, Heft 10 - 1987
- 5 Brandt: Schmutzfrachtbetrachtung für die Beurteilung von Regenüberläufen und Regenüberlaufbecken, Korrespondenz Abwasser, Heft 9 - 1987
- 6 Vennebusch: Betriebsüberwachung von Regenüberlaufbecken, Korrespondenz Abwasser, Heft 9 - 1987

- 7 Pecher: Sind Regenüberläufe so schlecht wie ihr Ruf?
Korrespondenz Abwasser, Heft 7 - 1988
- 8 Vennebusch, Willems: Abschätzungen und Grenzbetrachtungen zur Regenwasserbehandlung,
Korrespondenz Abwasser, Heft 11 - 1988
- 9 Belke, Jakobi: Bewertung von Schmutzfrachtberechnungsmethoden anhand von Messungen
Korrespondenz Abwasser, Heft 11 - 1988
- 10 Pecher: Abhängigkeit der Entlastungsdaten von jährlichem Niederschlag
Korrespondenz Abwasser, Heft 11 - 1988
- 11 Seybold, Fahrner: Wege zur unmittelbaren Verbesserung der Regenwasserbehandlung,
Korrespondenz Abwasser, Heft 11, 1988 und 12, 1989
- 12 Bauer: Zur Notwendigkeit von Messungen bei der Bewirtschaftung von Mischsystemen,
Korrespondenz Abwasser, Heft 7 - 1988
- 13 Göttle: Fortschrittliche Konzepte der Regenwasserbehandlung,
Korrespondenz Abwasser, Heft 10 - 1990
- 14 Krauth: Erläuterungen zum ATV-Arbeitsblatt A 128
Korrespondenz Abwasser, Heft 5 - 1986
- 15 ATV: Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungsanlagen in
Mischwasserkanälen,
ATV-Arbeitsblatt A 128 - 1992
- 16 Sieker: Die Stadtentwässerung der Zukunft,
SuG, Stadtentwässerung und Gewässerschutz, Heft 5 - 1988
- 17 Uhl: Genauigkeit von Messungen, Heft 7 der Schriftenreihe Stadtentwässerung und
Gewässerschutz
SUG- Verlagsgesellschaft Hannover 1993
- 18 Peter: Meßprogramm im Entwässerungssystem der Stadt Magdeburg, Abschlußbericht der
FH Magdeburg 1994
(unveröffentlicht)
- 19 ATV: Leitfaden Abflußsteuerung, Planung, Entwurf und Betrieb,
ATV-Arbeitsgruppe 1.2.4, ATV-Schriftenreihe Heft 28-1991
- 20 Fahrner, Peter, Seybold: Problematik der Entlastungsmessung an Überlaufwerken der Mischkanalisation,
Korrespondenz Abwasser, Heft 10, 1990
- 21 VDI: VDI/VDE-Richtlinie 2641 magnetisch-induktive Durchflußmessung, 1985, Beuth-
Vertrieb Berlin
- 22 Fahrner, H.: Handbuch HP 01 für die Planung von zukunftssicheren Regenbecken-
Abflußsteuerungen, Abwasser-Meßstationen und Entlastungs-Meßstellen
Verlag Vollmar Stuttgart, 1993
- 23 NN: Funktionstest einer Geräteeinheit zur Abflußregelung an Regenrückhaltebecken,
Institut für Wasserbau an der Universität Stuttgart, 1995 (unveröffentlicht)
- 24 Valentin: Abflußermittlung im teilgefüllten Kreisrohr,
3 R international, Heft 3, 1979
- 25 Valentin: Einsatz kombinierter Meßwertaufnehmer für die Durchflußmessung,
Korrespondenz Abwasser, Heft 6, 1990
- 26 Schilling: Operationelle Siedlungsentwässerung,
Oldenburg-Verlag, 1990
- 27 ATV: Quantitative Durchflußmessung,
Korrespondenz Abwasser, Heft 11, 1987
- 28 DIN: DIN 19559: Durchflußmessung von Abwasser in offenen Gerinnen und
Freispiegelleitungen/Venturikanäle,
Beuth-Vertrieb, Berlin, 1983
- 29 Sauerbrey: Abfluß in Entwässerungsleitungen/Fließvorgänge in teilgefüllten Röhren,
Wasser/Abwasser, Band 1, Schmidt-Verlag Bielefeld 1969
- 30 Zäschke: Der Einfluß der Fließzustände auf die hydraulische Berechnung,
Vortrag an der techn. Akademie Esslingen, 1974

- 31 Tiedt: Hydrodynamische Untersuchungen des Teilfüllproblems, techn. Bericht Nr. 7 der TH Darmstadt, 1971
- 32 Hager, W.H.: Teilfüllung in geschlossenen Kanälen, GWF-Wasser/Abwasser Heft 10 und 11, 1991
- 33 Preißler, G., Bollrich, G.: Technische Hydromechanik, Verlag für Bauwesen 1989/DDR
- 34 Schmid, M.: Die Berechnung unvollkommener Überfälle, Wasserwirtschaft (DDR) 1957, Heft 7
- 35 Schmid, M.: Gerinnehydraulik, VEB Verlag Technik Berlin, 1957
- 36 Rössert, R.: Hydraulik im Wasserbau, R. Oldenburg Verlag GmbH München 1992
- 37 Naudascher, E.: Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, Springer-Verlag Wien, 1987
- 38 Chow, V. T.: Open-Channel Hydraulics, Mc Graw Hill, 1959
- 39 Hager W. H.: Abfluß über Zylinderwehr, Wasser und Boden 1993, Heft 1
- 40 Zuppke, B.: Hydromechanik im Bauwesen, Bauverlag GmbH Wiesbaden und Berlin 1979
- 41 Kallwass, G.: Beitrag zur hydraulischen Berechnung gedrosselter seitlicher Regenüberläufe, Dissertation Technische Hochschule Karlsruhe, Fakultät für Bauwesen, 1964
- 42 Tammineedi, Venkata, Satyanarayana: Brink Depth Characteristics of Rectangular Modified Broad Crested Weirs, Hydraulik und Gewässerkunde, Technische Universität München, Mitteilung Nr. 54, 1991
- 43 Peter: Kriterien zur realen Beurteilung bei der überfallhöhenabhängigen Entlastungsmessung Korrespondenz Abwasser, Heft 5, 1994
- 44 Hager: Streichwehre mit Kreisprofil GWF Wasser/Abwasser, Nr. 3, 1993
- 45 Gerhardt, Rehbock: Der Wasserbau / Stauwerke, Verlag Engelmann - Leipzig, 1912
- 46 ATV: Arbeitsblatt A 111/02.94 Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasser- Entlastungsanlagen
- 47 Vollmar: Meßprofile für Schwellen in Entlastungsbauwerken, Prospekt 133, Vollmar GmbH, Stuttgart 50
- 48 ATV: ATV-Arbeitsblatt A 166, konstruktive Gestaltung und Ausrüstung von Regenwasserbehandlungsanlagen in Mischkanalisationen (in Vorbereitung)
- 49 Krejci: Sieb- und Rechenanlagen für die Behandlung von Regenüberläufen aus Mischkanalisationen in der Schweiz, Heft 7, Schriftenreihe Siedlungswasserwirtschaft, Universität Kassel 1991
- 50 Brombach: Weitergehende Regenwasserbehandlung, Korrespondenz Abwasser, Heft 2, 1990
- 51 Fahrner, Gresa: Weitergehende Regenwasserbehandlung mit Siebrechen an Entlastungsbauwerken der Mischkanalisation, Korrespondenz Abwasser, Heft 5, 1994
- 52 Vollmar: Maschinell gereinigte Siebrechen, Prospekt 143, Vollmar GmbH, Stuttgart 50
- 53 Sinniger, Hager, et al: Der Einfluß von Tauchwänden im Oberwasser von Standardüberfällen, Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 11/12, 1988
- 54 Barthauer: Wehr for Windows, Entlastungsberechnung für übliche Wehrformen Firmenprospekt Barthauer Software GmbH, Braunschweig 1995

- 55 DVWK: Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 216, Betrachtung zur (n-1)-Bedingung an Wehren, DK 627.43 Wehrbau/DK .001.2 Bemessung, Verlag Paul Parey Hamburg, Berlin 1990
- 56 Peter: Energie-Gleichung am breitkronigen Wehr, WWT, Wasserbau, Heft 2, 1994
- 57 BONFIG: Technische Durchflußmessung, Vulkan-Verlag Essen, 1987
- 58 Schröder, Euler, Schneider, Knauf: Grundlagen des Wasserbaues, Hydrologie, Hydraulik und Wasserrecht Werner-Verlag Düsseldorf 1994
- 59 Hogrefe: Handbuch der Durchflußmessung Eigenverlag Fischer & Porter Göttingen, 1994